

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

L. ex.

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *GENIE - CIVIL*

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT

= R + 9 =

Proposé par : *Sonatiba*

Etudié par : *S. DJELLAL*
M. HADJAB

Dirigé par : *H. CHARIF*

PROMOTION : *JANVIER - 1985*

— CHAPITRE 1 —

— INTRODUCTION —

- Distribution des efforts verticaux sur les refend

CHAPITRE 7

* FERRAILLAGE DES VOILES

- introduction
- Types d'armatures
- Prescriptions relatives au ferrailage des éléments de contreventement
- Application selon PS 69
- Application selon RPA 81
- Ferrailage des linteaux (introduction)
- Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux

CHAPITRE 8 * ETUDE DES ELEMENTS

- Calcul de l'acrotère
- Calcul de l'escalier
- Calcul des paliers
- Calcul des béquets
- Calcul de la poutre palier
- Calcul de la poutre noyée
- Calcul des planchers (dalles) Etage courant
- Calcul des planchers haut du vide sanitaire

CHAPITRE 9

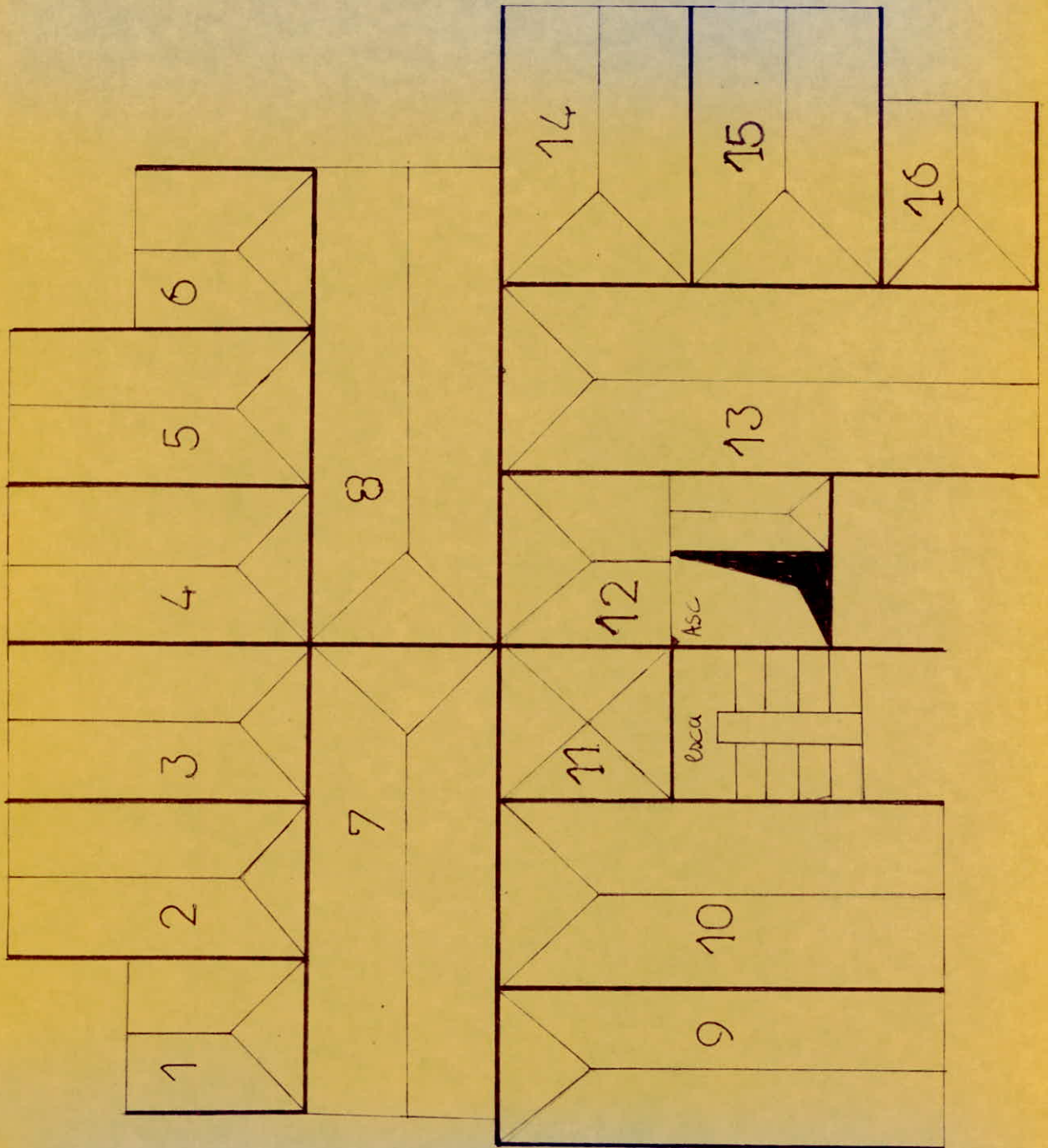
* ETUDE DES FONDATIONS

- Introduction
- Calcul des semelles
- Calcul des tassements du sol sous les semelles
- Ferrailage du voile périphérique

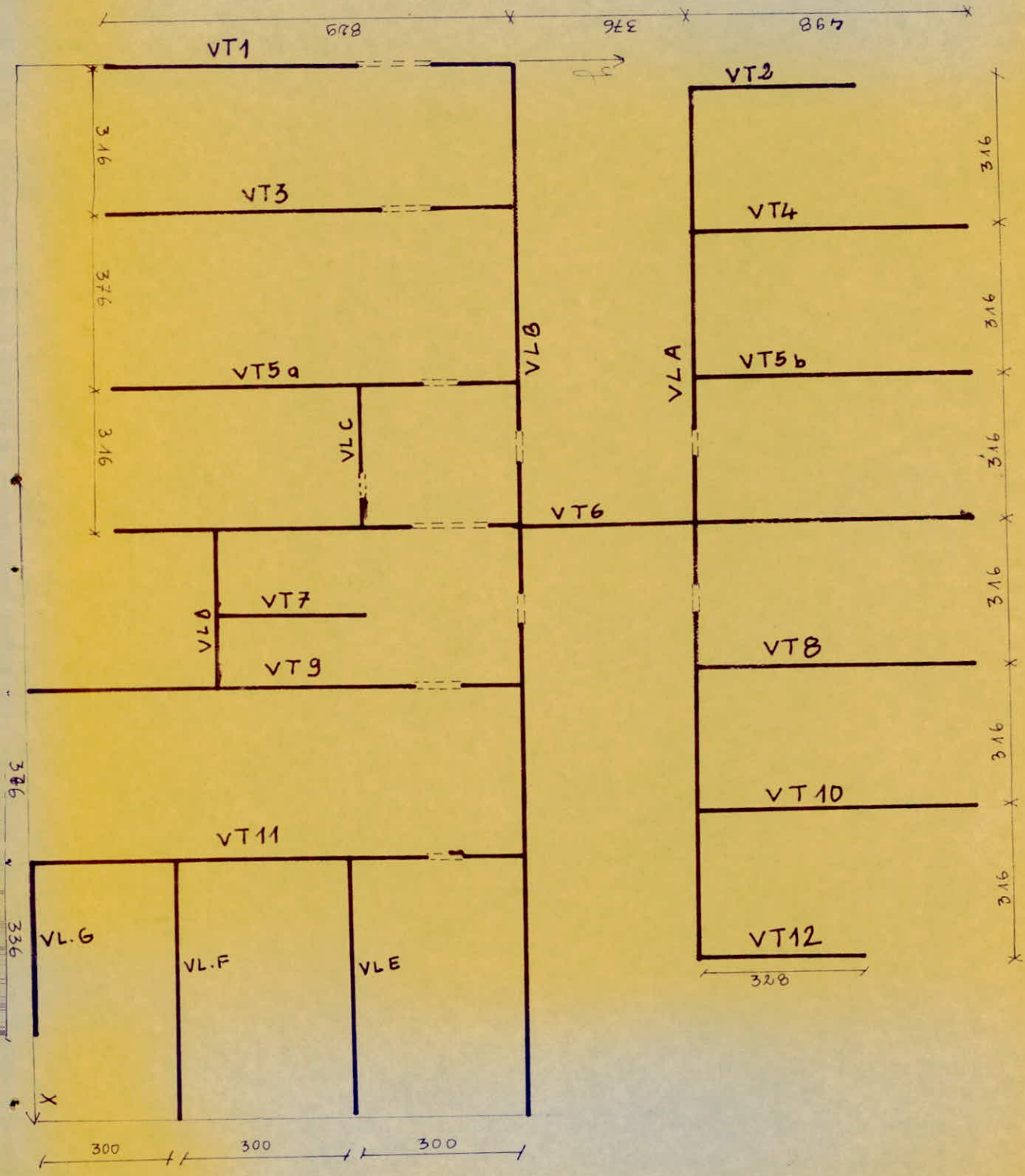
CHAPITRE 10

* ETUDE COMPARATIVE

- Introduction
- Comparaison



Plancher - étage - courant.



- - - -
 LinTeau

■■■■■
 Trumeau

- C H A P I T R E -

-0000- I N T R O D U C T I O N -0000-

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 1
- 1.1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE
- 1.2 CARACTERISTIQUE DU SOL
- 1.3 MATERIAUX UTILISES
2. CONTRAINTES ADMISSIBLES
3. DESCENTE DE CHARGE.

1/ PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

Le présent projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment tour à usage d'habitation qui sera implanté dans la région d'Alger. Le bâtiment comporte une dissymétrie en plan et comporte:

un vide sanitaire, & 1- Rez de chaussée et 09 étages
soit R+ 9

Une cage d'ascenseur

le R.D.C sera réservé aux locaux de commerce.

1.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

L'ossature du bâtiment est constituée uniquement de voiles porteurs d'épaisseur 16cm dans les deux sens transversal et longitudinal assurant ainsi le contreventement de la construction dans les deux sens.

Distance entre les points extrêmes

sens longitudinal: 22,36m

sens transversal : 18,30m

Hauteur total du bâtiment (γ compris l'acrotère)

$$H_t = 28,75m$$

Hauteur d'étage: 2,82m

PLANCHERS

Notre bâtiment aura deux types de planchers.

Le plancher du R.D.C qui sera formé de prédalles qui associent du béton coulé sur place à un béton préfabriqué sur de grandes surfaces reprise pour confectionner des dalles pleines.

Le plancher de l'étage courant et de la terrasse sera constitué de dalles pleines de 16cm d'épaisseur.

CAGE D'ESCALIER ET D'ASCENSEUR.

Elles seront réalisées par des voiles d'épaisseur 16cm

l'escalier sera constitué par deux volées adjacentes préfabriquées appuyées sur les paliers coulés sur place.

1.3 MATERIAUX UTILISES

Le béton armé entrant dans la construction du bâtiment sera conformé aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A 68), et à tous les règlements applicables en vigueur en Algérie.

La composition de 1 m³ de béton sera :

800 litres de gravillons	$D_g \leq 25 \text{ mm}$
400 litres de sable	$D_s \leq 5 \text{ mm}$
350 kg de ciment	C.F.A 325
175 litres d'eau.	

La préparation du béton sera faite mécaniquement (bétonnière centrale à béton), le chantier sera doté de matériel nécessaire pour permettre le prélèvement d'échantillons à des fins de contrôle.

L'acier utilisé (doux et à haute adhérence...) doit être propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

2. CONTRAINTES ADMISSIBLES :

2.1 BETON :

Ce bâtiment étant à usage d'habitation, on utilisera un béton dosé à 350 Kg/m³ de ciment CIA 325, avec un contrôle atténué.

Les contraintes admissibles pour les sollicitations du premier genre sont définies aux articles 9 à 12 des règles C.C.B.A 68.

La résistance nominale à 28 jours sera de :

- à la compression $\sigma'_r = 28 = 270 \text{ bars} = 275 \text{ Kgf/cm}^2$
- à la traction $\sigma'_t = 28 = 7 + 0,06 \cdot r = 23,2 \text{ bars} = 23,7 \text{ Kgf/cm}^2$

a - Contrainte de compression admissible (Art. 9.4 C.C.B.A 68)

Cette contrainte est égale à :

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

α : dépend de la classe du ciment utilisé.

$$\alpha = 1 \text{ pour la C.F.A 325}$$

β : dépend de l'efficacité du contrôle

$$\beta = 5 \text{ pour un contrôle atténué}$$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$$C_g = 5/15 \quad \overset{4}{\text{-----}} \rightarrow \gamma = 1$$

δ : dépend de la nature de la sollicitation

- en compression simple : $\delta = 0,3$
- en flexion simple : $\delta = 0,6$
- en flexion composée :

$$\delta = \begin{cases} 0,6 & \text{si l'effort normal est une traction} \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \text{ si l'effort} \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$$

normal est une compression.

avec :

e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

e_1 : distance à la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression. Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de " δ " devront être multipliés par 1,5.

ϵ : dépend de la forme de la section et la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation)

$\epsilon = 1$ en compression simple, quelle que soit la forme de la section, et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

ϵ = déterminé par la condition que $\frac{F'_b}{B'_c} \leq \sigma'_{bc}$ pour les autres cas.

F'_b : résultante des forces de compression

B'_c : section du béton comprimée.

σ'_{bc} : contrainte admissible en compression simple.

Dans notre cas les valeurs des contraintes sont :

- Contrainte admissible en compression simple

$$\bar{\sigma}'_{bc} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{bc} = 1 \cdot \frac{1}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{bc} = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ (sollicitation du 1er genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_{bc} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ sollicitation du 2ème genre.}$$

- Contrainte admissible en flexion simple ou flexion comparée avec traction en section rectangulaire.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 1,5 \cdot \frac{1,06 \cdot 1}{6} \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF1)} \\ \bar{\sigma}_b &= 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SF2)}. \end{aligned}$$

b - Contrainte de traction de référence (Art. 9.5. C.C.B. 168).

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

α, β, γ ont été déjà définis précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{28} \text{ avec } 28 \text{ exprimé en bars}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot \frac{1,06 \cdot 1}{6} \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF1)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,8 \text{ kgf/cm}^2 \text{ sous SF2)}$$

2 - 2 ACIERS :

On distingue 2 catégories d'aciers :

1 Aciers doux (ronds - lisses) :

Fe E 24 \longrightarrow limite d'élasticité nominale

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ kgf/m}^2$$

- Contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SF2)}$$

2 - Aciers à haute adhérence (H.A) :

Ils sort de nuance FeE 40 \longrightarrow limite d'élasticité nominale est : pour $\varnothing \leq 20$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

pour $\varnothing > 20$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$

- Contrainte admissibles :

$$\varnothing \leq 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF2)}$$

$$\varnothing > 20 \quad \bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 4000 = 2667 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SF2)}$$

- Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration (Art. 4.2 C.E.B.A 68).

Pour éviter des fissures inacceptables, la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\alpha}{\varnothing} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K}{\varnothing} \bar{\sigma}_b} \quad \text{contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle}$$

avec :

- K coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$K = 1 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration préjudiciable}$$

$$K = 0,5 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration très préjudiciable.}$$

- α : coefficient de fissuration
 = 1 pour les ronds lisses
 = 1,6 pour les aciers à haute adhérence (H.A)

- \varnothing : Diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimés en mm.

- $\bar{\omega}_f$ Pourcentage de fissuration défini par $\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf}$
 avec A : section des barres tendues Bf

Bf : section d'enrobage des barres tendues.

- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton, exprimée en bars.

DESCENTE DE CHARGE:

- POUR CHAQUE ELEMENT PORTEUR ON AURA A CONSIDERER
- SON POIDS PROPRE
- La PART DES CHARGES ET SURCHARGES QUE LUI TRANSMETTENT LES PLANCHERS (ELLE EST OBTENUE PAR UN DECOUPAGE A PARTIR DES LIGNES DE DE RUPTURES DU BETON A 45°, ON EVALUERA PAR LA SUITE LES SURFACES REVENANT A CHAQUE REPERENTS).
- LA PART DE CLOISON REPORTEES SUR LUI.
- LE POIDS DES FACADES S'IL SAGIT D'REPERENT EXTERIEUR.
- LES ELEMENTS SPECIAUX :(escalier, gaines,)
- LE BATIMENT ETANT A USAGE D'HABITATION , ILY AURA LIEU
- DE PROCEDER A UNE DEGRESSION DES SURCHARGES (LA LOI DE DEGRESSION TIENT COMPTE DU FAIT QU'IL EST EXCEPTIONNEL, QUE LA TOTALITE DES SURCHARGE SOIT APPLIQUEE SIMULTANEMENT SUR TOUT LES ETAGES.

CHARGE ET SURCHARGE

8

1 Plancher terrasse:

-Protection gravillon	1300	.0,05	=90kg/m ²
-Etanchietée multicouche			=20 "
-Chape en beton	2000	.0,0"	=60 "
-Isolation thermique	250	.0,04	=10 "
-Barriere de vapeur			=0,5 "
-Forme de pente moyenne	2000	.0,1	=200 "
-Dalle pleine	2500	.0,16	=400 "
-Enduit platre	1400	.0,015	=21 "
<hr/>			
	G = 806 kg/m ²		

2 Plancher etage courant

-Carrelage	2300	.0,02	=44kg/m ²
-Mortier de pose	2000	.0,02	=40 "
-Sable	1700	.0,01	=17 "
-Dalle en B.A	2500	.0,16	=400 "
- Isolation phonique	500	.0,02	=10 "
-- Cloison			=75 "
-Enduit platre	1400	.0,015	=21 "
<hr/>			
	G = 607 kg/m ²		

3 Plancher rez de chaussée

-CARRELAGE	2200	.0,02	=44 kg/m ²
-Mortier de pose	2000	.0,02	=40 "
--Sable	1700	.0,01	=17 "
--Dalle en B.A	2500	.0,16	=400 "
-Cloison			=75 "
<hr/>			
	G = 576 kg/m ²		

4 Escalier

-Palier			
-Carrelage	2200	.0,02	=44kg/m ²
-Mortier de pose	2000	.0,02	=40 "
-Sable	1700	.0,01	=17 "
-Dalle en B.A	2500	.0,16	=400 "
-Enduit platre	1400	.0,015	=21 "
<hr/>			
	G = 522kg/m ²		

VOLEE

- Poids propre de la paillasse (épaisseur $e=10\text{cm}$)	
- $\frac{0,1 \cdot 2500}{0,863} = 311\text{kg/m}^2$	=36,53
-Poids des marches: (h =17,5cm)	
$\frac{0,175 \cdot 2200}{2} = 192,5\text{kg/m}^2$	
-mortier de pose	2000 $\cdot 0,02 = 40\text{kg/m}^2$
-Revetement	2000 $\cdot 0,02 = 40$ "
-Garde de corps	=100 "
-Enduit plâtre	1400 $\cdot 0,015 = 21$ "

	C =704,8kg/m ²

5 Calcul du poids des gaines

On a 03 types de gaines

1: gaine pour vide ordure

2 gaine pour ventilation

3 gaine de fumée.

1^{er} type (V.O) $(0,8 \cdot 0,25 - 0,15; 0,23 - 0,4 \cdot 0,4) \cdot 2,82 \cdot 2,5 = 1,2448\text{t}$ 2^o type : fumée: $(0,98 \cdot 0,57 - 2(0,40 \cdot 0,25)) \cdot 2,82 \cdot 2,5 = 1,146\text{t}$ 3^o type ventilation: $(1,18 \cdot 0,25 - 2(0,4 \cdot 0,5)) \cdot 2,82 \cdot 2,5 = 1,505\text{t}$ Surcharge d'exploitation

Les valeurs des surcharges à admettre dans les bâtiments de même que la loi de dégression des surcharges dans les bâtiments à étage sont définies par les normes N°FP06.001

-Terrasse inaccessible	100kg/m ²
-Plancher courant	175kg/m ²
-PLACHER R.D.C (boutiques)	400 kg/m ²
-Escalier ,palier	250 kg/m ²
-Balcons ,loggia	300 kg/m ²
-Acrotère:force horizontale	100 kg/m ²

-POIDS DES FACADES AU NIVEAU DE L'ETAGE COURANT.

Les façades sont calculées par étage est sont FAITES en beton prefabriqué.

Ona 04 types De façades

$$1^{\circ} \text{ type } (3. 2,82 - 1,5 .1,35) .0,15 .2,5 = 2,413t$$

$$2^{\circ} \text{ type } (3,6. 2,82 - 1,5 .1,35) .0,15 .2,5 = 3,047t$$

$$3^{\circ} \text{ type } (3 ; .2,82 - 1,80 .1,5) .0,15 .2,5 = 2,160t$$

$$4^{\circ} \text{ type } \{3,6 .2,82 - 1,8 . 1,5 \} 0,15 .2,5 = 2,790t$$

-DALLE LOCAL MACHINERIE

$$0,1 .2,5 = 0,25t/M^2$$

Dalle d'ascenseur.

$$0,16 .2,5 = 0,4t/m^2$$

Voile a =voile b

$$0,15 .2,5 .2,6 .2,4 = 2,34t$$

Voile c = voile d

$$0,15 .2,5 .1,6 . 2,4 = 1,44t$$

Poids revenant à chaque voile

$$\text{Voile a} = \text{voile b} = 1,208t$$

$$\text{voile c} = \text{voile d} = 0,416t$$

$$Ca Cb = 2,34t$$

$$Cc =Cd = 1,856t$$

POIDS TOTAL DE chaque voile

$$\text{Voile a} = \text{voile b} = 3,548t$$

$$\text{Voile c} = \text{voile d} = 1,856t$$

POIDS PROPRE DES ELEMENTS

APPPlancher terrasse

VOILE A

- Acrotère	3,6 . 0,19	=0,648t
------------	------------	---------

- Plancher terrasse	43,812 . 0,806	=35,312t
---------------------	----------------	----------

$$35,996t$$

VOILE B

- Acrotère	8,80 . 0,19	=1,672t
------------	-------------	---------

- Plancher terrasse	49,94 .0,806	=40,251t
---------------------	--------------	----------

$$41,923t$$

VOILE C

Plancher terrasse	4,5 . 0,806	=3,627t
-------------------	-------------	---------

VOILE D

Acrotère	3,30 ; 0,19	= 0,627t
Plancher terrasse	0,592 . 0,806	=0,4771t
Machinerie ascenseur		<u>=1,856t</u>
		2,960t

VOILE- E-

Acrotère	3,16 . 0,19	=0,60t
Plancher terrasse	11,744 . 0,806	<u>=9,465t</u>
		10,065t

VOILE- F-

Acrotère	4,38 . 0,19	= 0,832t
Plancher terrasse	9,67 . 0,806	<u>=7,794t</u>
		8,626t

VOILE -G-

Acrotère	4,78 ; 0,19	=0,908t
Plancher terrasse	3,79 . 0,806	<u>=3,054t</u>
		3,962t

VOILE -1-

Acrotère	10,31 ; 0,19	=1,9589t
Plancher terrasse	10,95 . 0,806	<u>=8,825t</u>
		10,783t

VOILE- 2-

Acrotère	4,70 ; 0,19	=0,9082t
Plancher terrasse	3,79 . 0,806	=3,054 t

VOILE-3-

Acrotère	3,46 . 0,19	=0,657t
Plancher terrasse	23,83 . 0,806	<u>=19,198t</u>
		19,855t

VOILE-4-

Acrotère	4,39 . 0,19	=0,8341t
Plancher terrasse	14,819 . 0,806	<u>=11,944t</u>
		12,778t

VOILE-A-5a-

Acrotère	3,46 . 0,19	=0,657t
Plancher terrasse	21,555 . 0,806	<u>=17,373t</u>
		18,03t

VOILE-5b-

Acrotère	3,16 . 0,19	= 0,657t
Plancher terrasse	22,05 . 0,806	= <u>17,772t</u>
		18,372t

VOILE-6-

Acrotère	6,79 . 0,19	= 1,29 t
Plancher terrasse	40,598 ; 0,806	= 32,721t
Ascenseur machinerie		= <u>3,548t</u>
		37,559t

VOILE-7-

Plancher terrasse	1,705 . 0,806	= 1,374t
Machinerie ascenseur		= <u>3,548t</u>
		4,922t

VOILE -8-

Acrotère	3,16 . 0,19	= 0,6004t
Plancher terrasse	22,058 . 0,808	= <u>17,778t</u>
		18,378t

VOILE -9-

Acrotère	5,42 ; 0,19	= 1,0298t
Plancher terrasse	20,557 . 0,806	= <u>16,568t</u>
		17,597t

VOILE- 10-

Acrotère	4,62 ; 0,19	= 0,877t
Plancher terrasse	14,819 . 0,806	= <u>11,944t</u>

VOILE-11-

		12,821t
Acrotère	1,86 . 0,19	= 0,372t
Plancher terrasse	22,014 . 0,806	= <u>17,743t</u>
		18,115t

VOILE- 12-

Acrotère	5,24 . 0,19	= 0,995t
Plancher terrasse	3,79 . 0,806	= <u>3,054t</u>
		4,049t

B: PLANCHER ETAGE COURANT.

VOILE-A-		
Poids propre du voile		=20,08t
Plancher .E.T.C.	43,812 . 0,607	=26,595t
		<u>46,673t</u>
VOILE -B-		
Poids propre		=23,753t
Plancher E.T.C.	49,94 .0,607	=30,313t
		<u>54,066t</u>
VOILE-C-		
POIDS propre		=2,602t
Plancher E.T.C.	2,25 .0,607	=1,365t
Palier	2,25 . 0,522	=1,174t
		<u>5,141t</u>
VOILE-D-		
Poids propre		=1,804t
Plancher ,E.T.C		=0,358t
		<u>2,162t</u>
VOILE- E-		
Poids propre		=4,596t
Plancher E.T.C	11,744-. 0,607	=7,128t
Façade	2,16/2 +2,143/2	=2,286t
		<u>14,011t</u>
VOILE- F-		
Poids propre		=4,596t
Plancher E.T.C.	9,67. 0,607	=5,869t
Façades	2,16/2 + 2,16/2	=2,16t
		<u>12,454t</u>
VOILE- G-		
Poids propre		=3,696t
Plancher E.T.C	3,79 .0,607	=2,30t
Façades	2,16/2	=1,08t
		<u>7,079t</u>

VOILE -1-		
Poids propre		=8,27t
Plancher .E.T.C		=6,646t
Façades	2,16/2	a <u>=1,08t</u>
		15,996t
VOILE-2-		
Poids propre		=3,699t
Plancher E.T.C		=2,388t
Façades	2,413/2	<u>= 1,206t</u>
		7,293t
Voile-3-		
Poids propre		= 7,271t
PlancherE.TC		=14,458t
façades	2,16/2 +3,047/2	<u>=2,603t</u>
		24,332t
VOILE -4-		
Poids propre		=4,569t
Plancher E.T.C.		=8,995t
Façade	2,413/2	<u>=2,413t</u>
		15,977t
VOILE-5-		
Poids propre		= 8,346t
Plancher E.T.C		=9,314t
Palier	1,125+2,25) 0,522	=1,761t
Volée	(1,89 .1,30) .0,7048	=1,731t
Façade	3,042/2 + 2,16/2	<u>=2,601t</u>
		23,753t
VOILE -5b-		
Poids propre		= 4,569t
Plancher E.T.C		=8,995t
Façades	2,413/2 + 2,16/2	<u>=2,286t</u>
		20,244t
VOILE -6-		
Poids propre		=17,598t
Plancher E.T.C		=21,002t
Palier	(1,125 + 2,25) .0,522	=1,761t
Volée	(1,89 .1,30) ;0,7048	= 1,731t
Façades	(2,16	<u>=2,16t</u>
		44,252t

VOILE -8-		
Poids propre		=4,569t
Plancher E.T.C		+13,389t
Façades	2,16/2 +3,047/2	<u>=2,603t</u>
		20,561t
VOILE-7-		
Poids propre		=3,045t
Plancher E.T.C		<u>=1,034t</u>
		4,079t
VOILE-9-		
Poids propre		= 9,912t
Plancher E.T.C		=12,478t
Façades	2,16/2	=1,08t
Gaines	1,448 +1,146	<u>=2,594t</u>
		26,064t
VOILE -10-		
Poids propre		=4,569t
Plancher E.T.C		=8,995t
Façades	3,047/2	<u>=1,523t</u>
		15,087t
VOILE -11-		
Poids propre		=9,91t
Plancher E.T.C		=13,362t
Gainede fumée		=1,146t
Façades	2,16/2	<u>=1,08T</u>
		25,498t
VOILE -12-		
Poids propre		=3,699t
Plancher E.T.C		=2,30t
Façades	2,413/2	<u>=1,265t</u>
		7,264t

C) PLANCHER .R.D.C.

VOILE-A-		
Poids propre		=20,08t
Plancher R.D.C		<u>=25,235t</u>
		45,315t
VOILE-B-		
Poids propre		=23,753t
Plancher R.D.C		<u>=28,756t</u>
		52,518t
VOILE -C-		
Pois propre		=2,602t
Plancher RDC		=1,296t
Palier		<u>= 1,174t</u>
		5,072t
VOILE-D-		
Poids propre		=1,804t
Plancher RDC		<u>=0,339t</u>
		2,143t
VOILE-E-		
Poids propre		=4,596t
Plancher RDC		=6,764t
Façades	2,16/2 +2,413/2	<u>=2,286t</u>
		13,646t
VOILE - F-		
Poids propre		= 4,569t
Plancher RDC		=5,569t
Façades	2,16/2 +2,16/2	<u>=2,16t</u>
		12,298t
VOILE-G-		
Poids propre		=3;699t
Plancher RDC		=2,181t
Façades	2,16/2	<u>=1,08t</u>
		6,962t

VOILE-1-

Poids propre		= 8,270t
Plancher RDC		= 6,307t
Façades	2,16/2	= 1,08t
		<u>15,657t</u>

VOILE -2-

Poids propre		= 3,699t
Plancher RDC		= 2,183t
Façades	2,143/2	= 1,206tm
		<u>7,088t</u>

VOILE-3-

Poids propre		= 7,271t
Plancher RDC		= 13,720t
Façades	2,16/2 + 3,047/2	= 2,603t
		<u>23,594t</u>

VOILE-4-

Poids propre		= 4,569t
Plancher RDC		= 8,535t
Façades	2,413	= 2,413t
		<u>15,517t</u>

VOILE-5a-

Poids propre		= 8,346t
Plancher RDC		= 8,838t
Palier		= 1,761t
Voléé		= 1,731t
Façades	3,042/2 + 2,16/2	= 2,601t
		<u>23,277t</u>

VOILE -5b -

Poids propre		= 4,569t
Plancher RDC		= 11,270t
Façade	2,413/2 + 2,16/2	= 2,286t
		<u>19,555t</u>

VOILE -6-

Poids propre		= 17,588t
Plancher RDC		= 19,93t
Palier		= 1,761t
Volée		= 1,731t
Façades		= 2,16t
		<u>43,180t</u>

VOILE - 7-		
Poids propre		= 3,045t
Plancher RDC		= 0,982t
		<u>4,027t</u>
VOILE -8-		
Poids propre		= 4,569t
Plancher RDC		= 12,705t
Façades	2,16/2 +3,047/2	= 2,603t
		<u>19,877t</u>
VOILE -9-		
Poids propre		= 4,569t
Plancher RDC		= 11,84t
Façades	2,16/2	=1,08t
Gaine		=2,594t
		<u>20,083t</u>
VOILE -10-		
Poids propre		= 4,569t
Plancher RDC		=8,535t
Façades	3,047/2	=1,523t
		<u>14,627t</u>
VOILE -11-		
Poids propre		= 9,91t
Plancher RDC		= 12,688t
Façades	2,16/2	= 1,080t
		<u>23,678t</u>
VOILE- 12-		
Poids propre		= 3,699t
Plancher RDC		= 2,183t
Façades	2,413/2	+ = 1,206t
		<u>7,088t</u>

-SURCHARGES D'EXPLOITATION:

Comme notre bâtiment est au usage d'habitation, il est rare que toutes les surcharges agissent simultanément, on applique alors pour leur détermination la loi de dégression, celle-ci consiste à réduire les surcharges identiques ou non à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0,5 sauf pour le dernier et avant dernier étage.

NIVEAU;:	TERRASSE	=100kg/m ²
9		=175kg/m ²
8	175 .0,9	=158kg/m ²
7	175 .0,8	=140 "
6	175 .0,7	=123"
5	175 ;0,6	=105"
4	175 .0,5	= 88"
3	175 ;0,5	=88"
2	175 .0,5	=88"
1	175.0,5	= 88"
RDC		=400kg/m ²

- VOILES LONGITUDINAUX -

NIVEAU VOILES	P avec degression							P sans degression						
	A	B	C	D	E	F	G	A	B	C	D	E	F	G
T	4.381	4.994	0.45	0.059	1.174	0.967	0.379	4.381	4.994	0.45	0.059	1.174	0.967	0.379
9	7.684	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.663	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.663
8	6.90	7.865	0.354	0.093	1.849	1.523	0.596	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.633
7	6.133	6.991	0.315	0.082	1.644	1.353	0.530	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.633
6	5.366	6.117	0.275	0.072	1.438	1.184	0.464	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.633
5	4.600	5.243	0.236	0.062	1.232	1.015	0.397	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.633
4	3.833	4.369	0.196	0.051	1.027	0.846	0.331	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.633
3	3.833	4.369	0.196	0.051	1.027	0.846	0.331	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.663
2	3.833	4.369	0.196	0.051	1.027	0.846	0.331	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.663
1	3.833	4.369	0.196	0.051	1.027	0.846	0.331	7.687	8.739	0.393	0.103	2.055	1.692	0.633
RDC	17.524	19.976	0.90	0.236	4.696	3.868	1.516	17.525	19.976	0.90	0.236	4.696	3.868	1.516

-VOILES TRANSVERSAUX-

P: sans depression

	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
T	1.095	0.379	2.382	1.481	2.155	2.205	4.059	0.170	2.205	2.055	1.481	2.201	0.379
9	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
8	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
7	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
6	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
5	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
4	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
3	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
2	1.916	0.633	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
1	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
RDC	4.380	1.516	9.528	5.917	6.138	8.820	13.860	0.682	8.823	8.222	2.593	3.852	0.660

- VOILES TRANSVERSAUX -

P: avec degression

	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
12	1.095	0.379	2.382	1.481	2.155	2.205	4.059	0.170	2.205	2.055	1.481	2.901	0.379
11	1.916	0.663	4.168	2.593	2.685	3.858	6.055	0.298	3.860	3.597	2.593	3.852	0.660
10	1.724	0.596	3.751	2.333	2.416	3.474	5.449	0.268	3.474	3.237	2.330	3.467	0.596
9	1.533	0.530	3.334	2.074	2.148	3.088	4.844	0.238	3.088	2.877	2.074	3.081	0.530
8	1.341	0.464	2.917	1.815	1.879	2.702	4.238	0.208	2.702	2.518	1.815	2.696	0.464
7	1.149	0.397	2.501	1.555	1.611	2.316	3.633	0.179	2.316	2.158	1.555	2.311	0.397
6	0.958	0.331	2.084	1.296	1.342	1.930	3.027	0.149	1.930	1.798	1.296	1.926	0.331
5	0.958	0.331	2.084	1.296	1.342	1.930	3.027	0.149	1.930	1.798	1.296	1.926	0.331
4	0.958	0.331	2.084	1.296	1.342	1.930	3.027	0.149	1.930	1.798	1.296	1.926	0.331
3	0.958	0.331	2.084	1.296	1.342	1.930	3.027	0.149	1.930	1.798	1.296	1.926	0.331
2	0.958	0.331	2.084	1.296	1.342	1.930	3.027	0.149	1.930	1.798	1.296	1.926	0.331
1	0.958	0.331	2.084	1.296	1.342	1.930	3.027	0.149	1.930	1.798	1.296	1.926	0.331
RDC	4.38	1.516	9.528	5.927	6.138	8.82	13.84	0.682	8.82	8.222	5.927	8.805	1.516

EFFORTS TOTAUX SUR LES REPENDS LONGITUDINAUX								
NIV	CHARGE	A	B	C	D	E	F	G
T	G	35.996	41.923	3.627	2.960	10.065	8.626	3.962
	1.2 P	5.257	5.992	0.54	0.07	1.408	1.160	0.454
9	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.454	7.079
	1.2 P	9.220	10.486	0.471	0.123	2.466	2.030	0.795
8	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.454	7.079
	1.2 P	8.28	9.438	0.424	0.111	2.218	1.827	0.715
7	G	46.673	54.066	5.141	2.102	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	7.359	8.389	0.378	0.098	1.972	1.623	0.636
6	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	6.439	7.340	0.33	0.086	1.725	1.420	0.556
5	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	5.520	6.291	0.283	0.074	1.478	1.218	0.476
4	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	4.599	5.242	0.235	0.061	1.232	1.015	0.397
3	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	4.599	5.242	0.235	0.061	1.232	1.015	0.397
2	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	4.599	5.242	0.235	0.061	1.232	1.015	0.397
1	G	46.673	54.066	5.141	2.162	14.01	12.452	7.079
	1.2 P	4.599	5.242	0.235	0.061	1.232	1.015	0.397
RDC	G	45.315	52.518	5.07	2.143	13.646	12.298	6.962
	1.2 P	2.102	23.971	1.08	0.283	5.635	4.641	1.819
	Σ	582.86	673.91	59.412	25.65	171.631	150.971	81.674

- EFFORTS TOTAUX SUR LES REPENDS TRANSVERSAUX -

NIVEAU	CHARGE	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
T	G	10.783	3.962	19.855	12.778	18.03	18.372	37.559	4.922	18.378	17.597	12.821	18.115	4.049
	1.2P	1.314	0.454	2.858	1.777	2.586	2.646	4.870	0.204	2.646	2.466	1.777	2.641	0.454
9	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.561	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	2.299	0.795	5.001	3.111	3.222	4.629	7.266	0.357	4.632	4.316	3.111	4.622	0.799
8	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	2.068	0.715	4.501	2.799	2.899	4.168	6.538	0.321	4.168	3.884	2.799	4.160	0.715
7	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.839	0.636	4.000	2.448	2.577	3.705	5.812	0.285	3.705	3.452	2.488	3.697	0.636
6	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.609	0.556	3.500	2.178	2.254	3.242	5.085	0.249	3.242	3.021	2.178	3.235	0.556
5	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.378	0.476	3.001	1.866	1.933	2.779	4.359	0.214	2.779	2.589	1.866	2.773	0.476
4	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.149	0.397	2.500	1.555	1.610	2.316	3.632	0.178	2.316	2.157	1.555	2.311	0.397
3	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.149	0.397	2.500	1.555	1.610	2.316	3.632	0.178	2.316	2.157	1.555	2.311	0.397
2	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.149	0.397	2.500	1.555	1.610	2.316	3.632	0.178	2.316	2.157	1.555	2.311	0.397
1	G	15.996	7.293	24.332	15.977	23.753	20.244	44.252	4.079	20.501	26.064	15.087	25.498	7.264
	1.2P	1.149	0.397	2.500	1.555	1.610	2.316	3.632	0.178	2.316	2.157	1.555	2.311	0.397
RDC	G	15.657	7.088	23.594	15.517	23.277	19.555	43.180	4.027	19.877	20.083	14.627	23.678	7.088
	1.2P	5.250	1.819	11.433	7.112	7.365	10.584	16.608	0.818	10.584	9.866	7.112	10.566	1.819
	Σ	190.75	83.726	306.67	199.279	284.36	261.14	544.07	48.82	264.32	310.47	190.782	312.213	83.549

24

POIDS TOTAL DU BATIMENT

voiles	$G+1.2P$ (t)
A	582.86
B	673.91
C	59.412
D	25.65
E	171.631
F	150.971
G	81.674
1	190.757
2	83.726
3	306.67
4	199.27
5a	284.36
5b	261.14
6	544.07
7	48.82
8	264.32
9	310.47
10	190.78
11	312.21
12	83.84
Σ	4826.541 ^t

— CHAPITRE '2 —

— ETUDE — **— DYNAMIQUE —**

- ETUDE DYNAMIQUE -Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est en général nécessaire lorsque cette structure présente un élancement important, ou une dimension en plan importante.

Lors de l'étude d'une structure il est indispensable de connaître les vibrations naturelles de celle-ci. Dans le cas de vibrations libres on ne se préoccupe pas des causes ayant entraîné la structure lors de sa position d'équilibre, mais d'examiner le comportement de celle-ci une fois qu'elle est livrée à elle-même, c'est à dire la réponse du système à toute excitation extérieure.

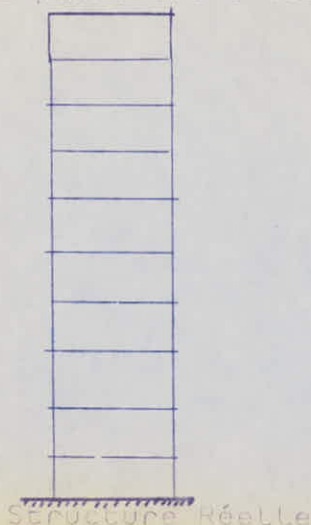
L'étude ne peut être faite directement sur la structure telle qu'elle se présente avec une distribution complexe de masses, distribution qui peut-être représentée sous forme analytique exacte.

Pour cela il faut la modéliser et choisir un support convenable pour les calculs, tout en restant proche de la répartition des masses permettant d'importantes simplifications de calcul.

Modélisation :

La modélisation de la structure sera représentée par une console flexible rigidement encadrée à la base où les masses sont supposées concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers. Chacun des planchers sera considéré comme un ensemble rigide et ne constituera par conséquent qu'un seul degré de liberté, du fait que ses déformations sont très petites devant celle de l'ensemble du bâtiment.

Le nombre total de degrés de liberté sera donc égal à celui des planchers c'est-à-dire = 10 (dix)



METHODES UTILISEES

Les méthodes utilisées sont

- . Méthodes approximatives

Méthodes approximatives :

Les méthodes approximatives permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante les caractéristiques dynamiques de la structure. Ces méthodes permettent de calculer les différentes modes et les pulsations propres par une série d'opérations itératives à partir d'une forme du mode choisie arbitrairement. Les méthodes les plus connues sont :

- . Méthode de RAYLEIGH
- . Méthode de VIANELLO-STODOLA.

a) Méthode de RAYLEIGH :

Cette méthode est basée sur le principe de conservation de l'énergie, pour cette raison elle n'est applicable qu'en système conservatif.

Mais compte-tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des formes des pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

b) Méthode de VIANELLO-STODOLA :

Cette méthode repose sur les observations suivantes :

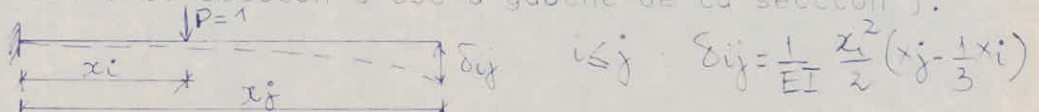
- 1) Pour un système oscillatoire à "n" masses concentrées (ou pour un système à masses réparties) les ordonnées de la ligne élastique qui correspondent au mode "j" sont proportionnelles aux forces d'inertie des masses dans le mode considéré.
- 2) Le travail des forces d'inertie correspondant à un mode de vibration quelconque avec les déplacements d'un autre mode est nul.

La méthode de VIANELLO-STODOLA permet de calculer le mode fondamental (pulsation propre et déformée), ainsi que successivement les modes supérieurs en utilisant un procédé d'élimination dont la convergence est malheureusement assez lente.

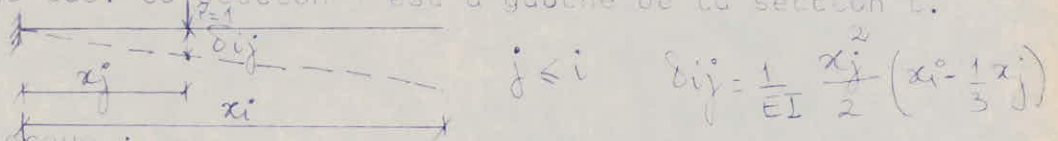
- CAS D'UN BATIMENT :

La structure étant représentée par une console encastrée à sa base nous aurons :

1er cas : La section i est à gauche de la section j .



2eme cas: La section j est à gauche de la section i .



Remarque :

En vertu du théorème de Maxwell - Betti

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$

Calcul des périodes et recherche des modes :

Hypothèses de calcul :

Il n'a pas tenu compte de :

- L'interaction sol-structure c'est à dire la déformation de la semelle au niveau du sol.
- La translation au niveau de la base.

- METHODE DE RAYLEIGH

Cette méthode sera utilisée pour la détermination du 1er mode seulement, son utilisation pour les modes supérieures étant laborieuse

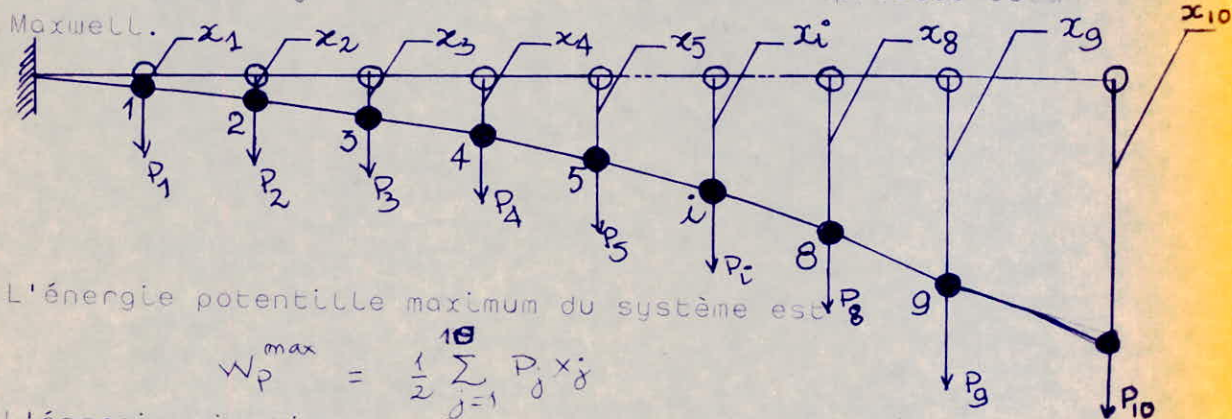
Méthode de la déforme statique :

On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de pesanteur, celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i g$ agissant dans la direction du degré de liberté et soient $x_1, x_2, \dots, x_8, x_9, x_{10}$ les déplacements statiques produits par le système de forces P_i appliquées dans la section $h = h_i$.

$$\text{avec : } x_i = \sum_{j=1}^{10} P_j \delta_{ij}$$

δ_{ij} = déplacement du point i dans le sens de la déformée recherchée, déplacement dû à la force $P_j = 1t$.

Remarque : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ selon le principe de réciprocité de



L'énergie potentielle maximum du système est

$$W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{10} P_j x_j$$

L'énergie cinétique maximum du système est :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^{10} P_j x_j^2$$

Le principe de conservation de l'énergie permet d'écrire :

$$W_p^{\max} = W_c^{\max}$$

.../...

C'est à dire : $\frac{1}{2} \sum_{j=1}^{10} P_j x_j = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^{10} P_j x_j^2$

d'où : $\omega = \sqrt{\frac{g \sum_{j=1}^{10} P_j x_j}{\sum_{j=1}^{10} P_j x_j^2}} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{10} P_j x_j^2}{g \sum_{j=1}^{10} P_j x_j}}$

Déplacements unitaires δ_{ij} : unités $[\text{cm/t}] \cdot 10^{-5}$

Le calcul des δ_{ij} peut se faire à l'aide des méthodes générales de la statique des structures (Mohr-Maxwell, Véréche-aguine etc.....)

Calcul des déplacements :

Vibration suivant y.y - (Rotation autour de x.x)

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_i^2}{2} \left(x_i - \frac{1}{3} x_j \right)$$

$$x_c = \sum P_i \cdot \delta_{ij}$$

$$\delta_{ij} [\text{cm/t}] 10^{-5}$$

$$I_c = \sum P_i \cdot x_i^2$$

$$I_c^{xx} = 73,327 \text{ m}^4$$

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD -1-

δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14}	δ_{15}	δ_{16}	δ_{17}	δ_{18}	δ_{19}	δ_{110}
0.292	0.731	1.171	1.610	2.050	2.489	2.929	3.368	3.807	4.247

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-2-

δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{24}	δ_{25}	δ_{26}	δ_{27}	δ_{28}	δ_{29}	δ_{210}
0.731	2.341	7.399	5.858	7.616	9.373	11.131	12.889	14.646	16.404

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-3-

δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}	δ_{35}	δ_{36}	δ_{37}	δ_{38}	δ_{39}	δ_{310}
1.171	7.399	7.909	11.865	15.818	19.773	23.728	27.682	31.637	35.591

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-4-

δ_{41}	δ_{42}	δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}	δ_{46}	δ_{47}	δ_{48}	δ_{49}	δ_{410}
1.610	5.858	11.865	18.747	25.778	32.809	39.839	46.870	53.901	60.931

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD -5-

δ_{51}	δ_{52}	δ_{53}	δ_{54}	δ_{55}	δ_{56}	δ_{57}	δ_{58}	δ_{59}	δ_{510}
2.050	7.616	15.818	25.778	36.617	47.583	58.588	69.573	80.559	90.619

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-6-

δ_{61}	δ_{62}	δ_{63}	δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	δ_{67}	δ_{68}	δ_{69}	δ_{610}
2.489	9.373	19.773	32.809	47.583	63.275	79.093	94.913	110.641	126.550

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD -7-

δ_{71}	δ_{72}	δ_{73}	δ_{74}	δ_{75}	δ_{76}	δ_{77}	δ_{78}	δ_{79}	δ_{710}
2.929	11.131	23.728	39.839	58.588	79.093	100.478	122.010	143.541	165.060

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD -8-

δ_{81}	δ_{82}	δ_{83}	δ_{84}	δ_{85}	δ_{86}	δ_{87}	δ_{88}	δ_{89}	δ_{810}
3.368	12.889	27.682	46.870	69.573	94.913	122.01	149.982	178.327	206.231

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-9-

δ_{91}	δ_{92}	δ_{93}	δ_{94}	δ_{95}	δ_{96}	δ_{97}	δ_{98}	δ_{99}	δ_{910}
3.807	14.646	31.637	53.901	80.559	110.641	143.541	178.327	213.554	249.147

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-10-

δ_{101}	δ_{102}	δ_{103}	δ_{104}	δ_{105}	δ_{106}	δ_{107}	δ_{108}	δ_{109}	δ_{1010}
4.247	16.404	35.591	60.931	90.619	126.550	165.06	206.231	213.554	292.942

Exemple de calcul des X_i

$$X_1 = P_i (\delta_{11} + \delta_{12} + \delta_{13} + \dots + \delta_{19}) + P_{10} \delta_{110}$$

$X_1 = 0,090873517 \text{ cm}$	$P = 403,61 \text{ t}$
$X_2 = 0,3539551 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_3 = 0,73083455 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_4 = 1,1932507 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_5 = 1,7395004 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_6 = 2,345655 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_7 = 2,98448225 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_8 = 3,6452506 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_9 = 4,315679 \text{ cm}$	$P = \text{ " "}$
$X_{10} = 4,8424912 \text{ cm}$	$P = 386,616 \text{ t}$

$$A = \sum_{i=1}^{10} P_i \cdot X_i^2 \quad A = 29872,549 \text{ t} \cdot \text{cm}^2$$

$$B = \sum P_i \cdot X_i \quad B = 8894,789 \text{ t cm}$$

$$\omega = g \cdot B / A = 17,103 \text{ sec}^{-1}$$

donc la periode sera $T_{xx} = 2 \cdot \pi / \omega = 6,28 / 17,103$

$$-T_{xx} = -0,36 \text{ sec}$$

VIBRATION SUIVANT -X-X-

ROTATION AUTOUR de -y -y

Calcul des déplacement (δ_{ij})

$$\delta_{ij} = \frac{1}{E \cdot I} \cdot \frac{X_i^2}{2} \quad (X_j = X_i / 3)$$

$$I_{yy}^e = 183,749 \text{ m}^4$$

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-1-

δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	δ_{14}	δ_{15}	δ_{16}	δ_{17}	δ_{18}	δ_{19}	δ_{110}
0.116	0.292	0.467	0.642	0.818	0.993	1.168	1.343	1.519	1.689

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-2-

δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	δ_{24}	δ_{25}	δ_{26}	δ_{27}	δ_{28}	δ_{29}	δ_{210}
0.292	0.934	1.636	2.337	3.039	3.740	4.441	5.143	5.844	6.546

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD -3-

δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	δ_{34}	δ_{35}	δ_{36}	δ_{37}	δ_{38}	δ_{39}	δ_{310}
0.467	1.636	3.156	4.735	6.421	7.890	9.468	11.046	12.625	14.203

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-4-

δ_{41}	δ_{42}	δ_{43}	δ_{44}	δ_{45}	δ_{46}	δ_{47}	δ_{48}	δ_{49}	δ_{410}
0.642	2.337	4.735	8.476	10.286	13.092	15.898	18.703	21.509	24.315

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-5-

δ_{51}	δ_{52}	δ_{53}	δ_{54}	δ_{55}	δ_{56}	δ_{57}	δ_{58}	δ_{59}	δ_{510}
0.818	3.039	6.421	10.286	14.612	18.996	23.379	27.764	32.147	36.531

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-6-

δ_{61}	δ_{62}	δ_{63}	δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	δ_{67}	δ_{68}	δ_{69}	δ_{610}
0.993	3.740	7.890	13.092	18.996	25.250	31.563	37.876	44.188	50.501

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-7-

δ_{71}	δ_{72}	δ_{73}	δ_{74}	δ_{75}	δ_{76}	δ_{77}	δ_{78}	δ_{79}	δ_{710}
1.168	4.441	9.468	15.898	23.379	31.563	40.097	48.689	57.281	65.874

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-8-

δ_{81}	δ_{82}	δ_{83}	δ_{84}	δ_{85}	δ_{86}	δ_{87}	δ_{88}	δ_{89}	δ_{810}
1.343	5.143	11.046	18.703	27.764	37.876	48.689	59.853	71.075	82.298

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD-9)

δ_{91}	δ_{92}	δ_{93}	δ_{94}	δ_{95}	δ_{96}	δ_{97}	δ_{98}	δ_{99}	δ_{910}
1.519	5.844	12.625	21.509	32.147	44.188	57.281	71.075	85.221	99.424

CHARGE DE 1t APPLIQUE AU NOEUD -10-

δ_{101}	δ_{102}	δ_{103}	δ_{104}	δ_{105}	δ_{106}	δ_{107}	δ_{108}	δ_{109}	δ_{1010}
1.689	6.546	14.203	24.315	36.531	50.501	65.874	82.298	99.424	115.901

— CHAPITRE 3 —

— ETUDE AU VENT —

-ETUDE AU VENT-

1- Introduction

Le vent peut engendrer des efforts dynamique qui dépendent des caractéristiques aérodynamique et mécanique de la construction, en tout premier lieu de la période du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction étudiée.

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décélérations irrégulières, répétées et variables en durée. Il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique (R) dont la direction diffère généralement de celle du vent. Cette résultante peut se décomposer en trois forces.

- la première suivant la direction du vent dans un plan horizontal: c'est la traînée. T .
- la seconde perpendiculaire à la première dans le plan horizontal: c'est la dérive. L ;
- La dernière suivant une direction verticale ascendante: C'est la portance: U .

2 Détermination de l'effort de traîné. T .

Les trois efforts énumérés ci-dessus l'effort de traîné est le plus important il conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

- Grand côté de la base $a = 22,36m$
- Petit côté de la base $b = 18,30m$
- Hauteur totale offerte au vent. $H = 28,75m$

Comme la hauteur totale offerte au vent est $H = 28.75\text{m}$ étant inférieure à 30m nous pourrions utiliser la méthode N.V.65 mais nous obtenons par la méthode générale

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

l'effort T est fonction du niveau H considéré.

2.1 Coefficient de traînée : C_t

Dans un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse il est fixé à

$$C_t = 1,3 \gamma_0 \quad (\text{N.V.65 2.161.1}^\circ)$$

γ_0 : coefficient dépendant des rapports de dimensions sa valeur est donnée par le diagramme R. III.5", NV65. pour un vent perpendiculaire à la face à $-(x \ x)$

$$\frac{b}{a} = \frac{18.30}{22.36} = 0.818 \quad \text{----->} \quad \gamma_0 = 1$$

$$\lambda_a = \frac{28.75}{22.36} = 1.28 \quad \text{----->} \quad C_t = 1.3$$

Pour un vent perpendiculaire à la face (b) (yy)

$$\frac{b}{a} = 0,818 \quad \text{----->} \quad \gamma_0 = 1$$

$$\lambda_b = \frac{28.75}{18.30} = 1.57 \quad \text{----->} \quad C_t = 1.3$$

2.2 Coefficient de majoration dynamique.

ce coefficient est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage.

IL DEPEND de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré. $\beta = 0(1 + \sqrt{\delta}) \geq 1$

Pour un bâtiment d'habitation la période de vibration propre peut être exprimé dans le cas d'un contreventement par voiles en béton armé par l'expression

$$T = \frac{0,08H}{\sqrt{Lx}} \sqrt{\frac{H}{Lx+H}}$$

H : hauteur totale du bâtiment $H = 28,75\text{m}$

Lx : dimension en plan dans la direction considérée du vent -Vent agissant longitudinalement $-(x \ x-)$

$$Lx = a = 22,36\text{m} \quad T_x = \frac{0.08 \cdot 28.75}{\sqrt{22.36}} \cdot \sqrt{\frac{28.75}{22.36+2875}} = 0,36\text{s}$$

-Vent agissant transversalement. (y-y)

$$L_y = b = 18.30\text{m}$$

$$T_y = \frac{0.08 \cdot 28.75}{\sqrt{18.30}} \cdot \sqrt{\frac{28.75}{18.30+28.75}} = 0.42\text{sec}$$

On remarque que ces valeurs données à partir des formules empiriques sont voisines à ceux trouvées lors de l'étude dynamique on utilisera les périodes données par l'étude dynamique.

$$T_{xx} = 0.36\text{sec}$$

$$T_{yy} = 0.22\text{sec}$$

le coefficient de réponse γ est donné en fonction de la période par le diagramme de la figure RIII.3 NV65.

$$H = 28.75\text{m} \quad \zeta = 0.334 \quad \gamma_{xx} = 0.25 \quad \text{NV65 III4}$$

le coefficient global θ dépend du type de construction pour un bâtiment à usage d'habitation il dépend de sa cote $H_s = h < 30\text{m}$

$$\text{On prend } \theta = 0.7 \quad \beta_{xx} = 0.7(1 + 0.25 \cdot 0.334) = 0.758$$

$$\text{On prend } \beta_{xx} = 1$$

$$\text{suivant } yy: \gamma_{yy} = 0.16 \quad \beta_{yy} = 0.737 \quad \text{donc } \beta_{yy} = 1; \beta_{xx} = 1$$

2.3 Coefficient de dimension: δ

Ce coefficient tient compte de l'effet de dimension de l'ouvrage

Il est donné en fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure RII2 (NV65) $0 \leq H \leq 30$

$$\text{-----} \rightarrow \delta = 0.770$$

2.4 Pression du vent q :

La pression du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré.

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_h$$

ALGER est classée en zone II le coefficient de site K_s est défini par les règles NV65.

$$\text{zone II} \quad \text{site exposé} \Rightarrow K_s = 1,3$$

Effet de masque (K_m)

ON suppose que le bâtiment n'est pas abrité par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque on considérera ce dernier comme nul donc $K_m = 1$.

Pression dynamique: Q_H

La pression dynamique Q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol peut être lue dans le tableau de la figure CIII.4 NV65.

Exemple: Région II $H = 28.75m \rightarrow Q_H = 91.7 \text{ dan:m}^2$

soit $q = 1,1,3 \cdot 91,7 \Rightarrow q = 119,21 \text{ kg:m}^2$
la valeur de $\delta \cdot q$ doit demeurer entre 30 et 170 dan:m^2 ce qui est vérifié dans notre cas.

2.5 Largeur du maître couple: d

" d " est la dimension en plan du bâtiment suivant la direction du vent.

vent agissant longitudinalement

$$d = b = 18.30m$$

vent agissant transversalement

$$d = a = 22.36m$$

tous les coefficients étant déterminés on peut calculer l'effort de trainée T

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d \text{ à chaque niveau } H$$

exemple de calcul

$$H = 28.75m$$

Vent transversal. ($\gamma-\gamma$)

$$C_t = 1.3 ; \quad \beta = 0.16 ; \quad \delta = 0.77 ; \quad q = 119.21 \text{ kg/m}^2 \quad d = 22.36m$$

$$T_{yy} = 1,3 \cdot 0,16 \cdot 0,77 \cdot 119,21 \cdot 22,36 = 2668,20 \text{ kgf/m}$$

Vent agissant longitudinalement:

$$C_t = 1,3 ; \quad \beta = 0.25 ; \quad \delta = 0.77 ; \quad q = 119.21 \text{ kg/m}^2 \quad d = b = 18.3 \underline{m}$$

$$T_{xx} = 1,3 \cdot 0,25 \cdot 0,77 \cdot 119,21 \cdot 18,30 = 2183,72 \text{ kgf/m}$$

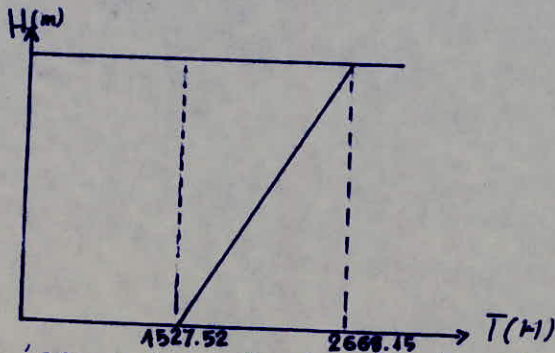
$$\text{donc } q = K_s \cdot K_m \cdot q_h \Rightarrow q = 1,1 \cdot 1,3 \cdot 91,7 = 119,21 \text{ kgf/m}^2$$

EFFORT DE TRAINÉE
VENT AGISSANT LONGITUDINALEMENT

H (m)	C_t	ξ	G	$1+\xi G$	θ	β	δ	K_s	q_H	δq	$d = b$	T
0	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	52.5	52.55	18.3	1250.16
5	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	62	62.06	18.3	1476.4
10	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	70	70.07	18.3	1666.96
15	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	77.5	77.57	18.3	1845.39
20	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	83	83.08	18.3	1976.47
25	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	88	88.08	18.3	2095.42
28.75	1.3	0.25	0.334	1.08	0.7	1	0.77	1.3	91.7	91.79	18.3	2183.68

Reduction des efforts de trainée

1) vent transversal.



$$H_0 = - \frac{2668.15 + 1527.52}{2} \cdot 28.75$$

$$H_0 = 60,312 \cdot 10^3 \text{ kgf}$$

- effort tranchant à la base/:

$$H_0 = 60,312 \cdot 10^3 \text{ kgf}$$

- Moment de renversement: $M_0 = M_1 + M_2$

$$M_{01} = (1527,52 \cdot 28,75) \cdot \frac{28,75}{2} = 631,295 \text{ tm}$$

$$M_{02} = \frac{(2668,15 - 1527,52) \cdot 28,75}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 28,75 = 314,267 \text{ tm}$$

$$M_0 = M_{01} + M_{02} = 945,562 \text{ tm}$$

CAS DU VENT EXTREME:

La pression de base $q_h(H=10\text{m}) = 70 \text{ dan/m}^2$

sera majorée de 7/4 d'où pour le vent extrême

$$q_e(H=10\text{m}) = 7/4 \cdot 70 = 122,5 \text{ dan/m}^2$$

Vent normal $B=1$

vent extrême : $(0,5 + \frac{\theta}{2}) \beta = (0,5 + \frac{0,7}{2}) \cdot 1 = 0,85$

donc on prend 1 pour majoration dynamique les réductions des effets dans le cas de vent extrême s'obtiennent par majoration directe de (7/4) des efforts normaux.

$$H = 60,312 \text{ t}$$

Vent normal

$$M = 945,562 \text{ tm}$$

Vent extrême

$$H = 7/4 \cdot 60,312 = 105,546 \text{ t}$$

$$M = 7/4 \cdot 945,562 = 1654,733 \text{ tm}$$

2 VENT LONGITUDINAL:

$$H = 49,361 \text{ t}$$

vent normal

$$M = 773,871 \text{ tm}$$

vent extrême

$$H = 86,381 \text{ t}$$

$$M = 1354,274 \text{ tm}$$

Determination de l'effort de derive "L": NV65annex8-3

L'effort de derive est une action perpendiculaire à l'action du vent de type de vibration et ayant lieu pour des vitesses faibles les regles NV65, ne sont admises qu'a partir d'une vitesse superieur à 25m/s donc il est inutile de faire un calcul à la resonance.

Les periodes propres de vibration de l'ouvrage obtenues lors de l'etude dynamiquesont $T_{xx}=0,35\text{sec}$ $T_{yy}=0,22\text{sec}$

Designons par T la periode DES tourbillons il y a raisonnance si $T_k = T$ dans la direction etudiee.

$$T_k = \frac{d}{SV} = T \quad (\text{pour tubes ciculaires})$$

V: vitesse du vent

d= largeur du maitre couple

S : nombre de STOUAHAL

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} \quad (\text{NV65. annex8.31}) \quad (V_{cr} = \text{vent dit critique})$$

Application:

sens longitudinal

$$d := 22,36\text{m}$$

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} = 207\text{m/s}$$

$$T = 0,36\text{s}$$

"S" : varie entre 0.25 et 0.30 il depend de la rugosite Des surfaces ; on prend $S = 0,30$ (plus defavorable)

$$V_{cr} = 207,03\text{m/s} > 25\text{m/s}$$

sens transversal:

$$d = 18,30$$

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} = 277,272\text{m/s}$$

$$T = 0,22\text{sec}$$

$$S = 0,3$$

$$V_{cr} > 25\text{m/s}$$

Donc il est inutile de faire un calcul à la raisonnance et de calcul de derive L: .Gneralement seuls les ouvrages de tres grandes hauteur et de periode propre importante $\geq 1,5\text{sec}$ necessitent un calcul à la raisonnance.

N.B: les forces equivalentes statiques de la trainee sont nettement plus faible (6fois moins) que celles dues aux forces equivalentes statiques d'origine sismiques.

46-

Determination de l'effort de portance. "U"

C'est une action verticale perpendiculaire à la poussée du vent

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$$

coefficient de portance C_u

$$C_u = C_i - C_e$$

C_i coefficient de suppression interieure sur la terrasse
Construction fermée:

permeabilité $\mu \leq 5$ le coefficient de suppression interne s'ecrit:

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3\mu)$$

$$C_i = +0.6(1.8 - 1.3 \cdot 1) = +0.3 \text{ (NV65)}$$

C_e : coefficient de depressione exterieur sur la terrasse
NV65 III.2132.2

ce coefficient est fonction de l'inclinaison de la toiture
et du coefficient de correction, voir diagramme RIII6

$$\alpha = 0 \quad (\text{plancher terrasse plan})$$

$$\gamma_0 = 1$$

$$\Rightarrow C_e = -0.5$$

D'ou le coefficient de portance

$$C_u = C_i - C_e = +0.3 - (-0.5) = +0.8$$

$$C_u = +0.8$$

Coefficient de dimension: (NV65 III & 1.244)

La plus grande dimension de la toiture est = 22.36m

La hauteur du batiment est $H = 28.75m$

$$\Rightarrow \delta = 0.7260$$

Pression du vent q :

la pression de base $q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2$ pour $H = 28.75m$

$$q_h = q_{10} \cdot \frac{2.5(H + 18)}{H + 60} = 92.18 \text{ dan/m}^2$$

$$\text{soit } q = K_s \cdot q_h = 1.3 \cdot 92.18 = 119.83 \text{ dan/m}^2$$

$$\text{Aire de la terrasse } S_u = 349.59 \text{ m}^2$$

au total l'effort de soulevement s'ecrit:

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$$

$$U = 0.8 \cdot 0.726 \cdot 119.83 \cdot 349.59 = 24330.50 \text{ dan}$$

Si on designe par G le poids total à vide de l'ouvrage
il faut verifier : $G \geq U_e$

$$U_e = 7/4 \cdot U = 42.5710^3 \text{ dan/m}$$

Avec un immeuble en beton armé, cette verification est
pratiquement toujours satisfaite

$$G = 4826.54 > U_e = 42.57 \cdot 10^3$$

VERIFIEE.

— CHAPITRE 4 —

— ETUDE AU S'ÉISME —

ETUDE SISMIQUE

L'objet de cette étude est donc l'étude des mesures sécuritaire anti-sismique elle constitue à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis à vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par le calcul la sécurité de la construction devant des efforts d'origine sismique.

- Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer.
- Soit par un calcul dynamique direct, pour cela il faudra disposer de l'enregistrement de l'accélérogramme donc des graphes donnant directement l'accélération du sol en fonction du temps pour un séisme antérieur connu.
- Soit par l'application à la construction d'un système de force dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations à ceux de l'action sismique.
- Nous appliquons pour nos calculs présents le 2^{ème} procédé c'est à dire un calcul statique équivalent le système statique équivalent résulte de la combinaison.
 - d'un système de forces élémentaire horizontales (S_h)
 - d'un système de forces élémentaire verticales (S_v)
 - d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe verticale (S_t)

SYSTEME DE FORCES HORIZONTALES

Il se compose de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction est appliqué au centre de gravité de ce dernier, ces forces sont parallèles et de même sens, leur intensité varie avec leur direction.

Les calculs seront fait suivant les deux directions horizontales perpendiculaires correspondant aux axes propres du bâtiment (X-x et Y y).

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné est pour la direction OX égale à : $S_H = \sigma_x \cdot W$

W : étant le poids des charges permanentes et surcharge propres à l'élément et considérées comme soumises à l'action sismique.

$$W = G + \frac{P}{5}$$

SYSTEME DE FORCES VERTICALES (S_v)

Il se compose de forces élémentaires, chacune s'appliquant au centre de gravité d'un élément de construction toutes ces forces sont de même sens et peuvent être ascendante ou descendante.

L'intensité pour chacune de ces forces = $\pm \sigma_v \cdot W$.

TORSION d'ENSEMBLE : (S_t)

A chaque système de forces horizontales il convient d'associer le système de couple de torsion d'axe verticale obtenu en supposant qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs.

- * 5 % de la plus grande dimension du bâtiment
- * Excentricité théorique résultant du calcul à vue des plans.

.../...

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure seront les sollicitations les plus défavorable résultant de la combinaison (S_H) , (S_V) et (S_T) .

DETERMINATION DES COEFFICIENTS SISMIQUES :

Dans la direction horizontale.

Le coefficient sismique applicable à un élément donné pour la direction OX et le mode i.

s'écrit
$$\sigma_x^i = \alpha \beta_i t_i \delta$$

Expression dans laquelle $\alpha, \beta, \gamma, \delta$. sont des coefficients sans dimensions, déterminés de la façon suivante.

- α : coefficient d'intensité
 β : " " de réponse
 γ : " " de distribution
 δ : " " de fondation.

COEFFICIENT D'INTENSITE :

Le coefficient caractérise l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique dont on veut protéger. Il dépend de l'intensité nominale

IN pour laquelle il doit être établi le projet.

Le complément parasismique Algérien au P.S 69 donne pour les édifices présentant un risque normal à la population implanté en zone II

$$\alpha = 1$$

L'échelle fonctionnelle page 83 du P.S 69 permet de connaître pour $\alpha=1$ une intensité nominale $IN = 8$, qui correspond à des secousses de degré transitoire entre VIII et IX sur l'échelle microscopique.

COEFFICIENT DE REPONSE (β)

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence:

Il dépend :

- de la période "T" du mode de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- éventuellement de la nature du sol de fondation.

Conformément aux compléments parasismique algérien aux règles Ps 69 pour les bâtiments courants à voiles, l'amortissement sera considéré comme moyen $\beta = 0,085$ avec

$$\sqrt[3]{T_i}$$

Ayant les valeurs des périodes de vibration déterminées lors de l'étude dynamique, on détermine les valeurs de β correspondants aux premiers modes suivant les deux directions.

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T_i}}$$

$$\text{avec } 0,065 \leq \beta \leq 0,13$$

$$\beta_{xx} = 0,12$$

$$\beta_{yy} = 0,116$$

$$\text{On prendra } \beta = 0,11$$

Le coefficient de fondation δ (art 3,112 - 15 Ps.69).

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

Dans notre cas, le bâtiment est fondé sur un terrain de consistante moyenne

$$\boxed{\delta = 1,00}$$

Coefficient de distribution (γ) : (Art 3,112 - 14 P.S 69)

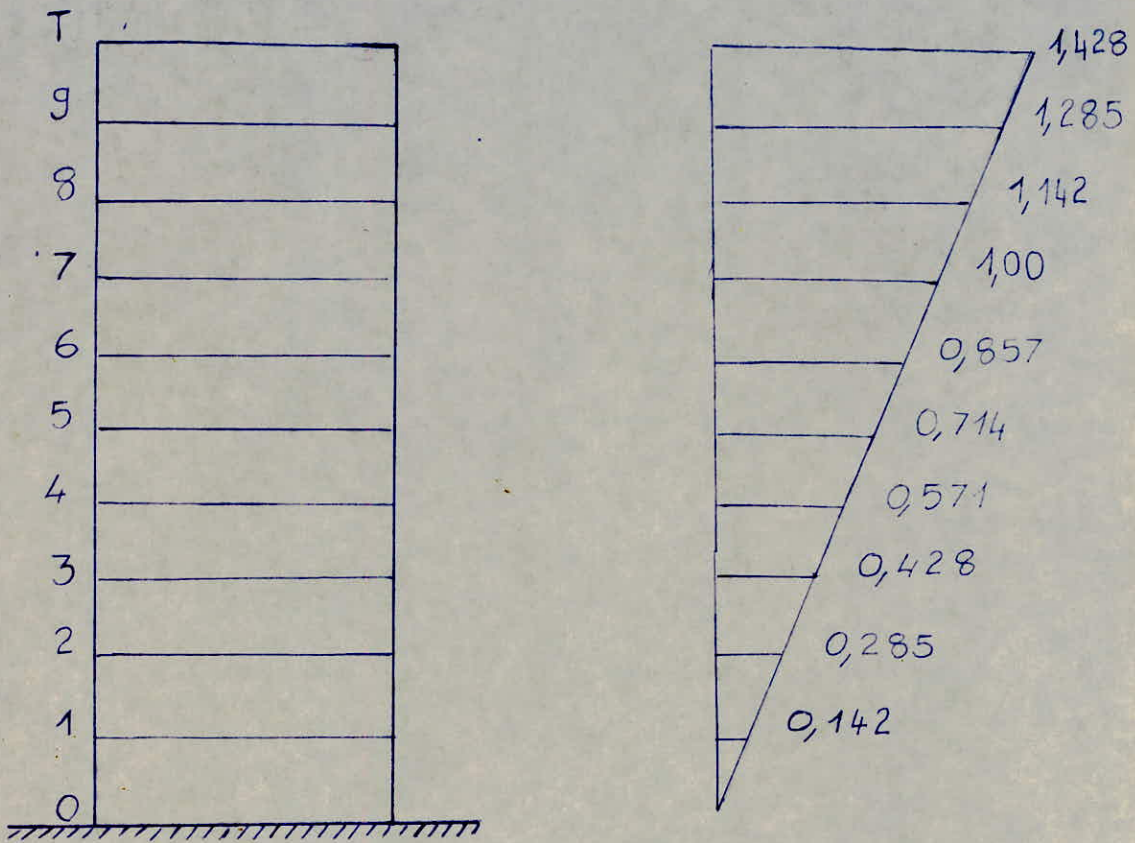
Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer sauf anomalies masquée dans la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

Pour les bâtiments d'habitations composés d'étages pouvant être considérés comme identiques " γ " peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base.

n est le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang " r " est :

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$



Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
γ	0,142	0,285	0,428	0,571	0,714	0,857	1,00	1,142	1,285	1,428

Coefficient sismique dans le sens vertical:

Le règlement Ps 69 définit un coefficient sismique dans la direction verticale égale à:

$$\tilde{\sigma}_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \tilde{\sigma}_H$$

CALCUL DE $\bar{\sigma}_{xx}$ et $\bar{\sigma}_{yy}$

$$\bar{\sigma}_{xx} = \alpha \beta_{xx} \gamma_r \cdot \delta = 1 \cdot 0,11 \cdot \gamma_r = 0,11 \gamma_r$$

$$\bar{\sigma}_{yy} = \alpha \beta_{yy} \gamma_r \cdot \delta = 1 \cdot 0,11 \cdot \gamma_r = 0,11 \gamma_r$$

$$\bar{\sigma}_H = \max (\bar{\sigma}_{xx}, \bar{\sigma}_{yy})$$

$$\alpha = 1 \quad \bar{\sigma}_W = \pm \bar{\sigma}_H$$

Determination des forces sismiques:

ces forces sont obtenues à partir de la relation suivante:

$$F_h = \sqrt{H} \cdot W$$

W: étant le poids propres charges permanentes et surcharges propres à l'élément considéré:

Calcul de W pour chaque niveau.

niveau terrasse:

$$C = 380,157 \text{ t}$$

$$P/5 = (P \text{ sans dégression}) = \frac{32,596}{5} = 6,519 \text{ t}$$

$$W = C + \frac{P}{5} = 380,157 + 6,519 = 386,616 \text{ t}$$

Etage courant:

$$W = 391,985 + 11,625 = 403,61 \text{ t}$$

$$W = 403,61 \text{ t}$$

--CALCUL DES COEFFICIENTS SISMIQUE --

niveau	α	β_{xx}	β_{yy}	γ_r	δ	σ_{xx}	σ_{yy}	σ_v
10	1	0.11	0.11	1.428	1	0.157	0.157	0.157
09	1	0.11	0.11	1.285	1	0.141	0.141	0.141
08	1	0.11	0.11	1.142	1	0.125	0.125	0.125
07	1	0.11	0.11	1.00	1	0.11	0.11	0.11
06	1	0.11	0.11	0.857	1	0.0942	0.0942	0.0942
05	1	0.11	0.11	0.714	1	0.078	0.078	0.078
04	1	0.11	0.11	0.571	1	0.062	0.062	0.062
03	1	0.11	0.11	0.428	1	0.047	0.047	0.047
02	1	0.11	0.11	0.285	1	0.031	0.031	0.031
01	1	0.11	0.11	0.142	1	0.015	0.015	0.015
0	1	0.11	0.11	0	1	0	0	0

Nous representons un tableau regroupant les differantes forces sismiques verticales et horizontales à chaque niveau.

$$F_h = \sigma_H \cdot w$$

$$F_v = \sigma_v \cdot w$$

Niveau (m)	Forces horizontales (t)		Forces verticales (t)
	SENS- XX-	SENS-YY-	
28,20	60,69	60,69	60,69
25,38	56,90	56,90	56,90
22,56	50,45	50,45	50,45
19,74	44,39	44,39	44,39
16,92	38,02	38,02	38,02
14,10	31,48	31,48	31,48
1,28	25,02	25,02	25,02
8,46	18,96	18,96	18,96
05,64	12,51	12,51	12,51
02;82	6,54	6,54	6,54

EFFORTS CUMULES ENGENDRES PAR L'ACTION SISMIQUE.
PAR NIVEAU.

SENS -x x- =SENS-y y-		
Niveau	T (effort trachant) (t)	Moment (tm)
10	60.69	0.00
09	117.59	171.14
08	168.04	502.74
07	212.43	976.61
06	250.45	1575.66
05	281.93	2281.92
04	306.95	3076.96
03	325.91	3942.55
02	338.42	4861.61
01	344.96	5815.95
0.0	344.96	6788.73

ACTION SISMOQUE

Force sismique de minimum (formule de base)

Tout batiment sera conçu et construit pour resister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans les deux direction de chacun des axes principaux de la structure, conformement à la formule.

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

V: force laterale totale ou effort tranchant à la base.

A: coefficient d'acceleration des zones

sa valeur est prise dans le tableau (1) page 16 RPA81. pour les ouvrages courants édifiées dans la zone II

$$A = 0,15$$

B: facteur de comportement de la structure. Il depend du type de comportement de la structure et de la nature de ses contreventements, la valeur de B est tirée du tableau 2 page 22 RPA81. Structures à voiles porteurs $B = 1/4$

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

la valeur de D sera déterminée d'après le type du sol et en fonction de la periode T du batiment comme indique sur la figure (4) page 17 du RPA81.

Determination de la periode T

La valeur de T peut être obtenue par la formule suivante

$$T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}}$$

H = hauteur du batiment = 28,20m

L = dimension du batiment dans le sens de l'action sismique.

L_{xx} = 22,36m

L_{yy} = 18,30m

SENS XX:

$$T_{xx} = \frac{0,09 \cdot 28,20}{\sqrt{22,36}} = 0,536s$$

SENS -yy-

$$T_{yy} = \frac{0,09 \cdot 28,20}{\sqrt{18,30}} = 0,593s$$

Pour la valeur de D on prendra les periodes de l'etude dynamique

T_{xx} = 0,22s

T_{yy} = 0,36s

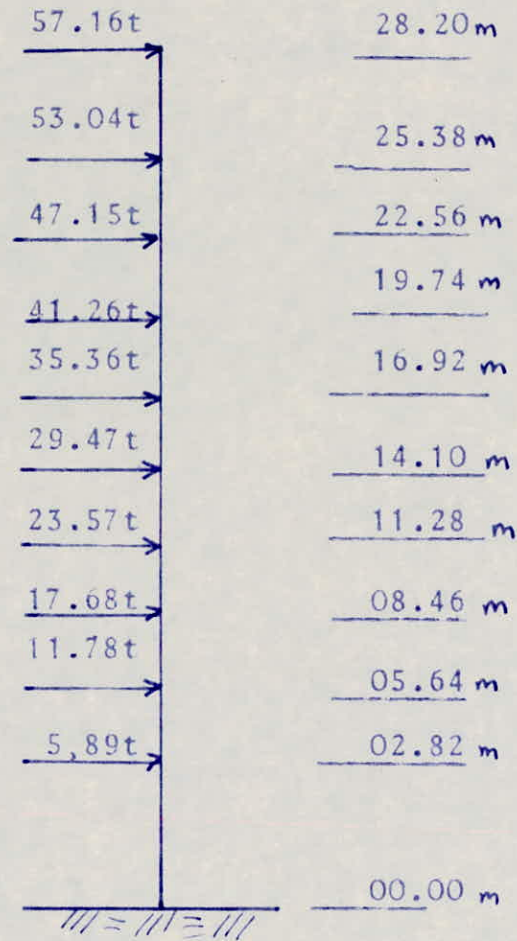
Sens -x x -

D = 2

Sens -y y-

D = 2

Niveau	W_k (t)	h_k (m)	$W_k h$	$W_i h_i$	$F_{xx}=F_{yy}(t)$ $sens_{xx}=sens_{yy}$
10	380,15	28,2	10720,42	60463,	57,16
09	391,98	25,38	9948,57	"	53,04
08	3 "	22,56	88,43,1	"	47,15
07	"	17,74	7737,78	"	41,26
06	"	16,92	6632,38	"	35,36
05	"	14,10	5526,98	"	29,47
04	"	11,28	4421,28	"	23,57
03	"	8,46	3316,195	"	17,68
02	"	5,64	2210,79	"	11,78
01	"	2,82	1105,39	"	5,89
00	"	0,00	0	"	5,89



les efforts cumulés engendrés par l'action sismique (par hauteur d'étage) sont représentés par le tableau suivant/:

SENS -X X- = SENS- y y -		
NIVEAU	T (effort tranchant)	Moment (tm)
10	57.16	0.00
09	110.20	161.19
08	157.35	471.954
07	198.61	915.681
06	233.97	1475.76
05	263.44	2135.55
04	287.01	2878.45
03	304.69	3685.81
02	316.57	4545.03
01	322.46	5437.75
00	322.46	6347.08

— CHAPITRE 5 —

ETUDE
ALI (CONTREVENTEMENT)

1. Introduction :

L'étude du contreventement constitue en général un des problèmes les plus difficiles posés par le calcul de la structure des bâtiments cette difficulté est due au fait que la recherche de la solution exacte nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et des planchers. La présente note n'a pas pour but de permettre une évaluation exacte des contraintes dues à l'action sismique, mais simplement de préciser les opérations qui peuvent être effectuées pour s'assurer que les bâtiments à refends présentent une sécurité suffisante sous l'action des forces horizontales.

2. Objet de l'étude :

La présente étude concerne la distribution des forces horizontales entre les différents éléments capable, s'ils étaient isolés de véhiculer ces forces jusqu'aux fondations

3. Hypothèses de calcul de distribution des efforts d'ensemble (Méthode de M. Albiges et Goulets)

On simplifie l'étude des systèmes hyperstatiques en posant les hypothèses suivantes :

- * Les planchers sont indéformables horizontalement
- * Les refends sont parfaitement encastés à leur base
- * L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur. dans le cas où les refends comportent des ouvertures, on fera appel à la notion d'inertie équivalente.

4. Inertie équivalente, définition et application

4.1 Introduction

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures au refends linéaires pleins.

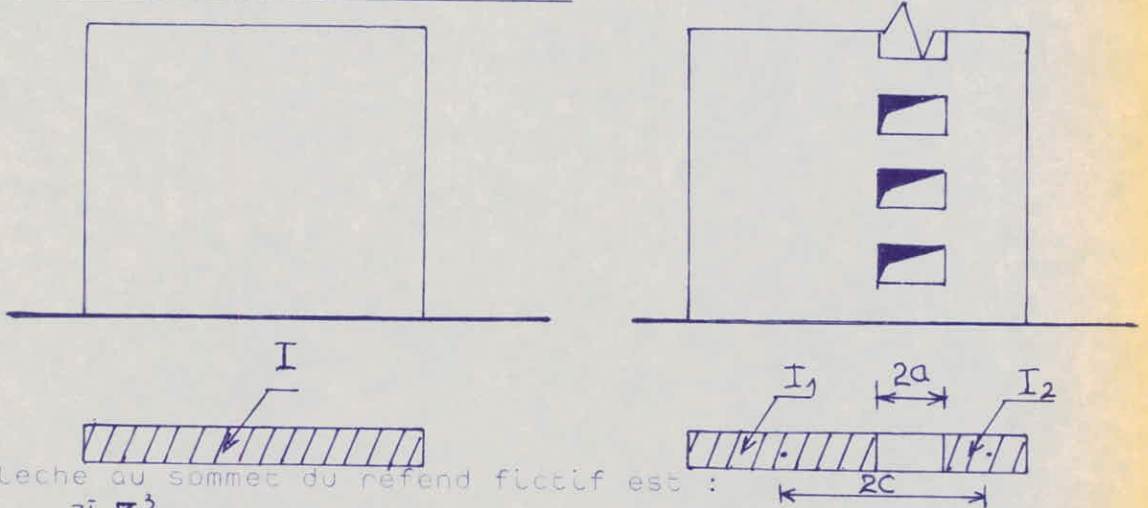
4.2 Définition :

On appellera "inertie équivalente" I_e du refend considéré l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis

.../...

ou même efforts horizontal uniformément repartis sur la hauteur de celle du refend avec ouvertures.

4.2.1 Refend à une file d'ouverture



La flèche au sommet du refend fictif est :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{8 \cdot E \cdot I_e}$$

(a) où H_0 est l'effort tranchant à la base du refend.

La flèche au sommet d'un à une seule file d'ouverture

$$\text{est : } f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mC}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{H_0 Z^3}{8EI} \quad (b)$$

En égalant les deux expressions (a) et (b) on obtient.

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mC}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

I_1, I_2 : Moment d'inertie de chaque élément de refend.

I : Moment d'inertie, totale du refend $I = I_1 + I_2 + 2mC$

ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque B.23.b du livre de M. DIVER.

m : Moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

Ω_1, Ω_2 : Aires des éléments de refend 1 et 2.

C : Demi-distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

α = ωz est degré de monolithisme.

$$m = \frac{2C}{\dots}$$

$$\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}$$

$$\psi_0 \text{ peut être obtenue par } \psi = \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{3} - \frac{\text{sh} \alpha (1 - \frac{\alpha}{3})}{\alpha \text{ch} \alpha}\right) + \frac{2}{\alpha^2} \left(1 - \frac{\text{ch} \alpha (\frac{\alpha}{3})}{\text{ch} \alpha}\right) - \frac{1}{3} \left(1 - \frac{\text{th} \alpha}{\alpha}\right)$$

$$w^2 = \frac{3 i E'}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

i : inertie du linteau.

E' : coefficient d'élasticité longitudinale des linteaux

E : coefficient d'élasticité longitudinal des refends.

a : Demi-portée de l'ouverture

h : hauteur d'étage.

z : hauteur totale du refend

Le refend et le linteau étant constitués du même matériau nous aurons $E' = E$

Alors :

$$w^2 = \frac{3 i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

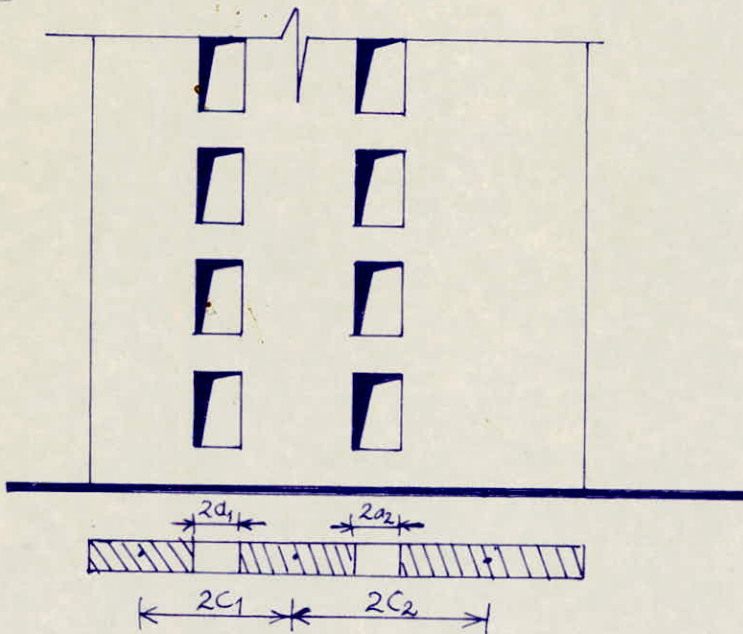
4.2.2 - Refend à plusieurs files d'ouvertures :

En appliquant le même principe nous obtenons

$\alpha = wz$, degré de monolithisme.

$$w^2 = \frac{6 E'}{E (I_1 + I_2 + \dots) h} \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$E' = E$



$$I_e = \frac{I}{\frac{8 I}{(I_1 + I_2 + \dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Remarque.

- α ; est une caractéristique géométrique du refent, sa valeur ne dépend pas de l'épaisseur du voile, un refent d'épaisseur variable sur la hauteur à une valeur unique de α .
- Pour l'évaluation de l'inertie équivalente, on supposera que les refends sont encastés au niveau 0,00m
- Il ne sera tenu compte que des inerties maximales c'est à dire par rapport à des axes perpendiculaires aux petits côtés.

APPLICATION.

VOILE TRANSVERSAL-4- (plein)



$$I = I_e = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,16 \cdot (3,85)^3}{12} = 0,760 \text{ m}^4$$

Voile-5a- à une file d'ouverture.



$$I_1 = 2,018 \text{ m}^4$$

$$S_x = 0,8528 \text{ m}^2$$

$$2C = 4,475 \text{ m}$$

$$I_2 = 0,0803 \text{ m}^4$$

$$S_y = 0,2912 \text{ m}^2$$

$$C = 2,2376 \text{ m}$$

$$m = 0,971 \text{ m}^3$$

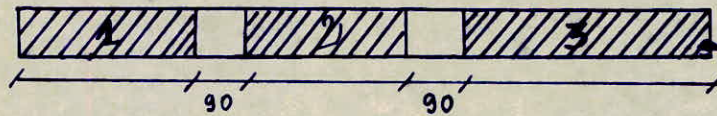
$$I = \sum I_i + 2mC = 6,443 \text{ m}^4$$

$$w^2 = +0,033 \text{ ----- } w = 0,18 \quad \alpha = \phi \cdot Z = 5,17 \quad =$$

abaque B23b (M. DIVER) donne $\gamma_0 = 0,47$

$$I_e = 4,989 \text{ m}^4$$

VOILE LONGITUDUNALE-A-



$$I_1 = I_3 = 4,257\text{m}^4 \quad I_2 = 0,648\text{m}^4 \quad i = 0,0045\text{m}^4$$

$$\mathcal{N}_1 = \mathcal{N}_3 = 1,0936\text{m}^2 \quad \mathcal{N}_2 = 0,584\text{m}^2 \quad d_i = (XC - XCi)$$

$$d_1 = 6,167\text{m} \quad d_2 = 0,475\text{m} \quad d_3 = 6,1175\text{m}$$

$$I = \sum I_i + \mathcal{N}_i d_i^2 = 92,477\text{m}^4$$

$$2C_1 = 2C_2 = 6,1425\text{m}$$

$$w^2 = 0,216 \quad \text{-----} \quad w = 0,465 \quad \alpha = w.Z = 13,368$$

Connaissant α et on determine $\psi_0 = 0,6$
(abaque M.DIVER , B 23b)

$$I_e = \frac{92,477}{\frac{8 \cdot 92,477}{9,162} ; \frac{0,6}{(13,368)^2} + 1} = 72,752\text{m}^4$$

-ETUDE DU CENTRE DE TORTION-

Les forces horizontales peuvent engendrer deux effets suivant que - L'effort appliqué à un niveau donné passe par le centre de torsion, il y a alors une translation.

-L'effort appliqué ne passe pas par le centre de torsion la translation est alors accompagnée d'une rotation.

Dans ce dernier cas, il faudra évaluer l'excentricité de l'effort horizontal (supposée agir au centre de gravité des masses) par rapport au centre de torsion.

(qui est le centre de gravité des inerties)

Le complément parasismique Algerien au PS69 prévoit une excentricité "e" définie comme suit:

$$e' = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{"e": théorique des plans} \\ 5\% \text{ de la plus grande dimension en plan} \end{array} \right.$$

On calculera donc l'excentricité théorique (qui définit les positions relatives des centres de gravité des masses et des inerties) qu'on comparera au 5% de la plus grande dimension en plan.

Les coordonnées cartésiennes des centres de masse et de torsion sont définies par les expressions suivantes.

Centre de gravité des masses.

$$X_m = \frac{\sum m_i \cdot X'_i}{\sum m_i}$$

$$Y_m = \frac{\sum m_i \cdot Y'_i}{\sum m_i}$$

Centre de torsion.

$$X_{ct} = \frac{\sum X'_i \cdot I_{xx}^e}{\sum I_{xx}^e}$$

$$Y_{ct} = \frac{\sum Y'_i \cdot I_{yy}^e}{\sum I_{yy}^e}$$

Détermination du centre de gravité des masses.

Pour cela on détermine le centre de gravité de chaque refend (dalle acrotère voile...etc) au niveau de l'étage par rapport à un système d'axes orthonormé convenablement choisis, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

-- CENTRE DE TORTION --

Elements	X' (m)	Y' (m)	$(m^4) I_e^{xx}$	$(m^4) I_e^{yy}$	$(m^5) I_e^{xx} \cdot X'$	$(m^5) I_e^{yy} \cdot Y'$
VLA	10,185	11,52	/	72,752	/	838,103
VLB	10,258	9,56	/	108,514	/	1037,393
VLC	8,735	6,25	/	0,106	/	0,6625
VLD	11,12	3,48	/	0,479	/	1,666
VLE	19,24	6,40	/	0,714	/	4,569
VLF	19,24	3,24	/	0,714	/	2,313
VLC	18,10	0,08	/	0,470	/	0,0376
VT 1	0,08	4,005	4,829	/	0,386	/
VT 2	0,068	15,04	0,470	/	0,0319	/
VT 3	3,24	4,777	6,20	/	20,088	/
VT 4	3,84	14,945	0,76	/	2,918	/
VT 5a	7,00	4,799	4,989	/	34,932	/
VT 5b	7,00	14,945	0,76	/	5,320	/
VT 6	10,16	8,428	32,932	/	334,589	/
VT 7	11,92	4,91	0,277	/	3,301	/
VT8	13,40	14,943	0,760	/	10,184	/
VT9	13,62	4,16	10,06	/	137,0172	/
VT 10	16,70	14,943	0,76	/	12,692	/
VT 11	17,38	14,943	10,06	/	174,428	/
VT 12	19,94	15,04	0,47	/	9,371	/
Σ	/	/	73,327	183,749	745,291	1884,75

Calcul de l'excentricité

Centre de masse terrasse.

$$X_m = 11,70m$$

$$Y_m = 9,95m$$

Centre de masse étage courant.

$$X_m = 10,35m$$

$$Y_m = 9,65m$$

Centre de masse R.D.C

$$X_m = 10,355m$$

$$Y_m = 9,654m$$

Centre de masse des Voiles

$$X_m = 10,495m$$

$$Y_m = 9,065m$$

Centre de masse des façades

$$X_m = 11,49m$$

$$Y_m = 9,68m$$

Coordonnées du centre de torsion.

$$X_{ct} = 10,163m$$

$$Y_{ct} = 10,257m$$

Donc l'excentricité est:

$$e_x = - 0,567m$$

$$e_y = 0,657m$$

Excentricité accidentelle $= e_a = 5\% \cdot 22,36 = 1,11m$

On prendra donc la valeur de l'excentricité accidentelle pour la suite de nos calculs.

DISTRIBUTION DES EFFORTS D'ENSEMBLE SUR LES REFENDS.Hypothèse:

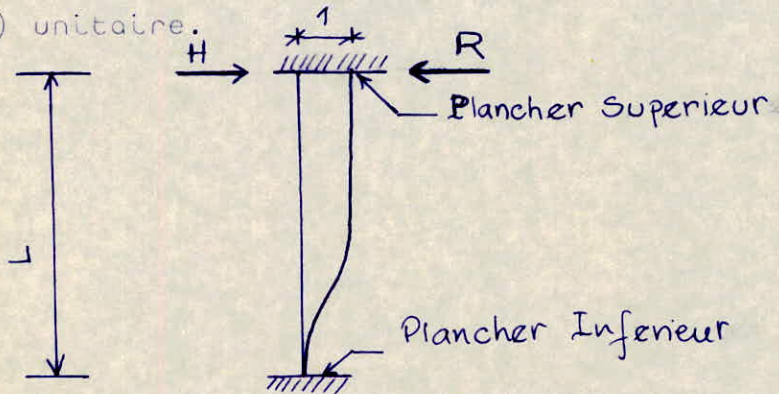
- La raideur de torsion de chaque refend est nulle.
- L'assemblage de plusieurs refends ne forme pas un ensemble rigide, pouvant présenter une raideur à la torsion : c'est à dire que l'étude est menée comme s'il s'agissait de plusieurs refends juxtaposés sans liaison.

METHODE DE CENTRE DE TORSION.

- 1) Si la résultante des efforts extérieurs coïncide avec le centre de torsion de tous les refends l'effort dans chaque refend est proportionnel à son inertie. En effet, par suite de l'indéformabilité des planchers tous les refends subissent un même déplacement. (H')
- 2) Si au contraire la résultante des efforts extérieurs ne passe pas par le centre de torsion, il y a modification des efforts par suite de l'existence d'un moment dû à l'excentricité donc d'un effort supplémentaire dû à la rotation. (H'').

Definition

La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) H produit une translation (ou une rotation) unitaire.



$$R = \frac{12 E I}{L^3}$$

R = Rigidité

I = Moment d'inertie.

Tous les refends ont le même module d'élasticité la même hauteur et représentant les mêmes conditions aux appuis donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

Distribution des efforts tranchantsa/ Force sismique dirigée longitudinalement

(Sens X.X)

$$H'_{xi} = \frac{\bar{H}_x \cdot \dot{U}^{y,y}}{\sum I_i^{y,y}}$$

H''_{xi} = Effort dû à la rotation sur l'élément i suivant X.X

$$H''_{xi} = \frac{\bar{H}_x e_y I_i^{y,y} y_i}{\sum I_i^{y,y} y_i^2 + \sum I_j^{x,x} x_j^2}$$

H''_{yj} : Effort dû à la rotation sur l'élément j suivant Y.Y

$$H''_{yj} = \frac{\bar{H}_x e_x I_j^{x,x} x_j}{\sum I_i^{y,y} y_i^2 + \sum I_j^{x,x} x_j^2}$$

Pour un élément transversal i on aura

$$H_{xi} = H'_{xi} + H''_{xi}$$

.../...

Pour un élément longitudinal j on aura

$$H y_j = H'' y_j$$

Force sismique - dirigée transversalement

Sens (Y.Y)

$H' y_j$: Effort de translation sur l'élément j suivant (Y.Y)

$$H' y_j = \frac{\bar{H} y I_j^{xx}}{\sum I_i^{xx}}$$

$H'' y_j$: Effort dû à la rotation sur l'élément j suivant Y.Y

$$H'' y_j = \bar{H} y e \cdot \frac{I_j^{xx} x_j}{\sum I_i^{yy} y_i^2 + \sum I_j^{xx} x_j^2}$$

$H' x_i$: Effort dû à la rotation sur l'élément suivant
(X.X)

$$H' x_i = \bar{H} y e_y \frac{I_i^{yy} y_i}{\sum I_i^{yy} y_i^2 + \sum I_j^{xx} x_j^2}$$

Pour un élément transversal i on aura

$$H x_i = H'' x_i$$

Pour un élément longitudinal j on aura

$$H y_j = H' y_j + H'' y_j$$

Remarque :

Lorsque le séisme agit transversalement, en plus de la force de translation ($H' y$) les refends transversaux subissent la force de rotation ($H'' y$) due à l'excentricité "e".
 $H' y$ est soit augmentée; soit y diminué par $H'' y$ suivant que la force extérieure $H y$ se trouve à gauche ou à droite du centre de torsion.

Il en est de même pour le sens longitudinal.

Pour simplifier les calculs donnant les efforts horizontaux à chaque niveau, on utilisera un artifice de calcul permettant la détermination de ce dernier.

cette artifice de calcul consiste à prendre l'effort H_x , H_y calculé dans le tableau précédent pour un voile donné dû à H_x du niveau 28,20m ; puis en se servant de la règle de trois on en déduit l'effort H_x dû à l'effort du niveau considéré.

Exemple:

Le tableau précédent donne pour le voile -A-, $H_x = 54,21t$ dû à $H_y = 110,20t$ située au niveau 25,38m

H_x du voile -A- pour le niveau 22,56m dû à $H_y = 157,35t$ sera égale à :

$$H_x = \frac{157,35t \times 54,21}{110,20} = 76,26t$$

- SEISME -AGISSANT LONGITUDINALEMENT-

ETUDE SUIVANT R.P.A.81

$e_y = 1,10m$

NIVEAU: 28,2m

$H_y = 57,16t$

VOILE	$Ie^{yy} (m^4)$	$Y(m)$	$Ie^{yy} \cdot Y (m^5)$	$Ie^{yy} \cdot Y^2 (m^6)$	$H'_x(t)$	$H''_x(t)$	$H_x(t)$	$J(m^6)$
V_{L_A}	72.752	+2.70	+196.430	530.362	22.631	+5.076	27.706	2433.169
V_{L_B}	108.514	-1.06	-115.024	121.926	33.756	-2.973	30.783	2433.169
V_{L_C}	0.106	-4.22	-0.447	1.887	0.032	-0.011	0.021	2433.169
V_{L_D}	0.479	-6.98	-3.343	23.337	0.149	-0.086	0.063	2433.169
V_{L_E}	0.714	-4.22	-3.013	12.715	0.222	-0.077	0.145	2433.169
V_{L_F}	0.714	-7.38	-5.269	38.887	0.222	-0.136	0.086	2433.169
V_{L_G}	0.470	-10.54	-4.953	52.213	0.146	-0.127	0.019	2433.169
Σ	54.992			781.327				

NIVEAU 25,38m

ey=1,10m

Hy=110,20t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	53.41	59.34	0.04	0.121	0.279	0.155	0.036

NIVEAU 22,56m

ey=1,10m

Hy=157,35t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	76.26	84.72	0.057	0.172	0.398	0.221	0.0514

ey =1,10m

Hy=198,61t

NIVEAU 19,74m

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	96.25	106.93	0.071	0.217	0.502	0.278	0.0648

ey =1,10m

NIVEAU 14,92m

Hy=233,97t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	113.40	125.96	0.083	0.255	0.591	0.327	0.0763

ey = 1,10m

NIVEAU 14,10m

Hy = 263,44t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	127.68	141.82	0.093	0.287	0.665	0.368	0.0859

ey = 1,10m

NIVEAU 11,28m

Hy = 287,01t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	139.103	154.50	0.101	0.312	0.724	0.400	0.0935

ey = 1,10m

NIVEAU 8,46m

Hy = 304,69t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	147.67	164.01	0.107	0.331	0.768	0.424	0.0992

ey = 1,10m

NIVEAU 5,64m

Hy = 316,57t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	153.42	170.39	0.111	0.343	0.797	0.440	0.103

ey = 1,10m

NIVEAU 2,82m

Hy = 322,46t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
H _x (t)	156.27	173.56	0.113	0.349	0.811	0.448	0.104

DISTRIBUTION DES MOMENTS SUR LES REFENDS

voile niveau	A	B	C	D	E	F	G
28.2	0	0	0	0	0	0	0
25.38	78.13	86.80	0.0592	0.177	0.4089	2.242	0.053
22.56	228.747	254.146	0.172	0.518	1.195	0.679	0.155
19.74	443.80	493.057	0.332	1.003	2.318	1.274	0.30
16.92	715.225	794.59	0.532	1.614	3.733	2.058	0.482
14.10	1035.013	1149.807	0.767	2.334	5.400	2.980	0.697
11.25	1395.07	1549.739	1.029	3.143	7.275	4.018	0.940
8.46	1787.341	1985.429	1.314	4.023	9.317	5.146	1.203
5.64	2203.77	2447.937	1.615	4.956	11.483	6.342	1.483
2.82	2636.41	2928.437	1.928	5.923	13.730	7.537	1.773
0.00	3077.096	3417.876	2.247	6.928	16.017	8.778	2.067

SEISME TRANSVERSAL

ETUDE SUIVANT R.P.A81

ex=1,10m

NIVEAU 28,20m

Hx=57,16t

VOILE	Ie^{xx} (m ⁴)	X (m)	$Ie^{xx} X$	$Ie^{xx} X^2$	$H'y$ (t)	$H'' y$ (t)	H_y (t)
1	4.829	-10.08	-48.676	490.657	3.764	-1.257	2.507
2	0.470	-9.48	-4.455	42.239	0.366	-0.155	0.211
3	6.20	-6.92	-42.904	296.895	4.833	-1.108	3.725
4	0.76	-6.32	-4.803	30.356	0.592	-0.124	0.468
5a	4.989	-3.16	-15.765	49.818	3.889	-0.407	3.482
5b	0.76	-3.16	-2.401	7.589	0.592	-0.062	0.530
6	32.932	0,00	0	0	25,671	0	25,671
7	0.277	1.76	+0.487	0.858	0.215	+0.012	0.227
8	0.760	+3.16	+2.401	3.589	0.592	+0.062	0.654
9	10.06	+3.46	+34.807	120.434	7.841	+0.899	8.740
10	0.760	+6.32	+4.803	30.356	0.592	+0.124	0.716
11	10.06	+7.30	+73.438	536.097	7.841	+1.897	9.738
12	0.47	+9.56	+4.493	42.954	0.366	+0.116	0.482
Σ	73.327			1651.842			

NIVEAU 25,38m

ex=1,10m

Hx=110,20t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
$H_{y(t)}$	4.833	0.406	7.183	0.900	6.713	1.021	49.49	0.437	1.260	16.850	1.380	18.774	0.929

NIVEAU 22,56m

ex=1,10m

Hx =157,35t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
$H_{y(t)}$	6.900	0.579	10.253	1.287	9.585	1.457	70.666	0.623	1.799	24.059	1.970	26.806	1.326

NIVEAU 19,74m

ex=1,10m

Hx =198,61t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
$H_{y(t)}$	8.709	0.730	12.941	1.624	12.098	1.839	89.188	0.786	2.270	30.367	2.486	33.834	1.673

ex = 1,10m

NIVEAU 16,92m

Hx=233,97t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
$H_y(t)$	10.259	0.859	15.244	1.913	14.251	2.166	105.066	0.925	2.674	35.773	2.928	39.856	1.970

ex := 1,10m

NIVEAU 14,10m

Hx=263,44t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
$H_y(t)$	11.541	0.966	17.149	2.152	16.032	2.436	118.299	1.040	3.008	40.244	3.294	44.838	2.216

ex=1,10m

NIVEAU 11,28m

Hx = 287,01t

Voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
$H_y(t)$	13.334	1.115	19.814	2.485	18.520	2.813	136.822	1.201	3.474	46.498	3.805	51.806	3.560

79

ex=1,10m

NIVEAU 8,46m

Hx=304,69t

Voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	13.334	1.115	19.814	2.485	18.520	2.813	136.822	1.201	3.474	46.498	3.805	51.806	2.560

ex=1,10m

NIVEAU 5,64m

Hx=316,57t

Voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	13.840	1.157	20.556	2.579	19.223	2.912	142.156	1.246	3.606	48.264	3.949	53.774	2.657

ex= 1,10m

NIVEAU 2,82m

Hx=322,46t

Voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	14.089	1.177	20.936	2.625	19.569	2.964	144.80	1.268	3.670	49.132	4.020	54.171	2.704

--DISTRIBUTION DES MOMENTS SUR LES REFENDS PAR NIVEAU --

Voile niveau	1	2	3	4	5 _a	5 _b	6	7	8	9	10	11	12
28.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25.38	7.069	0.595	10.504	1.319	9.819	1.494	72.392	0.640	1.844	24.646	2.019	27.461	1.359
22.56	20.698	1.739	30.767	3.863	28.749	4.373	211.954	1.8723	5.397	72.163	5.910	80.403	3.979
19.74	40.156	3.372	59.674	7.492	55.779	8.482	411.220	3.629	10.470	140.010	11.466	155.996	7.718
16.92	64.715	5.431	96.167	12.072	89.895	13.668	662.731	5.845	16.872	225.645	18.476	251.408	12.436
14.10	93.645	7.853	139.155	17.467	131.950	19.776	959.014	8.454	24.412	326.524	26.733	363.802	17.154
11.25	126.191	10.577	187.515	23.535	177.160	26.646	1292.61	11.387	32.895	440.013	36.022	490.931	22.709
8.46	161.632	13.564	240.178	30.142	226.385	34.124	1656.064	14.579	42.130	563.599	46.138	627.926	28.958
5.64	198.617	16.708	296.054	37.147	278.612	42.057	2041.902	17.983	51.927	694.723	56.868	774.019	35.763
2.82	237.646	19.971	354.050	44.420	332.821	50.269	2442.78	21.496	62.096	830.828	68.004	925.66	43.255
0.00	277.377	23.290	413.059	51.823	387.994	58.627	2851.118	25.072	72.445	969.380	79.340	1080.031	50.881

101

SEISME LONGITUDINAL

ETUDE SUIVANT P.S.69 + COMPLT C.T.C

ey=1,10m

NIVEAU 28,2m

Hy=60,69t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	29.418	32.685	0.023	0.067	0.153	0.091	0.02

eu=110n

NIVEAU 25,38m

Hy =117,59t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	56.982	63.310	0.044	0.129	0.296	0.176	0.038

ey=1,10m

NIVEAU 22,56m

Hy=168,04t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	81.427	90.469	0.062	0.184	0.422	0.251	0.054

ey=1,10m

NIVEAU 19,74m

Hy=212,43t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	102.923	114.352	0.078	0.232	0.573	0.317	0.068

ey =1,10m

NIVEAU 16,92m

Hy=250,45t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	121.243	134.706	0.091	0.273	0.627	0.373	0.080

NIVEAU 14,10m

ey=1,10m

Hy=281,93t

VOILE	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	136.398	151.544	0.102	0.307	0.705	0.419	0.090

NIVEAU 11,28m

ey =1,10m

Hy =306,95t

voile	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	148.401	164.879	0.110	0.334	0.767	0.455	0.097

NIVEAU 8,46m

ey =1;10m

Hy =325,91t

voile	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	157.453	174.936	0.116	0.354	0.813	0.482	0.102

NIVEAU 5,64m

ey =1,10m

Hy =338,42t

voile	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	163.436	181.583	0.120	0.367	0.843	0.500	0.105

NIVEAU 2,82m

ey =1,10m

Hy =344,96t

voile	A	B	C	D	E	F	G
$H_x(t)$	166.541	185.033	0.122	0.373	0.859	0.509	0.106

voix		niveau						
A	B	C	D	E	F	G		
28.2	0	0	0	0	0	0	0	
25.38	82.958	92.171	0.064	0.188	0.431	0.256	0.056	
29.56	243.649	270.705	0.188	0.559	1.266	0.752	0.163	
19.74	473.272	525.828	0.363	1.071	2.456	1.460	0.715	
16.92	763.515	848.304	0.583	1.725	3.959	2.354	0.507	
14.10	1105.42	1228.112	0.840	2.495	5.727	3.406	0.733	
11.25	1490.062	1655.526	1.128	3.361	7.715	4.588	0.987	
8.46	1908.553	2120.484	1.438	4.303	9.878	5.871	1.260	
5.64	2352.57	2613.804	1.765	5.301	12.171	7.230	1.548	
2.82	2812.46	3125.868	2.103	6.336	14.548	8.640	1.844	
0.00	3283.106	3647.661	2.419	7.388	16.970	10.075	2.143	

- DISTRIBUTION DES MOMENTS SUR LES REFFENDS -

--SEISME TRANSVERSAL--

ETUDE SELON P.S.69 +COMPLET.C.T.C

ex=1,10m

NIVEAU 28,20m

Hx=60,59t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _{y(t)}	2.661	0.267	3.954	0.498	3.697	0.564	27.256	0.242	0.694	9.281	0.76	10.34	0.512

ex =1,10m

NIVEAU 25,38m

Hx =117,59t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _{y(t)}	5.154	0.517	7.658	0.964	7.161	1.092	52.794	0.468	1.344	17.977	1.472	22.028	0.991

ex =1,10m

NIVEAU 22,56m

Hx =168,04t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _{y(t)}	7.365	0.738	10.943	1.377	10.233	1.560	75.442	0.668	1.920	25.689	2.103	28.620	1.416

NIVEAU 19,74m

ex = 1,10m

Hx = 212,43t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _{y(t)}	12.336	13.831	1.740	1.740	12.934	1.971	95.358	0.844	2.426	32.470	2.658	36.175	1.789

ex = 1,10m

NIVEAU 16,92m

Hx = 250,45t

voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _{y(t)}	10.966	1.097	16.292	2.049	15.236	2.321	112.331	0.994	2.857	38.249	3.131	42.614	2.107

ex = 1,10m

NIVEAU 14,10m

Hx = 281,93t

Voile	1	2	3	4	5a	5b	6	7	8	9	10	11	12
H _{y(t)}	12.336	1.234	18.328	2.305	17.140	2.611	126.372	1.118	3.214	43.03	3.522	47.940	2.370

86

NIVEAU 11, 28m

ex = 1, 10m

Hx = 306, 95t

Voile	1	2	3	4	5 _a	5 _b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	13.421	1.342	19.940	2.507	18.648	2.840	137.492	1.216	3.496	46.816	3.831	52.158	2.578

ex = 1, 10m

NIVEAU 8, 46m

Hx = 325, 91t

Voile	1	2	3	4	5 _a	5 _b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	14.239	1.423	21.156	2.659	19.785	3.013	145.879	1.290	3.709	49.671	4.064	55.339	2.735

ex = 1, 10m

NIVEAU 05, 64m

Hx = 338, 42t

Voile	1	2	3	4	5 _a	5 _b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	14.780	1.477	21.959	2.760	20.536	3.127	151.422	1.339	3.849	51.558	4.218	57.441	2.8380

ex = 1, 10m

NIVEAU 02, 82m

Hx = 344, 96t

Voile	1	2	3	4	5 _a	5 _b	6	7	8	9	10	11	12
H _y (t)	15.06	1.505	22.376	2.812	20.926	3.186	154.299	1.364	3.922	52.537	4.298	58.532	2.891

---DISTRIBUTION DES MOMENTS SUR LES REFENDS ---

M. (E.m)

voile niveau	1	2	3	4	5 _a	5 _b	6	7	8	9	10	11	12
28.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25.38	7.504	0.752	11.150	1.404	10.425	1.590	76.861	0.682	1.957	26.172	2.143	29.158	1.443
22.56	22.038	2.210	32.745	4.122	30.619	4.669	225.741	2.002	5.747	76.867	6.294	85.637	4.238
19.74	42.807	4.290	63.605	8.005	59.476	9.069	438.487	3.885	11.161	102.556	12.224	166.346	8.231
16.82	69.058	6.920	102.608	12.912	95.950	14.627	707.997	6.266	18.002	149.310	19.720	268.359	13.276
14.10	99.983	10.013	148.551	18.690	138.916	21.172	1024.170	9.069	26.059	240.875	28.549	388.531	19.218
11.25	134.770	13.493	200.236	25.191	187.250	28.535	1580.539	12.221	35.123	348.738	38.481	523.721	25.901
8.46	172.617	17.278	256.467	32.260	239.838	36.544	1768.266	15.651	44.981	470.082	49.285	670.807	33.171
5.64	212.771	21.291	316.127	39.759	295.631	45.041	2179.645	19.288	55.441	610.154	60.745	826.863	40.884
2.92	254.445	25.456	378.052	47.542	353.543	53.959	2606.655	23.064	66.295	755.548	72.640	988.847	48.887
0.00	296.920	29.700	441.152	55.472	412.554	62.843	3041.778	26.911	77.355	903.702	84.760	1153.907	57.040

00

CHAPITRE 6

ETUDE DES VOILES

1. Introduction.

Les voiles ayant participé au contreventement feront l'Objet de notre étude.

Parmi ces refends, nous distinguerons les refends pleins, et les refends avec ouvertures. La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitant chaque élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de Mr M. DIVER. "Calcul Pratique des Tours en Béton Armé".

Remarque : Détermination des efforts internes M, N et T engendrés par les forces latérales.

La méthode développée d'ALBIGES et GOULET est donnée pour un chargement rectangulaire, dû au vent, mais dans notre cas, nous avons un chargement triangulaire dû au séisme. Pour cela nous avons fait une modification dans la première formule dont nous donnerons la démonstration plus loin.

2. Sollicitations Horizontales.

2.1 Refends à une file d'ouverture :

a/ Hypothèse.

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage. De ces deux hypothèses, on peut admettre qu'un refend avec ouvertures peut être assimilé du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par deux éléments de refends liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

b/ Etude des linteaux

Étapes de la méthode exposées dans l'ouvrage de M. DIVER.

- Etablir. $\frac{V}{Z} = \frac{z}{Z}$ où : z : cote du niveau considéré
Z : hauteur du bâtiment.

.../...

- Ayant α et $\frac{\psi}{3}$, on détermine la valeur de Φ à partir de l'abaque B. 23 a.

- Calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau à partir de la formule suivante.

$$\pi = H_0 \frac{m L}{I} \Phi$$

H_0 : Effort tranchant d'ensemble à la base du refend.

- Dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree aux extremités.

Le moment d'encastrement $M = \pi \cdot a$, l'effort tranchant $T = \pi$ et les efforts provenant du plancher seront superposés.

c/ Etude des éléments de refends.

Le calcul des éléments de refends est effectué au droit de chaque linteau.

- Avec α et $\frac{\psi}{3}$ trouver la valeur de Ψ à partir de l'abaque B.23b.

- Calculer les moments dans les éléments de refends.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1 - \frac{\psi}{3})^2 (2 + \frac{\psi}{3})}{3} - \frac{2cm \Psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1 - \frac{\psi}{3})^2 (2 + \frac{\psi}{3})}{3} - \frac{2cm \Psi}{I} \right]$$

- Calculer les forces axiales dans les éléments des refend provoqués par l'action sismique.

A chaque étage on obtient $N = \sum \pi$ où $\sum \pi$ est la somme des efforts à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

Démonstration de la formule donnant les moments dans les refends.

Dans le cas du séisme nous avons une charge qui est triangulaire.

.../...

d/ Verification de l'Equilibre exterieur a La Base du Refend:

On doit avoir $M = M_1 + M_2 + 2 N.C$

où M : moment d'ensemble distribué au refend pris en considération. Les valeurs M , M_1 , M_2 et N sont ceux calculés à la base du refend.

e/ Cas des petites ouvertures:

Quand $\alpha > 10$ on peut considerer que pratiquement $\alpha \rightarrow \infty$

Les variations de Φ et π sont linéaires.

A la base: $\Phi = 1$; $\pi = \frac{H_0 m L}{I}$

Au sommet : $\Phi = 0$; $\pi = 0$

Le refend se comporte comme un mur plein, l'influence des ouvertures ayant un caractère local.

$$\pi = \frac{H_0 m L}{I} \left(1 - \frac{z}{L}\right)^2$$

f/ Cas de grandes ouvertures

Quand $\alpha < 1$, on peut considérer que pratiquement $\alpha \rightarrow 0$

en conséquence $\Phi = 0$ et $\pi = 0$, la rigidité des linteaux étant très faible les deux éléments de refend sont simplement entretoisés par les linteaux donc assujettis aux mêmes déformations horizontales. La répartition du moment fléchissant est proportionnelle aux inerties des refends ($\psi = 0$).

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M \quad ; \quad M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M$$

Conclusion

L'examen des contraintes donne une idée du comportement du refend. On voit que les petites ouvertures ne l'affectent pratiquement pas. L'accroissement des dimensions des ouvertures perturbe le comportement du refend, qui se sépare en deux éléments distincts quand ces ouvertures deviennent relativement très grandes.

.../...

Pour l'effort tranchant π dans les linteaux, sa valeur diminue généralement au fur et à mesure que les ouvertures augmentent pour devenir négligeable quand $\alpha < 1$; ne font exception à cette règle que les linteaux proches du sommet.

2.2 Refend à plusieurs fils d'ouvertures

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouverture peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend.

$$\alpha = w.z. \quad \text{avec } w^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)} l \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

Ensuite on calcule l'effort tranchant dans les linteaux.

Pour la première série de linteaux.

$$\pi_1 = H_0 l \frac{i_1 c_1}{2a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi$$

Pour la détermination de Φ , on utilise l'abaque B 23.a.

de même, on évalue π_2, π_3, \dots , etc.

$$\begin{aligned} N_1 &= \sum \pi_1 \\ N_2 &= \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \\ N_3 &= \sum \pi_3 - \sum \pi_2 \end{aligned}$$

($\sum \pi_1, \sum \pi_2, \dots$) étant les sommes des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

Les moments dans les éléments de refend sont donnés approximativement par la formule.

$$M_1 = \frac{I_1 H_0 Z}{I_1 + I_2 + \dots} \left[\frac{(1 - \frac{1}{3})^2 (2 + \frac{1}{3})}{3} - \psi \right]$$

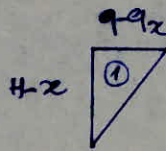
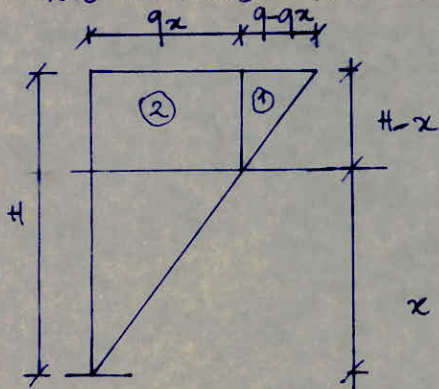
$$M_2 = \frac{I_2 H_0 Z}{I_1 + I_2 + \dots} \left[\frac{(1 - \frac{1}{3})^2 (2 + \frac{1}{3})}{3} - \psi \right]$$

Pour l'évaluation des valeurs de ψ on utilise la figure

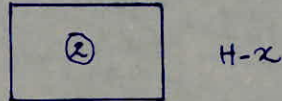
B.23b on vérifie l'équilibre extérieur par la relation.

$$\begin{aligned} M &= M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) \\ &+ 2N_2(c_2 + c_3 + \dots) + \dots \end{aligned}$$

DEMONSTRATION DE LA FORMULE DONNANT LES MOMENTS DANS LES REFENDS POUR UNE CHARGE TRIANGULAIRE. (SEISME)



$$M_1 = \frac{q \cdot q \cdot x}{2} (H-x) \cdot \frac{2}{3} (H-x) = \frac{q \cdot q \cdot x}{3} (H-x)^2$$



$$M_2 = q \cdot x \cdot \frac{(H-x)^2}{2}$$

donc $M = M_1 + M_2 = \frac{1}{3} (q - q \cdot \frac{x}{H}) (H-x)^2 + q \cdot \frac{x}{2} (H-x)^2$

d'autre part nous avons $\frac{q \cdot x}{q} = \frac{x}{H} \Rightarrow q \cdot x = q \cdot \frac{x}{H}$ et $\frac{x}{H} = \frac{z}{l}$

$$M = \frac{1}{3} \left(q - q \frac{x}{H} \right) (H-x)^2 + q \frac{x}{2H} (H-x)^2$$

$$M = (H-x)^2 \left[\frac{1}{3} \left(q - q \frac{x}{H} \right) + q \frac{x}{2H} \right]$$

$$M = q \frac{(H-x)^2}{6} (2 + \frac{x}{H}) = \frac{q}{6} \left[H \left(1 - \frac{x}{H} \right) \right]^2 (2 + \frac{x}{H})$$

$$M = \frac{q}{6} H^2 (1 - \frac{z}{l})^2 (2 + \frac{z}{l}) \quad \text{et } H_0 = q \frac{H}{2} \Rightarrow q = \frac{2H_0}{H} \quad \text{avec } H = z$$

$$M = \frac{H_0 z}{3} (1 - \frac{z}{l})^2 (2 + \frac{z}{l})$$

Les moments dans les éléments de Refend sont

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{z \cdot c}{h} \int_x^H \pi dx \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{z \cdot c}{h} \int_x^H \pi dx \right]$$

avec $\int_x^H \pi dx = \frac{H_0 m h z}{I} \psi(\alpha, \beta)$

nous aurons donc

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1 - \frac{z}{l})^2 (2 + \frac{z}{l})}{3} - \frac{z \cdot c \cdot m}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1 - \frac{z}{l})^2 (2 + \frac{z}{l})}{3} - \frac{z \cdot c \cdot m}{I} \psi \right]$$

VOILE LONGITUDINALE-A-

NIVEAU	φ	Φ	ψ	π_1^*	π_2^*	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
28.20	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
25.38	0.90	0.20	0.01	4.144	4.144	-0.682	-0.103	-0.676	4.144	//	4.144
22.56	0.80	0.35	0.04	7.392	7.392	-5.460	-0.831	-5.459	11.536	//	11.536
19.74	0.70	0.50	0.08	10.639	10.639	+2.047	+0.311	+2.043	22.175	//	22.175
16.92	0.60	0.62	0.13	13.349	13.349	+17.745	+2.701	+17.744	35.524	//	35.524
14.10	0.50	0.73	0.22	15.879	15.879	-23.88	-3.635	-23.879	51.403	//	51.403
11.25	0.40	0.83	0.30	18.229	18.229	-24.570	-3.74	-24.569	69.632	//	69.632
8.46	0.30	0.90	0.37	20.038	20.038	+11.602	+1.766	+11.601	89.670	//	89.670
5.64	0.20	0.97	0.46	21.853	21.853	+19.100	+2.908	19.103	111.523	//	111.523
2.82	0.10	0.99	0.56	22.771	22.771	+14.332	+2.181	14.327	134.294	//	134.294
0.00	0.00	1.00	0.66	23.507	23.507	13.650	2.077	13.650	157.801	//	157.801

46

VOILE LONGITUDINALE-B-

NIVEAU	ξ	Φ	Ψ	π_1^*	π_2^*	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
28.20	1.00	0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0
25.38	0.90	0.20	0.01	3.623	4.332	-0.531	-0.0730	-1.027	3.623	-0.709	4.332
22.56	0.80	0.35	0.04	6.621	7.710	-4.248	-0.584	-8.217	10.244	-1.798	10.042
19.74	0.70	0.50	0.08	9.520	11.091	+1.593	+0.219	+3.081	19.764	-3.369	23.133
16.92	0.60	0.62	0.13	11.927	13.903	-13.808	-1.899	-26.709	31.691	-0.345	37.036
14.10	0.50	0.73	0.22	14.169	16.526	-18.58	2.555	-35.939	45.86	-7.702	53.562
11.25	0.40	0.83	0.30	16.246	18.956	-19.119	-2.629	-36.982	62.106	-10.412	72.518
8.46	0.30	0.90	0.37	17.830	20.689	+9.028	+1.241	+17.463	79.90	-13.71	93.207
5.64	0.20	0.97	0.46	19.439	22.681	+14.87	+2.045	+28.763	99.375	-16.513	115.888
2.82	0.10	0.99	0.56	20.177	23.598	+11.153	+1.533	+21.573	119.552	-19.9	139.486
0.00	0.00	1.00	0.66	20.775	24.321	+10.621	1.460	+20.544	140.307	23.48	163.807

VOILE LONGITUDINAL-G-

NIVEAU	φ	Φ	Ψ	$\pi(t)$	$M_1(t_m)$	$M_2(t_m)$	$N(t)$
28.20	1.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000
25.38	0.90	0.20	0.01	0.015	0.016	$1.46 \cdot 10^{-5}$	0.015
22.56	0.80	0.35	0.04	0.027	0.062	$5.69 \cdot 10^{-5}$	0.042
19.74	0.70	0.50	0.08	0.039	0.146	$1.34 \cdot 10^{-4}$	0.081
16.92	0.60	0.62	0.13	0.049	0.262	$2.4 \cdot 10^{-4}$	0.130
14.10	0.50	0.73	0.22	0.057	0.353	$3.2 \cdot 10^{-4}$	0.187
11.28	0.40	0.83	0.30	0.065	0.495	$4.5 \cdot 10^{-4}$	0.252
8.46	0.30	0.90	0.37	0.071	0.682	$6.2 \cdot 10^{-4}$	0.323
5.72	0.20	0.97	0.46	0.076	0.855	$7.8 \cdot 10^{-4}$	1.293
2.82	0.10	0.99	0.56	0.078	1.026	$9.4 \cdot 10^{-4}$	2.283
0	0.00	1.00	0.66	0.079	1.204	$1.11 \cdot 10^{-3}$	2.362

VOILE TRANSVERSAL-1-

NIVEAU	φ	Φ	ψ	$\pi(t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N (t)$
28.20	1.00	0.29	0.00	1.300	0.000	0.000	1.3
25.38	0.90	0.32	0.005	1.435	2.740	0.0126	2.735
22.56	0.80	0.39	0.04	1.749	6.097	0.0281	4.484
19.74	0.70	0.49	0.08	2.197	14.700	0.067	6.681
16.92	0.60	0.58	0.14	2.601	24.505	0.113	9.282
14.10	0.50	0.65	0.20	2.915	39.058	0.180	12.197
11.28	0.40	0.67	0.28	3.004	53.231	0.244	15.201
8.46	0.30	0.66	0.35	2.960	72.736	0.335	18.161
5.72	0.20	0.56	0.41	2.511	96.783	0.446	20.672
2.82	0.10	0.38	0.45	1.704	126.748	0.584	22.376
0	0.00	0.00	0.47	0.000	161.839	0.746	22.376

VOILE TRANSVERSAL-3- à UNE FILE D'OUVERTURE.

NIVEAU	ξ	Φ	Ψ	$\pi(t)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$N (t)$
28.2	1.00	0	0	0	0	0	0
25.38	0.90	0.20	0.01	1.741	1.753	0.0589	1.654
22.56	0.80	0.35	0.04	3.047	6.254	0.210	4.788
19.74	0.70	0.50	0.08	4.350	16.126	0.542	9.138
" 16.92	0.60	0.62	0.13	5.397	30.227	1.016	14.535
14.10	0.50	0.73	0.22	6.355	36.113	1.214	20.890
11.28	0.40	0.83	0.30	7.225	51.477	1.731	28.115
8.46	0.30	0.90	0.37	7.835	75.179	2.528	35.950
5.72	0.20	0.97	0.46	8.367	94.773	3.187	44.317
2.82	0.10	0.99	0.56	8.618	112.884	3.796	52.935
0	0.00	1,00	0.66	8.705	132.138	4.444	61.640

98

VOILE TRANSVERSAL --5a --
a une file d'ouverture

NIVEAU	ξ	Φ	Ψ	$\pi(t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N (t)$
28.2	1.00	0.29	0.00	2.411	0	0	2.411
25.38	0.90	0.31	0.01	2.578	1.551	0.0617	4.989
22.56	0.80	0.40	0.04	3.320	5.496	0.218	8.309
19.74	0.70	0.50	0.09	4.158	10.775	0.428	12.467
16.92	0.60	0.58	0.15	4.823	19.049	0.757	17.290
14.10	0.50	0.62	0.21	5.156	35.403	1.408	22.446
11.28	0.40	0.66	0.30	5.488	45.471	1.809	27.934
8.46	0.30	0.64	0.36	5.322	70.522	2.806	33.256
5.72	0.20	0.55	0.41	4.574	102.337	4.0721	37.830
2.82	0.10	0.38	0.47	3.160	132.696	5.280	40.990
0	0.00	0.00	0.48	0.00	182.012	7.242	40.990

VOILE TRANSVERSAL -6-

NIVEAU	φ	Φ	ψ	$\pi (t)$	$M_1 (t_m)$	$M_2 (t_m)$	$N (t)$
28.2	1.00	0.30	0	10.967	0.000	0.000	10.967
25.38	0.90	0.35	0.01	12.795	1.988	6.004	23.762
22.56	0.80	0.40	0.04	14.623	4.192	19.543	38.385
19.74	0.70	0.50	0.08	18.279	12.952	60.382	56.664
16.92	0.60	0.58	0.15	21.203	14.760	68.811	77.867
14.10	0.50	0.62	0.22	22.666	25.222	117.584	100.533
11.28	0.40	0.65	0.26	23.763	59.945	279.463	124.296
8.46	0.30	0.63	0.35	23.031	72.022	335.766	147.327
5.72	0.20	0.55	0.41	20.107	105.475	421.724	167.434
2.82	0.10	0.35	0.45	12.795	153.180	714.125	180.229
0	0.00	0.00	0.48	0.00	208.009	969.738	180.229

100

VOILE TRANSVERSAL -9-
à une file d'ouverture

NIVEAU	φ	Φ	ψ	$\pi(\epsilon)$	$M_1 (\text{t.m})$	$M_2 (\text{t.m})$	$N (\epsilon)$
28.2	1.00	0	0	0	0	0	0
25.38	0.90	0.20	0.01	3.177	5.048	0.019	3.177
22.56	0.80	0.35	0.04	5.561	18.383	0.357	8.738
19.74	0.70	0.50	0.08	7.944	45.374	0.881	16.682
16.92	0.60	0.62	0.15	9.851	67.124	1.304	26.533
14.10	0.50	0.73	0.22	11.59	105.184	2.043	38.123
11.28	0.40	0.83	0.30	13.187	148.746	2.889	51.31
8.46	0.30	0.90	0.35	14.30	227.452	4.418	65.610
5.72	0.20	0.97	0.45	15.41	273.860	5.320	81.020
2.82	0.10	0.99	0.57	15.73	309.529	6.013	96.750
0	0.00	1.00	0.66	15.88	372.182	7.230	112.630

101

VOILE TRANSVERSAL-11-
à une file d'ouverture

NIVEAU	ψ	Φ	Ψ	$\pi(t)$	$M_1 (tm)$	$M_2 (tm)$	$N (t)$
28.2	1.00	0	0	0	0	0	0
25.38	0.90	0.20	0.01	3.539	5.624	0.021	3.539
22.56	0.80	0.35	0.04	6.195	20.481	0.397	9.734
19.74	0.70	0.50	0.08	8.850	50.553	0.981	18.584
16.92	0.60	0.62	0.15	10.975	74.787	1.452	29.559
14.10	0.50	0.73	0.22	12.913	117.192	2.276	42.472
11.28	0.40	0.83	0.30	14.692	165.727	3.218	57.164
8.46	0.30	0.90	0.35	15.932	253.418	4.922	73.096
5.72	0.20	0.97	0.45	17.169	305.124	5.927	90.265
2.82	0.10	0.99	0.57	17.525	344.865	6.699	107.790
0	0.00	1.00	0.66	17.692	414.670	8.055	125.482

VOILE LONGITUDINAL - A -

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	35,996	4,381	4,381	36,872	0.157	5.788
25.38	46.673	7.684	7.684	48.209	0.141	6.797
22.56	46.673	7.684	6.90	48.053	0.125	6.006
19.74	46.673	7.684	6.133	47.899	0.110	5.268
Σ	176.015	27.433	25.098	181.033		23.851
16.92	46.673	7.684	5.366	47.746	0.094	4.488
14.10	46.673	7.684	4.60	47.593	0.078	3.712
11.28	46.673	7.684	3.833	47.439	0.062	2.941
8.46	46.673	7.684	3.833	47.439	0.047	2.229
Σ	362.707	58.169	42.730	371.25		37.222
5.64	46.673	7.684	3.833	47.439	0.031	1.470
2.82	46.673	7.684	3.833	47.439	0.015	0.711
0.00	46.673	7.684	3.833	47.439	0.000	0.000
Σ	502.726	81.221	54.229	513.567		39.404

VOILE LONGITUDINAL - B

NIVEAU	$G(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$S_{LV} = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	41.923	4.994	4.994	42.921	0.157	6.738
25.38	54.066	8.739	8.739	55.813	0.141	6.869
22.56	54.066	8.739	7.865	55.639	0.125	6.954
19.74	54.066	8.739	6.991	55.464	0.110	6.101
Σ	204.121	31.211	28.589	209.837		27.662
16.92	54.066	8.739	6.117	55.289	0.094	5.197
14.10	54.066	8.739	5.243	55.114	0.078	4.298
11.28	54.066	8.739	4.369	54.939	0.062	3.406
8.46	54.066	8.739	4.369	54.939	0.047	2.582
Σ	420.385	66.167	48.687	430.118		43.145
5.64	54.066	8.739	4.369	54.939	0.031	1.703
2.82	54.066	8.739	4.369	54.939	0.015	0.824
0.00	54.066	8.739	4.369	54.939	0.000	0.000
Σ	582.283	92.384	61.794	594.925		45.672

VOILE LONGITUDINAL - C -

NIVEAU (m)	$G(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	3.627	0.45	0.45	3.717	0.157	0.583
25.38	5.141	0.393	0.393	5.219	0.141	0.735
22.56	5.141	0.393	0.354	5.211	0.125	0.651
19.74	5.141	0.393	0.315	5.204	0.110	0.572
Σ	19.050	1.629	1.512	19.352		2.541
16.92	5.141	0.393	0.275	5.196	0.094	0.488
14.10	5.141	0.393	0.236	5.188	0.078	0.404
11.28	5.141	0.393	0.196	5.180	0.062	0.321
8.46	5.141	0.393	0.196	5.180	0.047	0.243
Σ	39.614	3.201	2.415	40.096		3.997
5.64	5.141	0.393	0.196	5.180	0.031	0.160
2.82	5.141	0.393	0.196	5.180	0.015	0.077
0.00	5.141	0.393	0.196	5.180	0.000	0.000
Σ	55.037	4.38	3.003	55.637		4.234

VOILE LONGITUDINAL - D -

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'(t)}{5}$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	2.960	0.059	0.059	2.971	0.157	0.466
25.38	2.162	0.103	0.103	2.182	0.141	0.307
22.56	2.162	0.103	0.093	2.180	0.125	0.272
19.74	2.162	0.103	0.082	2.178	0.110	0.239
Σ	9.446	0.368	0.337	9.511		1.284
16.92	2.162	0.103	0.072	2.176	0.094	0.204
14.10	2.162	0.103	0.062	2.174	0.078	0.169
11.28	2.162	0.103	0.051	2.172	0.062	0.134
8.46	2.162	0.103	0.051	2.172	0.047	0.102
Σ	18.094	0.78	0.624	18.205		1.893
5.64	2.162	0.103	0.051	2.172	0.031	0.067
2.82	2.162	0.103	0.051	2.172	0.015	0.032
0,00	2.162	0.103	0.051	2.172	0.000	0.000
Σ	24.58	1.089	0.777	24.721		1.992

VOILE LONGITUDINAL -E-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'(t)}{5}$	σ_v	$S_{LV} = (G + \frac{P'(t)}{5}) \sigma_v$
28.2	10.065	1.174	1.174	10.299	0.157	1.616
25.38	14.010	2.055	2.055	14.421	0.141	2.033
22.56	14.010	2.055	1.849	14.379	0.125	1.797
19.74	14.010	2.055	1.644	14.338	0.110	1.577
Σ	52.095	7.339	6.722	53.437		7.023
16.92	14.010	2.055	1.438	14.297	0.094	1,343
14.10	14.010	2.055	1.232	14.256	0.078	1.111
11.28	14.010	2.055	1.027	14.215	0.062	0.881
8.46	14.010	2.055	1.027	14.215	0.047	0.668
Σ	108.135	15.559	11.446	110.42		11.026
5.64	14.010	2.055	1.027	14.215	0.031	0.440
2.82	14.010	2.055	1.027	14.215	0.015	0.213
0.00	14.010	2.055	1.027	14.215	0.000	0.000
Σ	150.165	21.724	14.521	153.065		11.679

VOILE LONGITUDINAL - F -

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$S_{LV} = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	8.626	0.967	0.967	8.819	0.157	1.384
25.38	12.454	1.692	1.692	12.792	0.141	1.803
22.56	12.454	1.692	1.523	12.758	0.125	1.594
19.74	12.454	1.692	1.353	12.724	0.110	1.399
Σ	45.988	6.043	5.535	47.093		6.18
16.92	12.454	1.692	1.184	12.690	0.094	1.192
14.10	12.454	1.692	1.015	12.657	0.078	0.981
11.28	12.454	1.692	0.846	12.623	0.062	0.782
8.46	12.454	1.692	0.846	12.623	0.047	0.593
Σ	95.804	12.811	9.426	97.686		9.734
5.64	12.454	1.692	0.846	12.623	0.031	0.391
2.82	12.454	1.692	0.846	12.623	0.015	0.189
0.00	12.454	1.692	0.846	12.623	0.000	0.000
Σ	133.166	17.887	11.964	135.555		10.314

VOILE LONGITUDINAL -G-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$S_{LV} = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	3.962	0.379	0.379	4.037	0.157	0.633
25.38	7.079	0.663	0.663	7.211	0.141	1.016
22.56	7.079	0.663	0.596	7.198	0.125	0.899
19.74	7.079	0.663	0.530	7.185	0.110	0.790
Σ	25.199	2.368	2.168	25.631		3.368
16.92	7.079	0.663	0.464	7.171	0.094	0.674
14.10	7.079	0.663	0.397	7.158	0.078	0.558
11.28	7.079	0.663	0.331	7.145	0.062	0.442
8.46	7.079	0.663	0.331	7.145	0.047	0.335
Σ	53.515	5.02	3.691	54.25		5.377
5.64	7.079	0.663	0.331	7.145	0.031	0.221
2.82	7.079	0.663	0.331	7.145	0.015	0.107
0.00	7.079	0.663	0.331	7.145	0.000	0.000
Σ	74.752	7.009	4.684	75.685		5.705

VOILE TRANSVERSAL - 1 -

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'(t)}{5}$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	10.783	1.095	1.095	11.002	0.157	1.727
25.38	15.996	1.916	1.916	16.381	0.141	2.309
22.56	15.996	1.916	1.724	16.340	0.125	2.042
19.74	15.996	1.916	1.533	16.302	0.110	1.793
Σ	58.771	6.843	6.268	60.025		7.871
16.92	15.996	1.916	1.341	16.264	0.094	1.528
14.10	15.996	1.916	1.149	16.225	0.078	1.265
11.28	15.996	1.916	0.958	16.187	0.062	1.003
8.46	15.996	1.916	0.958	16.187	0.047	0.760
Σ	122.755	14.507	10.674	108.701		12.427
5.64	15.996	1.916	0.958	16.187	0.031	0.501
2.82	15.996	1.916	0.958	16.187	0.015	0.242
0.00	15.996	1.916	0.958	16.187	0.000	0.000
Σ	170.743	20.255	13.548	157.262		13,17

VOILE TRANSVERSAL - 2 -

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'(t)}{5}$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	3.962	0.379	0.379	4.037	0.157	0.633
25.38	7.293	0.663	0.663	7.425	0.141	1.046
22.56	7.293	0.663	0.596	7.412	0.125	0.926
19.74	7.293	0.663	0.530	7.399	0.110	0.813
Σ	25.841	2.368	2.168	26.273	0.533	3.478
16.92	7.293	0.663	0.464	7.385	0.094	0.694
14.10	7.293	0.663	0.397	7.372	0.078	0.575
11.28	7.293	0.663	0.331	7.359	0.062	0.456
8.46	7.293	0.633	0.331	7.359	0.047	0.345
Σ	55.013	5.02	3.691	55.748	0.814	5.488
5.64	7.293	0.633	0.331	7.359	0.031	0.228
2.82	7.293	0.633	0.331	7.359	0.015	0.110
0.00	7.293	0.633	0.331	7.359	0.00	0.000
Σ	76.892	7.009	4.684	77.825	0.86	5.826

VOILE TRANSVERSALE -3-

NIVEAU (m)	G (t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$S_{IV} = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	19.855	2.382	2.382	20.331	0.157	3.192
25.38	24.332	4.168	4.168	25.160	0.141	3.548
22.56	24.332	4.168	3.751	25.082	0.125	3.135
19.74	24.332	4.168	3.334	24.998	0.110	2.749
Σ	92.851	14.886	13.635	95.577		12.624
16.92	24.332	4.168	2.917	24.915	0.094	2.342
14.10	24.332	4.168	2.501	24.832	0.078	1.931
11.28	24.332	4.168	2.084	24.748	0.062	1.534
8.46	24.332	4.168	2.084	24.748	0.047	1.163
Σ	190.179	37.558	23.221	194.82		19.599
5.64	24.332	4.168	2.084	24.748	0.031	0.767
2.82	24.332	4.168	2.084	24.748	0.015	0.371
0.00	24.332	4.168	2.084	24.748	0.000	0.000
Σ	263.175	44.062	29.473	269.064		20.737

VOILE TRANSVERSAL-4-

NIVEAU (m)	$G(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	12.778	1.481	1.481	13.074	0.157	2.052
25.38	15.977	2.593	2.593	16.495	0.141	2.325
22.56	15.977	2.593	2.333	16.443	0.125	2.055
19.74	15.977	2.593	2.074	16.391	0.110	1.803
Σ	60.709	9.26	8.481	62.403		8.235
16.92	15.977	2.593	1.815	16.340	0.094	1.535
14.10	15.977	2.593	1.555	16.288	0.078	1.270
11.28	15.977	2.593	1.296	16.236	0.062	1.006
8.46	15.977	2.593	1.296	16.236	0.047	0.763
Σ	124.617	19.632	14.443	127.503		12.809
5.64	15.977	2.593	1.296	16.236	0.031	0.503
2.82	15.977	2.593	1.296	16.236	0.015	0.243
0.00	15.977	2.593	1.296	16.236	0.000	0.000
Σ	172.548	27.411	18.331	176.211		13.555

VOILE TRANSVERSAL -5a -

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'(t)}{5}$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	18.030	2.155	2.155	18.461	0.157	2.898
25.38	23.753	2.685	2.685	24.29	0.141	3.424
22.56	23.753	2.685	2.416	24.236	0.125	3.029
19.74	23.753	2.685	2.148	24.182	0.110	2.660
Σ	89.289	10.210	9.404	91.169		12.011
16.92	23.753	2.685	1.879	24.128	0.094	2.268
14.10	23.753	2.685	1.611	24.075	0.078	1.877
11.28	23.753	2.685	1.342	24.021	0.062	1.489
8.46	23.753	2.685	1.342	24.014	0.047	1.129
Σ	184.301	20.95	15.578	187.021		18.774
5.64	23.753	2.685	1.342	24.021	0.031	0.744
2.82	23.753	2.685	1.342	24.021	0.015	0.360
0.00	23.753	2.685	1.342	24.021	0.000	0.000
Σ	255.560	29.005	19.604	259.476		19.878

VOILE TRANSVERSAL-5b-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	18.372	2.205	2.205	18.813	0.157	2.953
25.38	20.244	3.858	3.858	21.015	0.141	2.963
22.56	20.244	3.858	3.474	20.938	0.125	2.617
19.74	20.244	3.858	3.088	20.861	0.110	2.294
Σ	79.104	13.779	12.625	81.627		10.827
16.92	20.244	3.858	2.702	20.784	0.094	1.953
14.10	20.244	3.858	2.316	20.707	0.078	1.615
11.28	20.244	3.858	1.930	20.630	0.062	1.279
8.46	20.244	3.858	1.930	20.630	0.047	0.969
Σ	160.08	29.211	21.503	164.378		16.643
5.64	20.244	3.858	1.930	20.630	0.031	0.639
2.82	20.244	3.858	1.930	20.630	0.015	0.309
0.00	20.244	3.858	1.930	20.630	0.00	0.000
Σ	180.324	40.785	27.293	226.268		17.591

VOILE TRANSVERSAL-6-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	37.559	4.059	4.059	38.370	0.157	6.024
25.38	44.252	6.055	6.055	45.463	0.141	6.410
22.56	44.252	6.055	5.449	45.341	0.125	5.667
19.74	44.252	6.055	4.844	45.220	0.110	4.974
Σ	170.315	22.224	20.407	174.394		23.075
16.92	44.252	6.055	4.238	45.099	0.094	4.239
14.10	44.252	6.055	3.633	44.978	0.078	3.508
11.28	44.252	6.055	3.027	44.857	0.062	2.781
8.46	44.252	6.055	3.027	44.857	0.047	2.108
Σ	347.323	46.444	34.332	354.185		35.711
5.64	44.252	6.055	3.027	44.857	0.031	1.390
2.82	44.252	6.055	3.027	44.857	0.015	0.672
0,00	44.252	6.055	3.027	44.857	0.000	0.000
Σ	480.079	64.609	43.413	488.756		37.773

VOILE TRANSVERSAL-6-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	37.559	4.059	4.059	38.370	0.157	6.024
25.38	44.252	6.055	6.055	45.463	0.141	6.410
22.56	44.252	6.055	5.449	45.341	0.125	5.667
19.74	44.252	6.055	4.844	45.220	0.110	4.974
Σ	170.315	22.224	20.407	174.394		23.075
16.92	44.252	6.055	4.238	45.099	0.094	4.239
14.10	44.252	6.055	3.633	44.978	0.078	3.508
11.28	44.252	6.055	3.027	44.857	0.062	2.781
8.46	44.252	6.055	3.027	44.857	0.047	2.108
Σ	347.323	46.444	34.332	354.185		35.711
5.64	44.252	6.055	3.027	44.857	0.031	1.390
2.82	44.252	6.055	3.027	44.857	0.015	0.672
0,00	44.252	6.055	3.027	44.857	0.000	0.000
Σ	480.079	64.609	43.413	488.756		37.773

VOILE TRANSVERSAL-7-

NIVEAU (m)	$G(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5})\sigma_v$
28.2	4.922	0.170	0.170	4.956	0.157	0.778
25.38	4.079	0.298	0.298	4.138	0.141	0.583
22.56	4.079	0.298	0.268	4.132	0.125	0.516
19.74	4.079	0.298	0.238	4.126	0.110	0.453
Σ	17.159	1.064	0.974	17.352		2.33
16.92	4.079	0.298	0.206	4.120	0.094	0.387
14.10	4.079	0.298	0.179	4.114	0.078	0.320
11.28	4.079	0.298	0.149	4.108	0.062	0.254
8.46	4.079	0.298	0.149	4.108	0.047	0.193
Σ	33.475	2.256	1.657	33.802		3.484
5.64	4.079	0.298	0.149	4.108	0.031	0.127
2.82	4.079	0.298	0.149	4.108	0.015	0.061
0.00	4.079	0.298	0.149	4.108	0.000	0.000
Σ	45.712	3.15	2.104	46.126		3.672

VOILE TRANSVERSAL-8-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	18.378	2.205	2.205	18.819	0.157	2.954
25.38	20.561	3.880	3.860	21.333	0.141	3.007
22.56	20.561	3.880	3.474	21.255	0.125	2.656
19.74	20.561	3.880	3.088	21.178	0.110	2.329
Σ	80.061	14.845	12.627	82.585		10.946
16.92	20.561	3.880	2.702	21.101	0.094	1.983
14.10	20.561	3.880	2.316	21.024	0.078	1.639
11.28	20.561	3.880	1.930	20.947	0.062	1.298
8.46	20.561	3.880	1.930	20.947	0.047	0.984
Σ	162.305	30.365	21.505	166.604		16.850
5.64	20.561	3.880	1.930	20.947	0.031	0.649
2.82	20.561	3.880	1.930	20.947	0.015	0.314
0.00	20.561	3.880	1.930	20.947	0.000	0.000
Σ	223.988	42.005	27.295	229.445		17.813

voile transversal -9-

NIVEAU (m)	$G(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$G + \frac{P'(t)}{5}$	σ_v	$SIV = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	17.597	2.055	2.055	18.008	0.157	2.827
25.38	26.064	3.597	3.597	26.783	0.141	3.776
22.56	26.064	3.597	3.237	26.711	0.125	3.338
19.74	26.064	3.597	2.877	26.639	0.110	2.930
Σ	95.789	12.846	11.766	98.141		12.871
16.92	26.064	3.597	2.518	26.567	0.094	2.497
14.10	26.064	3.597	2.158	26.495	0.078	2.066
11.28	26.064	3.597	1.798	26.423	0.062	1.638
8.46	26.064	3.597	1.798	26.423	0.047	1.241
Σ	200.045	27.234	20.038	204.049		20.313
5.64	26.064	3.597	1.798	26.423	0.031	0.819
2.82	26.064	3.597	1.798	26.423	0.015	0.396
0.00	26.064	3.597	1.798	26.423	0.000	0.000
Σ	278.237	38.025	25.432	288.318		21.528

VOILE TRANSVERSAL-10-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v^2	$S_{LV} = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v^2$
28.2	12.821	1.481	1.481	13.117	0.157	2.059
25.38	15.087	2.593	2.593	15.605	0.141	2.200
22.56	15.087	2.593	2.333	15.553	0.125	1.944
19.74	15.087	2.593	2.074	15.501	0.110	1.705
Σ	58.082	9.26	8.481	59.776		7.908
16.92	15.087	2.593	1.815	15.450	0.094	1.452
14.10	15.087	2.593	1.555	15.398	0.078	1.201
11.28	15.087	2.593	1.296	15.346	0.062	0.951
8.46	15.087	2.593	1.296	15.346	0.047	0.721
Σ	118.430	19.632	14.443	121.316		12.233
5.64	15.087	2.593	1.296	15.346	0.031	0.475
2.82	15.087	2.593	1.296	15.346	0.015	0.230
0.00	15.087	2.593	1.296	15.346	0.000	0.000
Σ	163.081	27.411	18.331	167.354		12.938

VOILE TRANSVERSAL -11-

NIVEAU (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	18.115	2.201	2.201	18.555	0.157	2.913
25.38	25.498	3.852	3.852	26.268	0.141	3.703
22.56	25.498	3.852	3.467	26.191	0.125	3.273
19.74	25.498	3.852	3.081	26.140	0.110	2.872
Σ	94.609	13.757	12.601	97.128		12.761
16.92	25.498	3.852	2.696	26.037	0.094	2.447
14.10	25.498	3.852	2.311	25.960	0.078	2.024
11.28	25.498	3.852	1.926	25.883	0.062	1.604
8.46	25.498	3.852	1.926	25.883	0.047	1.216
\square	196.601	29.165	21.46	200.891		20.052
5.64	25.498	3.852	1.926	25.883	0.031	0.802
2.82	25.498	3.852	1.926	25.883	0.015	0.388
0.00	25.498	3.852	1.926	25.883	0.000	0.000
Σ	273.095	40.721	21.238	278.540		21.242

VOILE TRANSVERSAL-12-

NIVEAU (m)	G (t)	P(t)	P'(t)	$G + \frac{P'}{5}(t)$	σ_v	$Siv = (G + \frac{P'}{5}) \sigma_v$
28.2	4.049	0.379	0.379	4.124	0.157	0.647
25.38	7.264	0.660	0.660	7.396	0.141	1.042
22.56	7.264	0.660	0.596	7.383	0.125	0.922
19.74	7.264	0.660	0.530	7.370	0.110	0.810
Σ	25.841	2.359	2.165	26.273		3.421
16.92	7.264	0.660	0.464	7.356	0.094	0.691
14.10	7.264	0.660	0.397	7.343	0.078	0.572
11.28	7.264	0.660	0.331	7.330	0.062	0.454
8.46	7.264	0.660	0.331	7.330	0.047	0.344
Σ	54.897	4.999	3.688	55.632		5.482
5.64	7.264	0.660	0.331	7.330	0.031	0.227
2.82	7.264	0.660	0.331	7.330	0.015	0.109
0.00	7.264	0.660	0.331	7.330	0.000	0.000
Σ	76.689	6.979	4.681	77.622		5.818

== CHAPITRE 7 ==

**FEIRIRHILLKIE
DES VOILES**

CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

La contrainte de compression admissible sera une fraction de la contrainte nominale de rupture

$$\sigma_{po} = \rho' \sigma_{28}$$

à la plus petite des deux valeurs suivantes.
 La valeur de la fraction dépend du défaut de centrage des charges verticales de la susceptibilité du mur au flambement de l'efficacité du contrôle de la qualité du contrôle de la qualité du béton de l'exécution ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (essentiellement la fraction est au plus égale

$$\rho' \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \rho_{28} \\ 0.42 \times \rho_{28} \end{array} \right.$$

$$a = \text{épaisseur du mur} = 16 \text{ cm}$$

$$e \leq \max(1 \text{ cm}, 1/300)$$

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

pour un mur non raidi à ses extrémités

$$e \leq \max(1 \text{ cm}, 0.7 \cdot 2.82) = 1 \text{ cm}$$

$$\gamma = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{300}{a} \cdot 0.7 \cdot 2.82 \cdot \sqrt{1.2}}}{2} = 1.4273$$

$$\alpha = \frac{16 - 10 + 1.43}{16} = 0.791$$

$$\rho = 0.732$$

$$\gamma = 0.83$$

$$\rho = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\gamma}{100}\right)^2}$$

$\rho = 1$ (les vérifications de contraintes sont effectuées pour des actions ou combinaisons courantes)

Ainsi la fraction ρ' sera telle que

$$\rho' \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2; 0.732 \cdot 0.83 \cdot 1 \cdot 0.791 = 0.239 \\ 0.42 \cdot 0.791 \cdot 0.83 \cdot 1 = 0.262 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{po} = 0.239 \cdot 275 = 65.725 \text{ kg/cm}^2$$

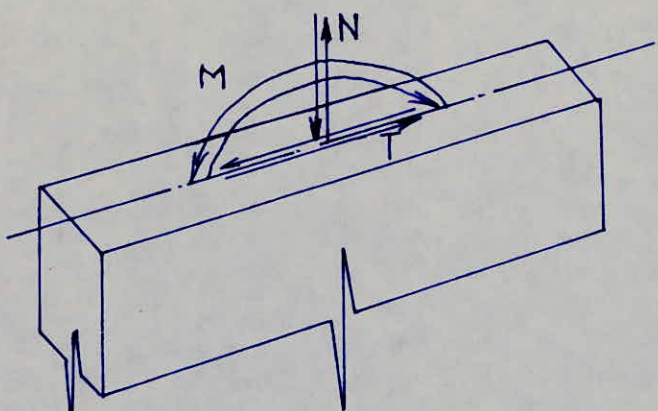
1. Introduction :

Sous l'action des forces verticales (seisme charges permanentes et surcharges) et des forces horizontales (seisme, vent), un refend est sollicité à la flexion composée. Les sollicitations à considérer pour la détermination des sections d'acier nécessaires, sont les résultats de la superposition des sollicitations dues aux forces verticales et horizontales. En effectuant cette superposition il ne faut pas oublier que les forces (seisme dans notre cas) ont un caractère alternatif, elles peuvent changer de signes en gardant la même valeur absolue et la même direction.

L'état de contrainte se trouve modifié qualitativement (mutation compression-traction)

Ainsi nous aurons les deux (2) combinaisons suivantes à considérer :

1^{er} combinaison : M, N_{max}
 2 " : M, N_{min}



avec

$$N_{max} = G + P + \delta V \downarrow + \delta H \downarrow$$

$$N_{min} = G + P - \delta V \uparrow - \delta H \uparrow$$

2. Types d'Armatures :

Trois catégories d'armatures se rencontrent dans les murs en béton armé.

- Les armatures verticales.
- Les armatures horizontales.
- Les armatures transversales.

- Armatures verticales

Elles servent à reprendre les contraintes de flexion composée.

Le complément C.T.C prévoit un pourcentage minimal de

0,15% si $\sigma_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$ Dans chaque

0,25% si $0,025 \sigma'_{28} \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$ Direction

désignées en général en deux nappes parallèles aux faces du refend par ailleurs ce règlement impose de placer ces aciers en double nappe, de même que les espacements entre les barres verticales consécutives doit être limité à la plus grande des deux valeurs suivantes (1,5b, 30cm) b étant l'épaisseur du refend.

- Armatures horizontales

Selon les prescriptions du complément C.T.C le choix des armatures horizontales est fonction du choix des armatures verticales en zone courante le tout doit former un quadrillage.

L'écartement de ces armatures restera le même que celui adopté pour les armatures verticales disposées également en deux nappes parallèles aux faces du refend vers l'extérieur ces armatures devront éviter la fissuration due à la contraction des façades par suite d'un éventuel abaissement de la température.

- Armatures transversales

Selon C.T.C en général il est prévu au moins 4 épingles au mètre carré.

Ces aciers transversaux sont d'autant plus utiles qu'ils empêchent les flambements éventuels des aciers verticaux

Autres - Prescriptions - du - C.T.C

Relatives - au Ferrailages des voiles.

- Les extrémités des voiles doivent comporter un renforcement d'armatures verticales sous forme de potelet incorporés de dimensions $b \times 1,5 b$

Il est possible d'utiliser ces armatures là, pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile. mais le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue ne doit pas être inférieur à 0,5% dans ce cas les longueurs de recouvrement seront égale à $70 \varnothing$ Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égales à celles fixés pour le poteau de rive des ossatures autostables en zone 1.

Renforcement au niveau des joints de reprise de coulage.

Le long des joints de reprise de coulage on prévoit des armatures verticales de couture réparties uniformément en deux nappes équilibrant la totalité de l'effort tranchant à $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$ c'est à dire

$$A_{vj} = \frac{T}{\bar{\sigma}_{en}}$$

La longueur d'ancrage de ces armatures est égale ou supérieure à $50 \varnothing$ dans les voiles

A défaut de calcul, on pourra prévoir forfaitairement une section d'armatures de couture de $0,5 b$ par mètre linéaire

La méthode de ferrailage ainsi que toutes les justifications au contraintes seront exposées plus loin (voir exemple de calcul).

- Prescriptions relatives aux éléments de contreventement

I. Principe de calcul

Art. 4.3.2.1 : La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible béton du premier genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{st}

Art. 4.3.2.2 : La vérification de la ;résistance aux sollicitation d'effort tranchant doit être effectuée avec:

$$T = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant de calcul}$$

$$N = 0$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{st}$$

II. Disposition des armatures

Art.4.3.3.1 : Les armatures de la section transversale résistante à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{st}} \cdot 100 \quad \text{avec } \tau = \frac{1,4 T}{b \cdot z}$$

\bar{w}_t pourcentage calculé par rapport à la section totale brute du béton, il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée ci-dessous.

$$\left. \begin{array}{l} * \tau_b \leq 0,025 \sqrt{f_{28}} \Rightarrow 0,15\% \\ * 0,025 < \tau_b \leq 0,12 \sqrt{f_{28}} \rightarrow 0,25\% \end{array} \right\} \text{ dans chaque direction}$$

Art.4.3.3.3 : Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue d'un voile est de 0,5% et il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau de section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendue.

.../...

Art. 4.3.3.4 : L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq 1,5 b \\ \text{ou} \\ e \leq 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Art. 4.3.3.5 : Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 . Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Art. 4.3.3.6 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Art. 4.3.3.7 : L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile et ce à chaque extrémité du voile.

Art. 4.3.3.11. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à

- $50 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones

; ou le renversement des signes des efforts est possible.

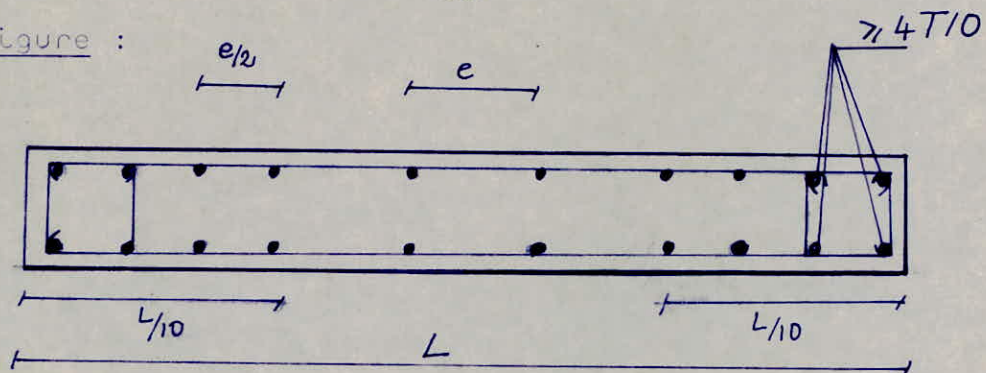
$20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones

comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

Art. 4.3.3.12 : L'effort tranchant doit être pris par les aciers de couure dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

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

figure :



FERAILLAGE DES VOILES

Les refends seront calculés sous la sollicitation la plus défavorable.

$$* 0,8.G - E$$

$$* 0,8.G + E$$

$$* G + P + E$$

La combinaison la plus défavorable, est $G + P + E$ qui donne un effort normal très important.

Or le moment à la base de chaque refend est très important donc on prendra l'effort normal le plus petit qui est donné par la combinaison $0,8G - E$ car dans ce cas on peut avoir un effort de traction.

d'où la sollicitation
Nmin

$$0,8G - E$$

Nmax

Le mode de sollicitation: flexion composée.

Vérification des contraintes: la vérification se fera sous la sollicitation $G + P + E$

Pour section partiellement comprimée:

$$\bar{\sigma}_{b'} = K \cdot y_1 < \bar{\sigma}_{b'}$$

$$\bar{\sigma}_{a'} = n \cdot K (y_1 - d') \quad a' \quad n=15$$

$$\bar{\sigma}_a = n \cdot K (h_t - y_1 - d) \quad a \quad n=15$$

Pour section entièrement comprimée:

$$\bar{\sigma}_{b'_1} = \frac{N}{B'_0} + \frac{M}{I} \cdot v_1 < \bar{\sigma}_{b'}$$

$$\bar{\sigma}_{b'_2} = \frac{N}{B'_0} - \frac{M}{I} \cdot v_2 < \bar{\sigma}_{b'}$$

$$\bar{\sigma}_{a'_{12}} = n \left(\frac{N'}{B'_0} \pm \frac{M}{I} (v - d') \right) < \bar{\sigma}_{a'}$$

Ferrailage du voile transversale -6- à une file d'ouverture, selon RPA.81 (Trumeau II)

Caracteristiques:

$$\begin{aligned} ht &= 877 \text{ cm} & M &= 969,738 \text{ t.m} \\ b &= 16 \text{ cm} & N_{\min} &= 59,995 \text{ t} \\ d &= 30 \text{ cm} & N_{\max} &= 520,945 \text{ t} \end{aligned}$$

$$e_0 = M/N_{\min} = 16,163 \text{ m}$$

$$e_1 = ht/6 = 1,461 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$ donc la section est partiellement comprimée.

Moment fictif

$$f = ht/2 + e - d \quad M = M + N \cdot f$$

$$f = 877/2 + 1616,3 - 30 = 20,248 \text{ m}$$

$$M = 969,738 + 59,995 \cdot 20,248 = 2184,516 \text{ t.M}$$

$$K = 31,7$$

$$\rho = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2184,516 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 847} = 0,0679 \quad \varepsilon = 0,8929$$

Verifions si les aciers comprimés sont nécessaires.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K = 4200 / 31,7 = 132,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 164,3 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'acier comprimé.

on utilisera le ferrailage minimum reglementaire.

Section d'acier tendue.

$$L \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2184,516 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8929 \cdot 847} - \frac{59995}{4200} = 54,48 \text{ cm}^2$$

Longueur de la zone tendue.

$$\bar{\sigma}'_1 = 51,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_2 = -43,00 \text{ kg/cm}^2$$

$$y = \frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2} \cdot ht = 398,84 \text{ cm}$$

Section d'acier minimum tendu

Selon les prescription Du CTE on doit prendre 0,5% de la zone tendue.

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot y = 0,5\% \cdot 16 \cdot 398,84 = 31,90 \text{ cm}^2$$

donc on retiendra a les aciers calculés.

$$A = \frac{54,48 \cdot 100}{2 \cdot 398,84} = 6,82 \text{ cm}^2 \text{ p.m/face}$$

soit 5T14p.m/face

Section d'acier en zone courante.

$$\sigma_b = \frac{1,4 \cdot F}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 80271}{16.842.7/8} = 9,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 6,875 \text{ kg} < \sigma_b < 33,05 \text{ kg/cm}^2$$

on prendra une section d'armature égale à 0,25% de la section de la zone courante.

$$A = 0,25\% \cdot b \cdot (ht - y) = 0,25\% \cdot 16 \cdot (877 - 398,84) = 19,12 \text{ cm}^2$$

soit $A = 2 \text{ cm}^2 \text{ p.m/face}$

Section d'acier relatif au joint de coulage

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{en} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 80271}{4200} = 29,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_{vj} = 1,67 \text{ cm}^2 \text{ p.m/face}$$

donc la section d'acier en zone courante sera

$$A_c = 2 + 1,67 = 3,67 \text{ cm}^2 \text{ p.m/face}$$

Soit 5T10 p.m/face

Armatures horizontales

$$w_t = \frac{\sigma - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 = \sigma_b = 9,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_t = 0,035\% < w_t = 0,25\%$$

on prendra alors :

$$A_h = \frac{0,25\% \cdot 16 \cdot 100}{2} = 2 \text{ cm}^2 \text{ p.m/face} \text{ soit } 5T8 \text{ p.m/face}$$

Potelet d'extrémité

on disposera dans le potelet (16. 25) 4T14

armatures transversales on prendra des Ø8

Verification des contraintes

$$e_o = M/N_{\max} = 1,861 \text{ m} \quad ht/6 = 1,461 \text{ m}$$

$e_o < ht/6$ donc la section est partiellement comprimée+

$$|C| = e_o - ht/2 = 252,4 \quad \begin{cases} c = +252,4 \\ P = 8902,11 \end{cases}$$

$$A = 54,48 \text{ cm}^2$$

$$n = 280 \quad \begin{cases} P_1 = -0,113 \\ q_1 = -6,40 \end{cases} \quad q = -140,5033807,7$$

$$t^3 - 0,113t - 6,4 = 0$$

donc solution de l'équation c'est $t=1,876$

$$y_2 = n \cdot t = 280 \cdot 1,876 = 525,28 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + C = 525,28 + 252,4 = 777,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + n \cdot A' (y_1 - d')^2 + n \cdot A (ht - d - y_1)$$

$$I = 2512548392 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{\max} \cdot y_2}{I} = 0,108$$

ainsi les contraintes seront de la forme

$$\bar{\sigma}_{b'} = K \cdot v_1 = 0,108 \cdot 83,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'}$$

$$\bar{\sigma}_{a'} = n \cdot K (v_1 - d') = 1211,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{a'}$$

$$\bar{\sigma}_a = n \cdot K (ht - d - v_1) = 112,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Vérification au flambement.

$L_c = 0,7L_0$ longueur de flambement

$$L_0 = 2,82 \text{ m}$$

$$L_c = 1,974 \text{ m}$$

calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_c}{i}$$

$$I = \frac{ht \cdot b^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 4,61 \text{ -----} \rightarrow \lambda = 42,8$$

$$B = ht \cdot b = 14032 \text{ cm}^2$$

d'où $\lambda = 42,81 < 50$ donc pas de risque de flambement.

Ferraillage du voile-B- à deux files d'ouvertures

TUMEAU-1-

Caractéristiques:

$$ht = 736 \text{ cm}$$

$$M = 14,87 \text{ t.m}$$

$$b = 16 \text{ cm}$$

$$N = 14,617 \text{ t}$$

$$d = 25 \text{ cm}$$

$$N_{\max} = 354,512 \text{ t}$$

$$e_0 = M/N_{\min} = 14,87/14,617 = 1,01 \text{ m}$$

$$e_1 = ht/6 = 736/6 = 1,22 \text{ m}$$

$e_0 < e_1$ donc la section est entièrement comprimée.

Dans le cas ou les aciers comprimés ne sont pas nécessaire

$$A' = A'' = 0 \quad w' = w'' = \bar{w}' = 0$$

$$\bar{\sigma}_{b'_{1,2}} = N'/b \cdot ht \left(K \frac{+e \cdot R}{ht} \right) \quad (K=1, R=6)$$

$$\bar{\sigma}_{b'_1} = 2,27 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{b'_2} = 0,21 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'acier comprimé on utilisera le ferrailage minimum réglementaire.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4; 57722}{16.7/8.686} = 8,41 \text{ kg/cm}^2$$

donc on prendra une section égale à 0,25% de la section

$$\text{du beton} \quad A_{\min} = 0,25\% \cdot 16.736 = 29,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = 2 \text{ cm}^2; \text{ p.m/face} \quad \text{soit } 5T8 \text{ p.m/face}$$

$$\text{Potelet (16.25)} \quad 4T12 \quad A = 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures horizontales

$$wt = \frac{8,41 - 8}{4200} \cdot 100 = 0,009\% < wt = 0,25\%$$

$$\text{donc } A_h = 5T8 \text{ p.m//face;}$$

Armature le long du joint de reprise

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 57722}{4200} = 21,16 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T6 \text{ p.m/face}$$

Justification des contraintes

$$e_o = M/N_{\max} = 0,041 \text{ m} \quad ht/6 = 1,22 \text{ m}$$

$$e_o < e_1 \quad \text{section entièrement comprimé}$$

$$w = A/b; ht = 0,00038 \quad \delta = d/ht = 0,0339$$

$$B'_0 = 16.736 \cdot (1 + 15 \cdot 2 \cdot 0,00038) = 11911,306 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{16.736^3}{12} \cdot 2 \cdot 15 \cdot 0,000383 + 16.736 \cdot (ht/2 - 736)^2 = 547507589,4 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_{b'} = \frac{354512}{11911,306} \pm \frac{1487000 \cdot 736/2}{547707589,4}$$

$$\bar{\sigma}_{b'_1} = 30,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} \quad \bar{\sigma}_{b'_2} = 28,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'}$$

$$\bar{\sigma}_a = 461,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée :

VOILES PLEINS

	VT2	VT4	VT5b	VT7	VT8
(t.m)	23,39	51,823	58,627	25,072	72,445
Nmax (t)	82,512	194,545	213,075	48,236	256,70
(t) Nmin	61,513	138,038	144,259	36,569	179,19
nature sollici	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC
$A_{v_{cm}^2}$	5T6pm/f	5T6pm/f	5T6pm/f	5T6pm/f	5T6pm/F
A_{vt}	/	/	/	4T12pm/f	/
A_{vj} <i>cm</i>	0,2cm ²	& 1	1	1	1,3
Ah <i>cm</i>	5T6pm/F	5T6pm/F	5T6pm/F	5T6pm/F	5T6pp/F
POTELET	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
L cm	328	385	385	275	385
$G_{b'}$	43,41	43,41	47,97	58,20	
$G_{a'}$	651	651,15	719,55	873	
b cm	16	16	16	16	16

-VOILES PLEINS-

	VL C	VLE	VLF	VLC	VT10
M (t.m)	1,2	16,017	8,77	2,067	79,34
Nmin	26,25	120,132	106,53	59,801	130,95
Nmax (t)	40,08	164,693	145,13	79,436	185,68
	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{vt}	/	/	/	/	/
A_{vc}	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6
Ah	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6
A_{vj}	0,04	0,25	0,04	0,05	1,5
potelet	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
t_{cm}	12 25	12 25	12 25	12 25	12 25
$\sigma_{b'}$ kg/cm ²	13,4	41,95	25,11	12,9	46,95
$\sigma_{a'}$ kg/cm ²	201	629	376,65	193,5	704,25

	VOILE -A -			VOILE-B-			VOILE-6-		VOILE-9-		
	TRUMEAU 1	trumeau 2	trumeau 3	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 3	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2
M (tm)	19.10	2.90	19.10	14.87	2.045	28.763	208.009	969.73	279.46	372.182	7.23
Nmin (t)	-14.09	76.456	-14.098	14.67	56.50	29.22	-36.412	59.99	29.723	46.145	1.50
Nmax (t)	366.81	107.99	356.815	354.51	134.07	430.68	384.194	520.945	324.56	329.234	269.566
nature de solicitation	SPT	SEC	SPT	SEC	SEC	SEC	SPT	SPC	SPC	SPC	SPC
A _{vt}	6T10pm/f	/	6T10pm/f	/	/	/	6T10 pm/f	5T14pm/f	5T12pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f
A _{vc}	5T8pm/f	5T8pm /f	5T8pm/f	5T8pm pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T6pm/f	5T10 pm/f	5T6 pm/f	5T6pm/f	5T6pm/f
A _h	5T8pm/f	5T8pm/f	5T8pm	5T8pm	5T8pm/f	5T8pm/f	5T6pm/f	5T8pm	5T6pm/f	5T6pm	5T6pm/f
A _{vi}	20,48	10,89	20,48	21,16	10,92	26,36	17,61	29,43	26,19	12,84	3,45
potelet	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	6T10	6T14	6T12	6T10	6T10
L cm	683,5	365	683,5	736	380	917	525	877	877	676	182
t cm	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5
σ _{b'} σ _a	2936 705.2	28 605	29.36	30.76 461,00		28.39 425.85	67.53 1012,90	83.98 1211,24	33.46 501,9	60.44 866,16	93.62 1404,4

	VOILE- 1-		VOILE- 3-		VOILE-5a-		VOILE- 11-			VOILE-12-
	trumeau	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 2	plein
M (tm)	161,83	0,746	132,138	4,444	182,012	7,242	414,87	8,055	3,12	50,881
N (t)	73,289	-6,404	79,722	-16,002	94,377	5,23	30,308	-83,539	-38,3	61,315
Nmax (t)	151,44	43,925	258,132	125,076	223,179	103,20	339,642	183,14	85,50	81,37
nature de la solicitation	SPC	SET	SPC	SET	SPC	SPC	SPC	SET	SET	SPC
A _{vt}	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	5T12 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f
A _{vc}	5T6 pm	/	5T6 pm pf	/	5T6 pm-pf	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T8 pm/f	5T6 pm/f	pm/f 5T6
A _h	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f	5T6 pm/f
A _{vj}	3,61	0,6	5,15	1,66	4,75	1,62	14,31	3,85	1,2	1,5
potelet	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
t cm	20 10	20 10	20 10	20 10	20 10	20 10	20 10	25 12,5	20 10	20 10
L cm	575	96	540	175	533	182	676	182	676	328
G _h da (kg/m)	34,31 501,15	27,88 418,2	48,67 130,05	43 645	47,027 705,40	40,74 611,1	65,42 911	58,37 875,64	48,3	33,23 12,15

Ferraillage du voile transversal-5b- selon les regles parasismiques 69 et le complement C.T.C ;

Caractéristiques

$$\begin{aligned} ht &= 385\text{cm} & N &= 162,649 \text{ t} \\ b &= 16\text{cm} & N_{\text{max}} &= 225,208\text{t} \\ d &= 20\text{cm} & M &= 62,84\text{t.m} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{\text{min}}} = \frac{62,834}{162,649} = 0,386\text{m}$$

$$e_1 = ht/6 = \frac{385}{6} = 0,641\text{m}$$

$e_0 < e_1$ ce qui implique que la section est entièrement comprimée.

Dans le cas ou les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A'_1 = A'_2 = 0 \quad w'_1 = w'_2 = \bar{w} = 0$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{b \cdot ht} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{N'}{b \cdot ht} + \frac{6 \cdot M}{b \cdot ht^2}$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{162649}{16 \cdot 385} + \frac{6 \cdot 62,84 \cdot 10^5}{16 \cdot 385^2} = 42,287\text{kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{162649}{16 \cdot 385} - \frac{6 \cdot 62,84 \cdot 10^5}{16 \cdot 385^2} = 10,52\text{kg/cm}^2$$

Donc les armatures comprimées non nécessaires on utilisera le ferraillage minimum préconisé par le reglement.

Section d'acier minimum.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 \tau}{b \cdot h} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{1,4 \cdot 3010}{16 \cdot 7/8 \cdot 365} = 0,824\text{kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,025 \cdot 28 = 0,025 \cdot 275 = 6,875\text{kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,824\text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

donc on prendra une section d'acier égale à 0,15% de la section du beton dans les deux directions (verticale et horizontale).

$$A_{\text{min}} = 0,15\% \cdot 16 \cdot (385-20) = 8,76\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } \frac{8,76 \cdot 100}{2 \cdot (385-20)} = 1,20\text{cm}^2 \text{ p.m/face}$$

Ce qui correspond à 5T6 p.m/face espacée de $t = 25\text{cm}$
l'écartement des armatures à $L/10$ de chaque côté des
extrémités doit être réduit de moitié qu'en zone
courante.

Calcul des aciers horizontales

Selon les prescriptions du C.T.C il faut prendre un
un quadrillage avec les armatures verticales
donc on prendra des H.A 6 espacé de 25cm

Armatures transversales:

Selon les prescription du CTC il faut prendre 4 épingleau m^2
IL est prévu un renforcement aux extrémités du voile sous
forme de potelet dont le ferrailage et la section sont
imposés par le complément CTC.

à savoir section $b \cdot 1,5b =$ on retiendra $16 \cdot 25$
 $A_{\text{min}} = 1/100; 16 \cdot 25 = 4\text{cm}^2$
qui correspondra à 4.T.12 $A = 4,52\text{cm}^2$

Armature transversales dans le potelet d'extrémité.

selon les prescriptions du CTC il faut prévoir des cadres
en HA de $\emptyset 6$ espacés de $t = \min (10 \emptyset \text{ et } 15\text{cm})$
donc $t = 6\text{cm}$, l'espacement étant le même en zone courante ou
en zone nodale.

Armatures le long du joint de reprise.

$$A_{\text{vj}} = \frac{1,1 \bar{T}}{\text{en}} \quad A_{\text{vj}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 3010}{4200} = 1,10\text{cm}^2$$

Justification aux contraintes admissibles.

ON procède à la vérification avec l'effort normale le
plus grand.

$$e_0 = \frac{M}{N_{\text{max}}} = \frac{62,84}{225,208} = 0,279\text{m}$$

$$e_1 = ht/6 = 385/6 = 0,641\text{m}$$

$e_0 < e_1$ CE qui implique que la section est
entièrement comprimée.

$$e_0 < ht/2 = 192,5\text{cm} \quad \bar{\sigma}'_b = 1,25 \left(1 + \frac{e}{3e} \right) \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,25 \left(1 + \frac{0,279}{3 \cdot 0,641} \right) 65,72 = 94,068\text{kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$w'_1 = w'_2 = \bar{w}' = A/b \cdot ht = 4,52/16 \cdot 385 = 7,33 \cdot 10^{-4}$$

$$B\delta = b \cdot ht \cdot (1 + 2nw) = 16 \cdot 385 (1 + 2 \cdot 15 \cdot 0,000733) = 6295,45 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b \cdot \bar{h}t}{12} + 2nw \cdot b \cdot ht \cdot (ht/2 - \delta \cdot ht)^2$$

$$I = \frac{16 \cdot 385^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 0,00073 \cdot 16 \cdot 385 \cdot (385/2 - 0,0519 \cdot 385)^2 =$$

$$I = 80103931,55 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}'_{b'}(1.2) = \frac{N_{\max}}{B\delta} + \frac{M}{I} \cdot V \quad (V=ht/2)$$

$$\bar{\sigma}'_{b'_1} = 50,874 \text{ kg/cm}^2 \quad \angle \angle \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b'_2} = 20,671 \text{ kg/cm}^2 \quad \angle \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_{a_1} = n \bar{\sigma}'_{b'_1} = 763,11 \text{ kg/cm}^2 \quad \angle \bar{\sigma}'_a$$

$$\bar{\sigma}'_{a_2} = n \bar{\sigma}'_{b'_2} = 310,06 \text{ kg/cm}^2 \quad \angle \bar{\sigma}'_a$$

Voiles	VOILE-6-			VOILE-9-		VOILE-1-		VOILE-11-		
	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 2 (zone)	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2	
M tm	221.654	1033.353	280.83	397.97	7.731	172.99	0.79	443.38	8.61	
N _{max} (t)	378.298	503.16	356.27	352.39	271.90	162.20	47.006	363.479	195.90	
N (t)	-42.24	53.179	47.84	62.683	18.06	86.44	-5.49	45.41	-85.82	
nature de la solicitation	SPT	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SET	SPC	SET	
A _{vt}	6T10 pm/f	5T14 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f	5T12 pm/f	
A _{vc}	6T6 pm/f	5T8 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	5T8 pm/f	
A _h	6T6 pm/f	5T8 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	5T8 pm/f	
cm A _{vj}	1.7 pm/f	1.7 pm/f	1.2 pm/f	1 pm/f	1 pm/f	1 pm/f	1 pm/f	1.05 pm/f	1 pm/f	
potelet	4T12	4T14	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	
t cm	20 10	25 12.5	20 10	20 10	20 10	20 10	20 10	20 10	25 10	
b' kg/cm ²	68.9	86.62	37.18	58.33	97.25	37.2	29.13	66.73	62.07	
σ _a (σ _a) σ _a	1033.9	112.29 1211.24	567.9	874.95	1458.75	463.05	436.95	954.68	931.05	

141

	VOILE-A-				VOILE-B-			VOILE-3-		VOILE-5a-	
	trumeau 1	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 3	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 3	trumeau 1	trumeau 2	trumeau 1	trumeau 2
M (tm)	20,35	26,184	3,09	20,35	15,82	2,18	30,66	141,266	4,749	194,633	7,744
Nmax (t)	380,98	232,44	114,32	380,98	378,96	143,46	460,43	276,294	133,81	239,182	110,53
N (t)	-2,25	42,552	87,677	-2,25	28,89	67,106	47,728	96,90	-13,32	112,216	9,452
	SPT	SEC	SEC	SPT	SEC	SEC	SEC	SPC	SPT	SPC	SPC
A _{vt}	6T10 pm/f	/	/	6T10 pm/f	/	/	/	6T10 pm/f	6T8 pm/f	6T10 pm/f	6T10 pm/f
A _{vc}	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T8 pm/f	6T8 pm/f
A _h	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	5T8 pm/f	6T6 pm/f	6T6 pm/f	6T8 pm/f	6T8 pm/f
A _{2vj} cm ²	1,2 pm/f	1,2 pm/f	1,5 pm/f	1,2 pm/f	1,5 pm/f	1,5 pm/f	1,5 pm/f	0,5 pm/f	1 pm/f	1,5 pm/f	1,7 pm/f
Potelet	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T22	4T12	4T12	4T12	4T12
t _{cm}	25 12.5	25 12.5	25 12.5	25 12.5	25 12.5	25 12.5	25 12.5	25 12.5	20 10	20 10	20 10
b' kg/cm ²	36,25	21,54	18,94	36,25	31,16	22,42	30,35	48,03	45,85	46,99	44,24
a kg/cm	543,85	322,5	284,22	543,85	467,4	336,3	455,22	720	687,75	705	663,6

--VOILES PLEINS--

	VT2	VT4	VT5b	VT7	VT8	VT10	VT12	VLC	VLE	VLF	VLG
M (tm)	29,70	55,47	62,84	26,91	77,355	84,76	57,04	1,30	16,964	10,07	2,143
Nmin (t)	71,068	158,99	162,84	42,04	206,91	150,75	70,87	30,49	138,48	122,85	69,04
Nmax (t)	87,40	204,43	225,20	51,48	269,09	194,96	87,188	43,022	176,37	155,44	85,141
Sollicitation nature	SEC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC
A _{vt}	/	/	/	4T12pm/F	/	/	4T12pm	/	/	/	/
A _{vc}	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6
A _h	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6	5T6
potelet	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
t (cm)	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5	25 12,5
$\sqrt{Jb'}$	25,29	31,18	34,73		43,54	37,20	35,8	14,35	39,91	27,05	13,95

143

- Prescriptions relatives aux ferraillements des linteaux.

Art. 4.3.2.4

- Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner.

Art. 4.3.2.5

- La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec :

* $T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul

* M calculé à partir de la valeur ci-dessus de T .

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_b = 0,75 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$$

Art. 4.3.3.1

- Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule.

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - \delta}{\sigma_{en}} 100$$

$$\text{avec } \tau = 1,4 T / b.z$$

où : τ est la contrainte de cisaillement et σ_{en} est la limite élastique des aciers (en bars). Le pourcentage \bar{w}_t (en%) est calculé par rapport à la section totale brute du béton; il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans l'article 4.3.3.2.

Art. 4.3.3.2

- pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$: 0,15 % dans chaque
 - pour $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$ 0,25 % direction

Art. 4.3.3.13 :

- Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant la figure ci-après.

.. / ..

Ferraillage des Linteaux.

Sous l'action de M et T Les linteaux seront calculées en flexion simple comme des poutres encastrées à leurs extrémités. IL doivent être capables de reprendre les moments fléchissants et les efforts tranchants dûs aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation et aux seïsme La méthode utilisée sera celle proposée par Monsieur P.CHARRON, elle permet en même temps la vérification des contraintes par l'utilisation des tableaux, en outre cette methode presente l'avantage d'être rapide.

IL convient cependant de tenir compte du fait que les actions horizontales (seïsme) pouvant alterner, les moments fléchissants dans les linteaux peuvent alors changer de sens. IL sera donc procédé à un ferraillage symétrique de la section transversal des linteaux.

Les sections d'aciers seront évaluées à partir de la combinaison du second genre. (S.P₂)

* Les contraintes de references sont :

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_{bo}' &= 1,5 \cdot 73,74 = 110,16 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{a}' &= \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\emptyset \leq 20) \\ \bar{\sigma}_b' &= 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b &= 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2\end{aligned}$$

Pourcentage minimum d'armatures :

$$A_s \geq 0,0015 \text{ b.a}$$

A_i

$$A_r \geq 0,002 \text{ b.a}$$

$$A_t \geq 0,0025 \text{ b.t}$$

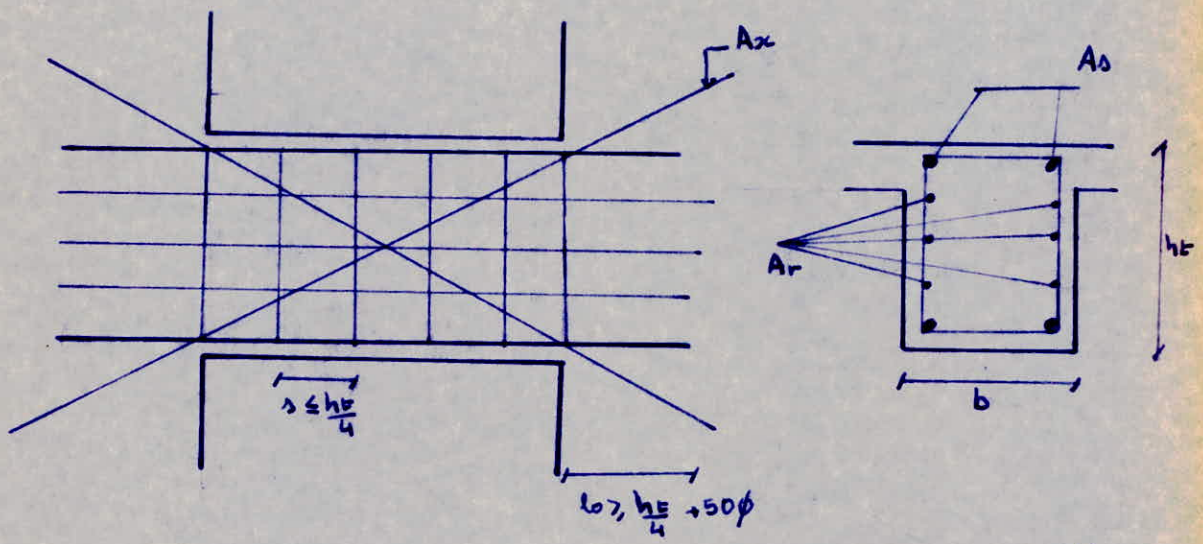
$$t \leq \frac{a}{4} \quad (\text{éspacement des cadres})$$

$$L_r \geq \frac{a}{4} + 50 \emptyset.$$

Art . 4.3.3.14.

Pour $\tau_e \geq 0,06 \sigma'_{28}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure ci après.

- τ_e = contrainte de cisaillement dans le linteau = $1,4 \frac{T}{b \cdot z}$

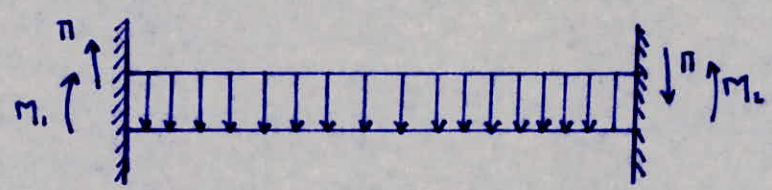


$A_x \geq 0,0015 h_t \cdot b$
 $A_i \tau_e \geq 0,06 \sigma'_{28}$

$A_i, A_s \geq 0,0015 b' h_t$
 $A_r \geq 0,0020 b h_t$
 $A_t \geq 0,0025 b \cdot s$

METHODE DE CALCUL

LES LINTEAUX SERONT CALCULES COMME DES POUTRES ENCASTREES AUX DEUX EXTREMITES



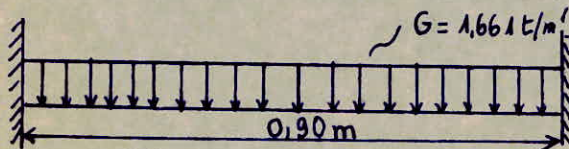
$M_1 = \pi \frac{l}{2} + q \frac{l^2}{12}$
 $M_2 = \pi \frac{l}{2} - q \frac{l^2}{12}$

ON FERRAILLERA LES LINTEAUX AVEC $M_{max} = M_1$ ET DU FAIT QUE LE SEISME AGIT AUSSI BIEN DANS UN SENS QUE DANS L' AUTRE

Nous donnerons ,ici un calcul détaillé pour le linteau du voile transversal -5a - à une fille d'ouverture.

Pour les autres linteaux des autres voiles, la méthode de calcul étant la meme nous exposerons les resultats sous forme de tableau.

1) Etude du linteau du voile-5a-



Q_1 = poids propre du linteau.

$$Q = 2,5 \cdot 0,74 \cdot 0,16 = 0,296 \text{ t/ml}$$

Q_2 = poids de plancher lui revenant:

$$Q_2 = 0,607 \cdot \frac{2,025}{0,9} = 1,365 \text{ t/ml}$$

$$G = Q_1 + Q_2 = 0,296 + 1,365 = 1,661 \text{ t/ml}$$

G: =charge permanente sur le linteau.

Effort tranchant due à G

$$T_G = \frac{1,661 \cdot 0,9}{2} = 0,747 \text{ t}$$

Moment flechissant

$$M = \frac{q l^2}{12} = \frac{1,661 \cdot 0,9^2}{12} = 0,112 \text{ t.m}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q_s = 0,175 \cdot \frac{2,025}{0,9} = 0,393 \text{ t/ml}$$

Effort tranchant du à Q_s

$$T_{qs} = \frac{Q_s \cdot L}{2} = \frac{0,393 \cdot 0,9}{2} = 0,176 \text{ t}$$

Moment flechissant

$$M = \frac{Q_s \cdot L^2}{12} = \frac{0,393 \cdot 0,9^2}{12}$$

$$T_{qs} = 0,176 \text{ t}$$

$$M_{qs} = 0,0266 \text{ t.m}$$

Seisme horizontal

Effort tranchant du à Sh

$$T = 1,4 \overline{FT}$$

$$T = 1,4 \cdot 5,48 = 7,672 \text{ t}$$

Moment flechissant

$$M = T \cdot L / 2$$

$$M = 7,672 \cdot 0,9 / 2 = 3,452 \text{ t.m}$$

$$T_{sh} = 7,672 \text{ t}$$

$$M_{sh} = 3,452 \text{ t.m}$$

Seisme vertical

$$Q_{sv} = (C + Q_s/5) \sqrt{v_{moy}}$$

$$Q_{sv} = (1,661 + 0,393/5) 0,094 = 0,1635 \text{ t/ml}$$

Effort tranchant T_{qs}

$$T_{qv} = \frac{0,1635 \cdot 0,9}{2}$$

$$T_{qv} = 0,0735 \text{ t}$$

Moment flechissant

$$M_{qv} = \frac{0,1635 \cdot 0,9^2}{12}$$

$$M_{qv} = 0,011 \text{ t.m}$$

Combinaison du second genre (S.P.2)

$$T_{max} = \sum T_i = 0,748 + 0,176 + 7,672 + 0,0735 =$$

$$M_{max} = \sum M_i = 0,112 + 0,0266 + 3,452 + 0,11 =$$

$$T_{max} = 8,616 \text{ t}$$

$$M_{max} = 3,601 \text{ t.m}$$

1) Vérification au cisaillement.

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28} = 33,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{8,617}{16,7/8,70} = 8,792 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \quad \text{vérifiée.}$$

2) Ferrailage, (méthode de M. P. CHARRON)

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16,70^2} = 0,0164 \quad \left\{ \begin{array}{l} K=73,25 \\ \epsilon=0,9433 \\ \alpha=0,170 \end{array} \right.$$

Armatures de repartition:

$$A_x = 0,002 \cdot b \cdot h_t = 0,002 \cdot 16,74 = 2,368 \text{ cm}^2$$

soit 6T8 ----- A=3,01 cm²

Aciers transverseaux:

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot t \quad \text{avec } t = ht/4 = 74/4 = 18,5 \text{ cm}$$

$$A_t = 0,0025 \cdot 16 \cdot 18,5 = 0,74 \text{ cm}^2$$

on prendra $A_t = 2,08 \text{ cm}^2$, soit 4T8 (1cadre+1épingle)

Espacement:

$$t = \frac{z \cdot \sigma_{at} \cdot A_t}{T} \quad t = \frac{7/8 \cdot 4200 \cdot 2,01}{8,617 \cdot 10^3} = 60,006 \text{ cm}$$

$$t = ht/4 = 18,5 \text{ cm} \quad \text{on retiendra } t = 18 \text{ cm}$$

On prévoit des armatures d'angles dans la cas où $\sigma_b > 0,06 \cdot \sigma'_{28}$
 On a $\sigma_b = 8,792 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \cdot \sigma'_{28}$ donc armatures d'angle
 sont nécessaires.

Calcul de la section d'acier tendue

$$\bar{\sigma}_{b'} = 205 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{b'} = \bar{\sigma}_a / K = 4200 / 73,25 = 57,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'}$ donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Acier tendu.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,601 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9433 \cdot 70} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8. $A = 2,01 \text{ cm}^2$

Contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement.

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 8,85 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{8,617 \cdot 10^3}{4(+2) \cdot 7/8 \cdot 70} = 6,85 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_d < \bar{\tau}_d$ vérifiée.

Vérification de la fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,031}{1 + 10 \cdot 0,031} = 7099,23 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 8,85 = 3910,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 7099,23 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

vérifiée.

Condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 16 \cdot 70 \cdot \frac{8,85}{4200} = 1,628 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,626 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

Vérification de contraintes

$$w = 100 \cdot A / b \cdot h = 100 \cdot 2,01 / 16 \cdot 70 = 0,179 \rightarrow \begin{cases} K = 57,75 \\ \epsilon = 0,9312 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,601 \cdot 10^5}{2,01 \cdot 0,9312 \cdot 16} = 2748,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_{b'} = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2748,43}{57,75} = 47,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b'} < \bar{\sigma}_{b'} = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

---EFFORTS SOLLICITANT LES LINTEAUX ---

	T (t)	M(t;m)
VLA	34,782	15,127
VLB	35,931	15,644
VT1	15,50	4,55
VT3	13,578	5,691
VT5a	8,617	3,601
VT6	34,805	21,82
VT9 VT11	25,651	11,276

Les contraintes tangentielles calculées sont inférieures à $\bar{\tau}_b$ admissible, sauf pour le linteau (LA) et (LB) on a $\bar{\tau}_b = 36,6 \text{ kg/cm}^2$ ce qui correspond à une erreur de 19,6% qui est admissible, donc tout les linteaux passent au cisaillement. $\bar{\tau}_b$

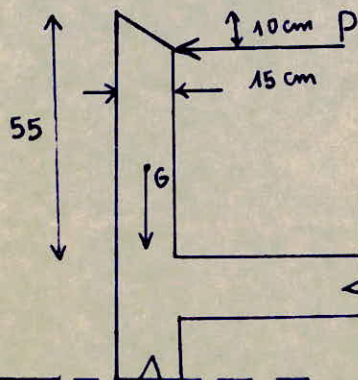
---TABLEAU RESUMANT LE FERRAILLAGE DES LINTEAUX---

	L (cm)	ht (cm)	b (cm)	As ₂ (cm ²)	Ai ₂ (cm ²)	At (cm ²)	A _r (cm ²)	A _x (cm ²)	t (cm)	L (cm)
VLA	90	74	16	4T14 6,16cm ²	4T14 6,16cm ²	4T6 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	2T12 2,26cm ²	14	337
VLB	90	74	16	4T14 6,16cm ²	4T14 6,16cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	2T12 2,26cm ²	14	337
VT1	150	74	16	4T8 2,01cm ²	4T8 2,01cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	0,00	14	0,00
VT3	90	74	16	3T10 2,35cm ²	3T10 2,35cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	0,00	14	0,00
VT5a	90	74	16	4T8 2,01cm ²	4T8 2,01cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	0,00	14	0,00
VT6	180	74	16	4T14 6,16cm ²	4T14 6,16cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	2T12 2,26cm ²	14	337
VT9	90	74	16	4T12 4,52cm ²	4T12 4,52cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01cm ²	2T12 2,26cm ²	14	337
VT11	90	74	16	4T12 4,52cm ²	4T12 4,52cm ²	4T8 2,01cm ²	6T8 3,01	2T12 2,26cm ²	14	337

-151-

— CHAPITRE 8 —

— CALCUL —
— DES ELEMENTS —

CALCUL DE L'ACROTERE1) SCHEMA

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

L'acrotère est assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse, la section dangereuse est celle de l'encastrement.

La console est soumise à son poids propre et à une surcharge réglementaire de 100kg/ml

2) CHARGE ET SURCHARGE.

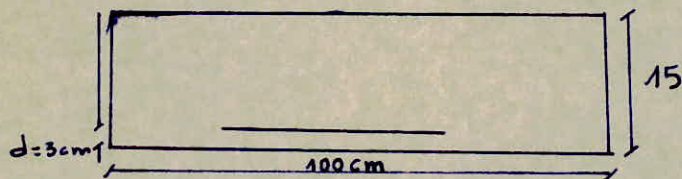
poids propre: $G = 2,5 \cdot 0,15(0,55 - 0,05); 1 = 0,19 \text{ t/ml}$

-Surcharge d'exploitation, elle représente la main courante appliqué horizontalement $P = 100 \text{ kg/ml}$

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

3) CHARGE DE CALCUL

-Le calcul se fera en flexion composée on prendra un mètre linéaire d'acrotère, (on considèrera une section rectangulaire.)



EFFORT NORMAL $N = G = 0,19 \text{ t}$

MOMENT DE FLEXION $M = 1,2P \cdot ht = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,55 = 66 \text{ kg.m/ml}$

La méthode de ferrailage utilisée est celle de M^T . P. CHARRON.

-Centre de pression $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{66}{190} = 0,34 \text{ m}$

$$e_0 = 0,34 \text{ m} \quad e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0,15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$ donc la section est partiellement comprimée.

-Moment fictif

$$M_f = N \cdot f = N \cdot (e + ht/2 - d)$$

$$M_f = 190 \cdot (34,4 + 15/2 - 3) = 73,91 \text{ kg.m/ML}$$

Moment resistant du beton

$$M_{rb} = 1/2 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b' (h - \gamma/3)$$

$$\gamma = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_b'}{n \cdot \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} h \quad n=15$$

$$\gamma = \frac{15 \cdot 137,5}{15 \cdot 137,5 + 2800} \cdot 52 = 5,4 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = 1/2 \cdot 100 \cdot 137,5 \cdot (15 \cdot 5,4/3 + 5,4) = 490050 \text{ kg.cm}$$

donc $M_{rb} > M_a$ les aciers COMPRIMÉS ne sont pas nécessaires.

Calcul des aciers

Le calcul se fera en flexion simple sous l'effet de $M = N \cdot f$ puis on déduit la section en flexion composée par la relation suivante: $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot l^2} = \frac{15 \cdot 3391}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,002749$$

$$\mu = 0,00274 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 193 \\ \varepsilon = 0,9760 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M \cdot \mu}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7391}{2800 \cdot 0,976 \cdot 12} = 0,225 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,225 - \frac{-190}{2800} = 0,157 \text{ cm}^2$$

La section d'acier trouvée étant très faible, on adoptera alors une section minimale conformément aux prescriptions du C.C.B.A 68. (Art 52) relative à la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,22 \text{ cm}^2$$

On adoptera donc cette section limitée par cette condition.

$$\text{SOIT } 5T6 \text{ p.m } (A = 1,41 \text{ cm}^2)$$

VERIFICATION ADE L'EFFORT TRANCHANT

On doit verifier $A \cdot \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{z}$

$$T = 1,2P = 120 \text{ kg/ml} \quad z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 12 = 10,5 \text{ cm}$$

$$1,41 \cdot 2800 = 3948 \text{ kg} > 120 + \frac{7391}{10,5} = 823,90 \text{ kg.}$$

Donc la condition est bien verifiée.

Armature de repartition .

On disposera $25\%A \leq Ar \leq 50\%A$

Soit 3T6 pm

VERIFICATION DE LA FISSURATION/

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

$$j^m = 1,6 \quad \phi = 6 \text{ mm} \quad \bar{\omega}f = \frac{A}{Bf} = \frac{1,41}{100 \cdot 6} = 2,35 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K}{\phi} \cdot \frac{\omega f}{1 + 10 \cdot \omega f} = 918,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot j^m \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{MAX}(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(2/3 \bar{\sigma}_{en} ? \bar{\sigma}_f) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_f > \bar{\sigma}_a$ la condition de fissuration est verifiée.

VERIFICATION AU SEISME.

L'acrotère est soumise à des sollicitations horizontales, de direction quelconques, agissant seules.

$$F = \bar{\sigma} \cdot W$$

$$\bar{\sigma} = 0,2 + 0,1\alpha$$

$$= 0,2 + 0,1 \cdot 1 = 0,3$$

$$W = G + P/5 = 0,19 \text{ t/ml}$$

$P=0$ (surcharge verticale)

$$F = 0,3 \cdot 0,19 = 0,057 \text{ t} = 0,120 \text{ t}$$

Donc la verification au seisme n'est pas necessaire.

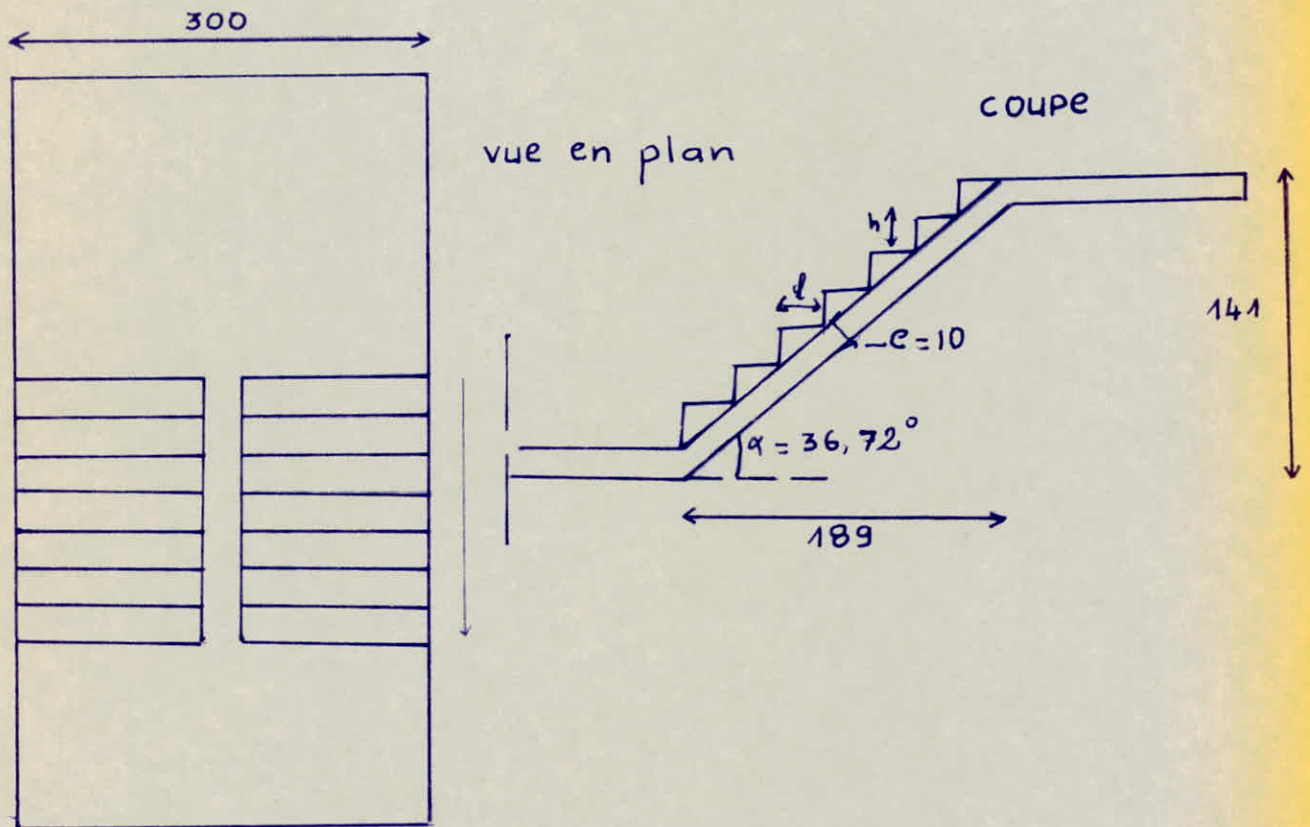
---CALCUL DE L'ESCALIER---

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment. Celle-ci est limitée de part et d'autre par des voiles transversaux, appelés murs d'échiffres.

Les escaliers que nous étudions seront en béton armé à paillasse préfabriquée, alors que les paliers seront coulés sur place.

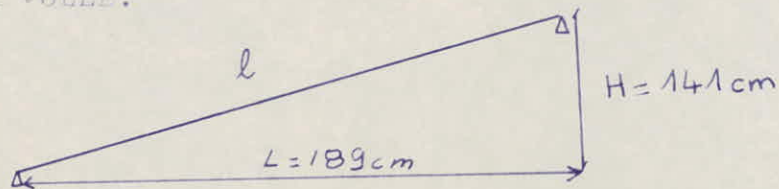
Les paliers s'encastrent dans les refends, tandis que la volée repose simplement sur les deux paliers.

Schema:



La prefabrication de la paillasse peut être faite sur chantier ou en usine.

CALCUL DE LA VOLEE.



1) epaisseur de la pailleasse.

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L = 141/189 = 0,74603$$

$$\text{d'ou } \alpha = 36^{\circ},72$$

$$\cos \alpha = 0,8015$$

$$\sin \alpha = 0,5979$$

d'après les recommandation du C.T.C la volée sera calculée en flexion simple pour les charges normales G+1,2S avec une portée horizontale égale à la distance entre les deux plans verticaux, passant par les extrémités des béquets. Dans le cas de la dalle portant sur deux côtés l'épaisseur à prendre en compte est comprise entre 1/20 et 1/30 de la Portée entre appui.

$$l = L/\cos \alpha = 189/0,8015 = 236 \text{ cm}$$

$$1/20 < e < 1/30$$

$$7,86 < e < 11,8 \text{ cm}$$

donc on prendra $e = 10 \text{ cm}$ pour toute la pailleasse.

Predimensionnement:

$$h = 141/8 = 17,62 \text{ cm} \quad (\text{hauteur de la contre marche})$$

$$g = 189/7 = 27 \text{ cm} \quad (\text{largeur de la marche})$$

Verification de la formule de BLONDEL

$$60 < 2h + g < 64$$

$$60 < 2 \cdot 17,6 + 27 < 64 \quad \text{Formule est verifiée.}$$

Evaluation des charges et surcharges.

Dans le calcul on pourra considerer les surcharges et le poids propre constituent une charge uniformement repartie sur 01 metre de projection horizontale et pour un metre d'en-
-manchement.

-Charges et permanentes

$$\text{Poids propre de la volée; } \frac{2500 \cdot 0,1\theta}{0,801} = 312,1 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Poids propre des marches: } \frac{2200 \cdot 0,176}{2} = 193,6 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revetement 3cm } 2200 \cdot 0,03 \cdot 1 = 66 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Carde corps: } = 100 \text{ kg/ml}$$

$$\underline{\text{POIDSTOTAL} = 671,7 \text{ kg/ml}}$$

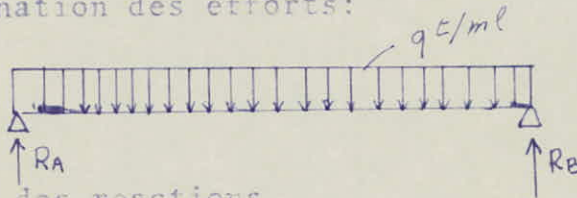
-Surcharges:

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

donc la charge de calcul à considérer sera prise égale à

$$\underline{q = G + 1,2S = 971,7 \text{ kg/ml}}$$

-Détermination des efforts:



calcul des réactions.

$$R_a = R_b = \frac{q l}{2} = \frac{971,7 \cdot 1,89}{2} = 918,25 \text{ kg}$$

soit le moment de flexion dans la volée

$$M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 433,876 \text{ kg.m}$$

-Ferrailage.

methode utilisée celle de M^F P. CHARRON.

$$M = 433,87 \text{ kg.m} \quad h = 8 \text{ cm} \quad h_t = 10 \text{ cm} \quad \phi = 0,8 \text{ cm} \quad (\phi \text{ e}/10)$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4338700}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0363 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 46,4 \\ \varepsilon = 0,9186 \end{array} \right.$$

$$\text{Section d'acier: } A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4338700}{2800 \cdot 0,9186 \cdot 8} = 2,10 \text{ cm}^2$$

on prendra 6 ϕ 6 soit $A = 3,01 \text{ cm}^2$

Contrainte de compression:

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K = 2800 / 46,4 = 60,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armature de repartition.

$$A/4 \leq A_{rep} \leq A/2$$

$$0,752 \leq A_{rep} \leq 1,5$$

donc on prendra 4T6/m1 soit $A_{rep} = 1,13 \text{ cm}$ $t = 20 \text{ cm}$

VERIFICATION

a) Verification de non fissuration.

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$n = 1,6 \quad \text{acier HA } \emptyset 8$$

$$w_f = A/Bf \quad 3,01/2.2.100 = 0,0075$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot n \cdot w_f}{\emptyset} \quad \frac{2093,6 \text{ kg/cm}^2}{1 + 10w_f} = 2093,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\emptyset}} = 3091,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3091,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(2/3, \bar{\sigma}_f) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

condition verifiée.

b) Verification de contrainte.

$$A = 3,01 \text{ cm}^2 \quad w = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,01}{100 \cdot 8} = 0,3762$$

$$w = 0,3762 \quad K = 37,8 \quad \varepsilon = 0,9053$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{43387}{3,01 \cdot 0,9053 \cdot 8} = 1990,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 1990,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1990,26}{37,8} = 52,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137$$

c) Verification de l'effort tranchant.

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{918,25}{100 \cdot 7/8 \cdot 8} = 1,311 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 1,311 = 1,507 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b \quad \text{donc les armatures transversales}$$

ne sont pas nécessaires.

d) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,16 \text{ cm}^2$$

comme $A = 3,01 \text{ cm}^2$ donc la condition est vérifiée.

c) Vérification de la fleche.

La fleche est donnée par la formule

$$f = \frac{5q l^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad E = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}_j} = 7000 \sqrt{270}$$

$$f = \frac{5 \cdot 971,7 \cdot 1,89^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 115021,73 \cdot 1 \cdot 0,1^3} = 0,169 \text{ cm}$$

La fleche admissible est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en béton armé du type paillasse pleine.

$$f_{ad} = L/300 = 189/300 = 0,63 \text{ cm}$$

$$f = 0,17 \text{ cm} < f_{ad} = 0,63 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

f) Vérification d'about.

$$A \cdot \bar{\sigma}_a > T + M/z$$

$$\text{on a } A \cdot a = 3,01 \cdot 2800 = 8428 \text{ kg}$$

$$\text{et } T + M/z = 918,25 + 43387/7/8.8 = 980,23 \text{ kg}$$

$$\text{donc } A \cdot \bar{\sigma}_a > T + M/z \quad \text{relation vérifiée.}$$

g) Vérification d'adhérences:

La contrainte d'adhérence admissible vis à vis de l'entraînement des barres est

$$\bar{\sigma}_d = 2 \frac{4}{5} \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 175 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

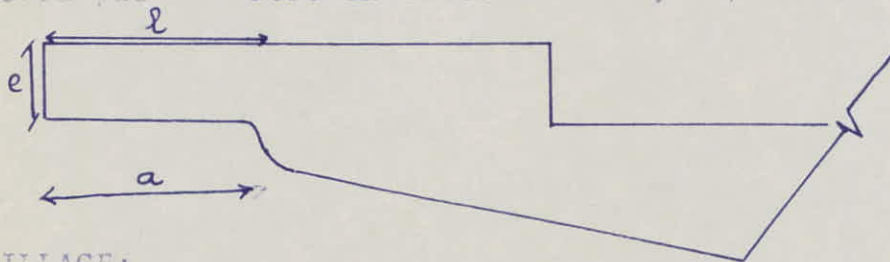
$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{918,25}{6 \cdot 3,17 \cdot 8.8} = 6,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d \text{ vérifiée.}$$

---(CALCUL DES BEQUETS ---

Epaisseur des bequets des paillasse et des paliers :

D'après les recommandations techniques du C.T.C, cette épaisseur ne doit pas être inférieure à 7cm aussi bien dans la section d'encastrement que dans la section d'extrémité. On prend $e=8\text{cm}$, la longueur des bequets ne devra pas être inférieure à 10cm, on prend $a=13\text{cm}$, $l=15\text{cm}$



FERRAILLAGE:

L'armature des bequets de la paillasse et des paliers devra être réalisée au moyen de boucles ou des cadres fermés; l'écartement des armatures des bequets à son encastrement ne devra pas dépasser 20cm.

CALCUL

Chaque bequet de la paillasse et de la poutre paliers doit être calculé pour une charge linéaire $Q = (C_p + 1,2S)$

C_p : charge permanente de la totalité de la volée.

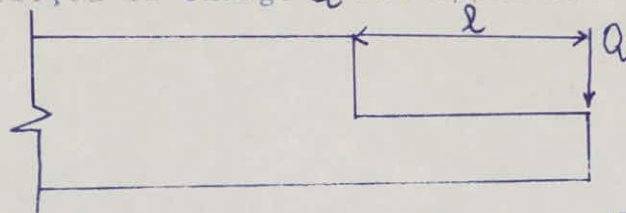
S : surcharge d'exploitation sur la totalité de la volée.

γ_q : coefficient de comportement donné par le tableau.

$$\gamma_q = 1,4 \quad ; \quad L = 1,89\text{m}$$

$$Q = 1,4 \cdot 1,89 (671,7 + 1,2 \cdot 250) = 2571,11\text{kg/M}$$

Les armatures en boucles des bequets, des paillasse, et des paliers seront calculées en flexion simple avec une portée $l = 15\text{cm}$, on prendra le cas le plus défavorable, ou la charge Q est appliquée à l'extrémité.



Moment d'une console encastree $M = Q \cdot l$

$$M = 2571,11 \cdot 0,15$$

$$\Rightarrow M = 385,66\text{kg.m}$$

CALCUL DES ACIERS:

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 38566}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,05738$$

$$\mu = 0,05738 \quad K = 35,2 \quad \varepsilon = 0,9004$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{38566}{2800 \cdot 0,9004 \cdot 6} = 2,54 \text{ cm}^2$$

SOIT 6T8 /ml (A=3,01cm²)

Espacement:

Selon les recommandation du C.T.C indiqué $t < 2 \cdot e = 16 \text{ cm}$
 $e =$ epaisseur totale du bequet.

$t =$ ecartement entre les armatures longitudinales (boucles)
 soit $t = 14 \text{ cm}$ (entre boucles)

Amatures longitudinales de repartition

Les bequets comportent des armatures longitudinales de repartition de section totale superieur ou égale à $0,5 \text{ cm}^2$ (soit une barre $\varnothing 8$ ou 2barres $\varnothing 6$ suivant les deux directions du bequet.)

$$\text{on a } A = 3,01 \text{ cm}^2 \quad A/4 \leq A_{\text{rep}} \leq A/2$$

$$0,752 \leq A_{\text{rep}} \leq 1,505$$

$$\text{soit } A_{\text{rep}} = 3T8 \quad (A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

VERIFICATION AU CISAILLEMENT:

$$T = q = 2571,11 \text{ kg}$$

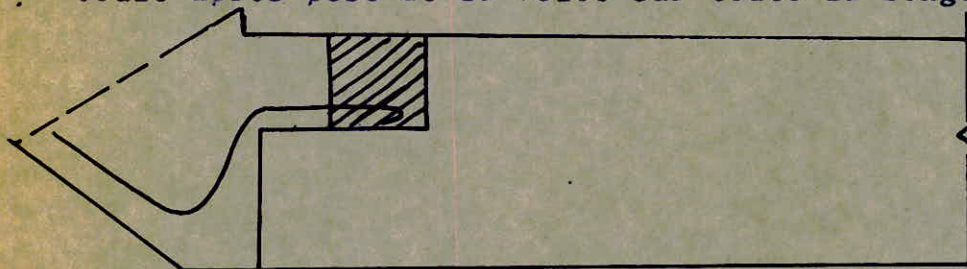
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2571,11}{100 \cdot 7/8 \cdot 6} = 4,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$$

Donc les armatures transversales dans les bequets ne sont pas nécessaires.

-- L I A I S O N P A L I E R P A I L L A S S E --

Afin d'assurer toute garantie, contre tout risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du séisme, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématiques des paillasse et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paillasse prefabriquée, et scellées dans un chainage coulé apres pose de la volée sur toute la longueur de l'appui.



Les liaisons en acier devront être disposées au droit de cadres de la poutre palière et devront être choisies avec un diamètre supérieur ou égale à $\varnothing 8$ mm. Elles devront être totalement ancrées dans le chainage coulé en place et dans la paillasse prefabriquée.

CALCUL DES ACIERS DE LIAISON volée - palier

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids total ($C_p + 1,2S$) de la volée prefabriquée.

$$q = 0,7 (1,89.971,7) = 1285,55 \text{ kg/ml}$$

les aciers intervenant dans le cas de la traction volée, palier

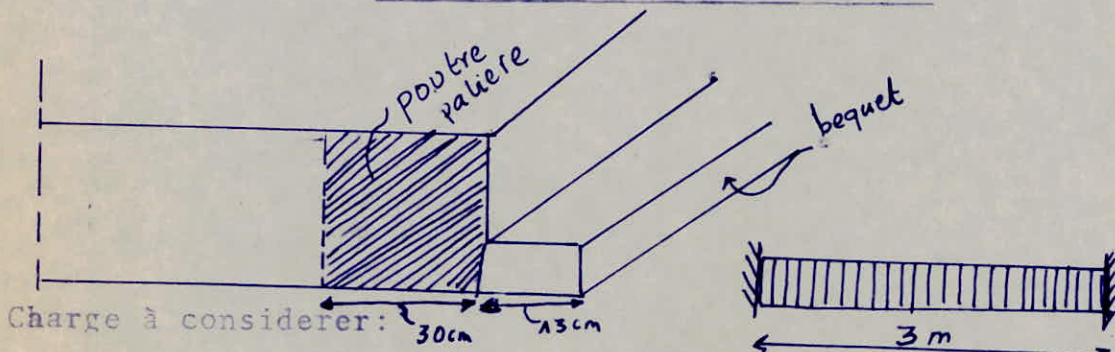
$$A = \frac{F}{\sigma_a} \quad \text{avec } F = 1285,55 \cdot 1,50 = 1928,33 \text{ kg}$$

$$A = 1928,33 / 2800 = 0,688 \text{ cm}^2$$

On prendra $A_L = 3T8$ soit $A = 1,50 \text{ cm}^2$

avec un recouvrement de $50\varnothing$ c'est à dire $50 \cdot 0,6 = 30 \text{ cm}$

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE



Charge à considérer:

$$Q_1 = \text{réaction de la volée.} = 918,25 \text{ kg/ml}$$

$$Q_2 = \text{Poids propre de la poutre} \\ 3,00 \cdot 0,19 \cdot 2500 = 1425 \text{ kg/ml}$$

La poutre sera considérée comme encastree à ses extremités.

Moment en travée.

$$M_t = \frac{q_1^2}{24} = \frac{2343,25 \cdot 3^2}{24} = 878,71 \text{ kg.m}$$

Moment en appui:

$$M_a = \frac{-q_1^2}{12} = \frac{-2343,25 \cdot 3^2}{12} = -1757,42 \text{ kg.m}$$

Effort tranchant:

$$T = \frac{q_1}{2} = \frac{2343,25 \cdot 3}{2} = 3514,87 \text{ kg.}$$

Prédimensionnement de la poutre.

$$ht/10 > 1/10. \quad M_t/M_o \quad \text{avec } M_o = qL^2/8 = 2636,15 \text{ kg.m}$$

$$\text{soit } ht \geq 1/100 \cdot 300 \cdot 878,71 / 2636,15 = 9,9 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } ht = 16 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} < 3,5 \bar{\sigma}_b \quad b = \frac{T}{3,5 \bar{\sigma}_b \cdot 7/8 \cdot h} = 6,94 \text{ cm}$$

$$\text{soit } b = 30 \text{ cm}$$

Ferraillage de la poutre.

Armature en travée.

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

$$\mu = \frac{15 \cdot 878,71 \cdot 100}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0,08$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K=28,55 \\ \varepsilon=0,8852 \end{cases}$$

$$\text{Contrainte du beton } \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{28,55} = 98,05 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Acier tendu:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{878,71 \cdot 100}{2800 \cdot 0,8852 \cdot 14} = 2,53 \text{ cm}^2$$

Soit 3T12 ($A = 3,39 \text{ cm}^2$)

Acier en appui:

$$\rho = \frac{15 \cdot 1757,42 \cdot 100}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0,160 \Rightarrow \begin{cases} K=18 \\ \xi=0,8485 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{175742}{2800 \cdot 0,8485 \cdot 14} = 5,28 \text{ cm}^2$$

soit 3T16 ($A = 6,03 \text{ cm}^2$)

Vrification de la fissuration:

$$K = 1,5 \cdot 10^6; \quad \eta = 1,6; \quad \phi 16; \quad w_f = \frac{A}{B_f} = 0,033; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10w_f} \Rightarrow \sigma_1 = 3721,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \Rightarrow \sigma_2 = 2257,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3721,80 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc la condition est vérifiée.

Condition de non fragilité.

$$A_o \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_o = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6,03 \text{ cm}^2 > A_o = 0,40 \text{ cm}^2$$

Fleche:

$$* ht/1 > 1/10 \Rightarrow 16/300 = 0,053 < 0,1$$

$$* ht/1 \geq M_t/10M_o = \frac{878,71}{10 \cdot 2636,15} \text{ vérifiée.}$$

$$* A/b \cdot h \geq 43/\bar{\sigma}_{en}; \quad \frac{43}{4200} = 0,0102, \quad \frac{A}{1430} = 0,014$$

Effort tranchant:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$$

comme $\bar{\sigma}'_{bo} \leq \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}) \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{98,05}{68,5}) 5,9 = 18,10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{3514,87}{30,14} = 8,36 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b = 8,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

\Rightarrow vérifié

Armatures transversales:

La section (A_t) d'armature transversale est constituée d'un cadre et d'un étrier $\emptyset 8$ $A_t = 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2$

Espacement:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_n$$

$$\rho_{at} = \max \left(1 - \frac{\tau_b}{\rho \bar{\sigma}_b}, 2/3 \right) \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

soit $\rho_{at} = 0,84$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,84 \cdot 2400 = 2016 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Acier doux ou rond lisse)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2016 \text{ kg/cm}^2 \text{ ----- FeE24}$$

$$\bar{\sigma}_n = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,5(7/8) \cdot 14 \cdot 2016}{3514,87} = 10,53 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq t \leq \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \cdot h$$

$$\tau_b = 8,36 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$2,8 \text{ cm} \leq t \leq 8,04 \text{ cm}$$

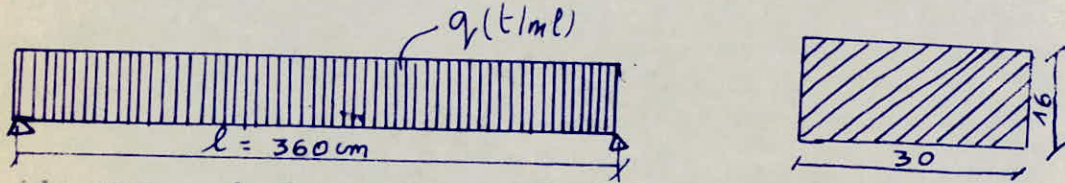
soit $t = 8 \text{ cm}$

Demi longueur $L/2 = 150 \text{ cm}$

pour la repartition des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, on utilisera la méthode de Mr CAQUOT applicable aux cas des poutres supportant des charges uniformément réparties.

- CALCUL DES POUTRES NOYÉES -

Au niveau des loggias on prévoit une bande noyée de 30cm de largeur et de 16cm de hauteur, elle sera considérée comme simplement appuyée et chargée uniformément.



Poids propre de la poutre: $G_1 = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,16 \cdot 3,6 = 432 \text{ kg}$.

Poids du plancher lui revenant: $G_2 = 0,607 \cdot 2 \cdot \frac{1,8^2}{2} = 1960 \text{ Kg}$.

Surcharge du plancher: $P_1 = 0,4 \cdot \frac{2 \cdot 1,8^2}{2} = 1,29 \text{ t}$.

Surcharge sur la poutre: $P_2 = 0,4 \cdot (3,6 \cdot 0,3) = 432 \text{ kg}$.

$$Q = G_1 + G_2 + 1,2(P_1 + P_2)$$

$$Q = 2,392 + 1,2(1,722) = 4,458 \text{ t}$$

$$q = \frac{Q}{L} = 1,238 \text{ t/ml}$$

Moment flechissant: $M_{\text{max}} = \frac{q l^2}{8} = 2,005 \text{ t.m}$

$$T_{\text{max}} = q \cdot L/2 = 2,22 \text{ t}$$

Ferraillage de la poutre:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,005 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0,1826$$

$$\mu = 0,1826 \quad K = 16,43 \quad \varepsilon = 0,8410$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 2800/16,43 = 170,21 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires.

$$\text{Soit } K = \frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,26 \quad \text{soit } K = 18 \quad \alpha = 0,4545$$

$$\omega = 1,263$$

$$\mu' = 0,1928$$

contrainte de traction des aciers.

$$\bar{\sigma}_a = K \cdot \bar{\sigma}'_b = 2475 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_a = 15 \cdot \left(\frac{\alpha - \delta'}{\alpha} \right) = 1413,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Calcul des aciers comprimés.

$$M_0 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,567 \text{ t.m}$$

$$\Delta M = M - M_0 = 0,36 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{\Delta M}{(h-d) \cdot \bar{\sigma}'_a} = \frac{0,36 \cdot 10^5}{(14-2)1413,57} = 2,12 \text{ cm}^2$$

Soit $A=3,01 \text{ cm}^2$ c'est à dire 6T8

Calcul des aciers tendues:

$$A = \frac{\bar{w} \cdot b \cdot h}{100} + \frac{M}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}_a} = 6,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit 6T12 } A=6,78 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

$$T=2,22 \text{ t} \quad \bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 6,04 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

donc les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenneseont des cadres etétriers de nuances Adx Fe.E24.

Taux de travail admissible de ces armatures.

$$\bar{\sigma}_{at} = \left(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b}\right) \cdot \bar{\sigma}_{en} = 2136,94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} > 2/3 \cdot \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

donc on choisira des cadres Ø6 (4) $A=1,13 \text{ cm}^2$

Espacement des cadres au voisinages des appuis.

$$t = \frac{A \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 10,33 \text{ cm}$$

Espacement max reglementaire.

$$t_{max} \leq \left(0,2h, h \left(1 - \frac{0,3 \cdot \bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b}\right)\right)$$

$$h=14 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_b=5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\tau}_b=6,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{cases} t_1 = 2,8 \text{ cm} \\ t_2 = 9,85 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{SOIT } t = 8 \text{ cm}$$

Verification de la condition de non fragilité.

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

$$0,69 \cdot 5,9 / 4200 \cdot 14 \cdot 30 = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{on } A = 6,78 \text{ cm}^2 > 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Verifié}$$

Verification de la fissuration:

$$K = 1,5 \cdot 10^6; \quad \eta = 1,6 \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \quad wf = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{6,70}{2 \cdot 2 \cdot 30} = 0,055$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\emptyset} \cdot \frac{wf}{1 + 10wf} = 7096,77 \text{ kg/cm}^2$$

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

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 7096,77 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
pas de risque de fissuration.

Dalle portant sur 2 sens encastree sur 3 cotés libre
sur le 4eme côté dalle N° 4

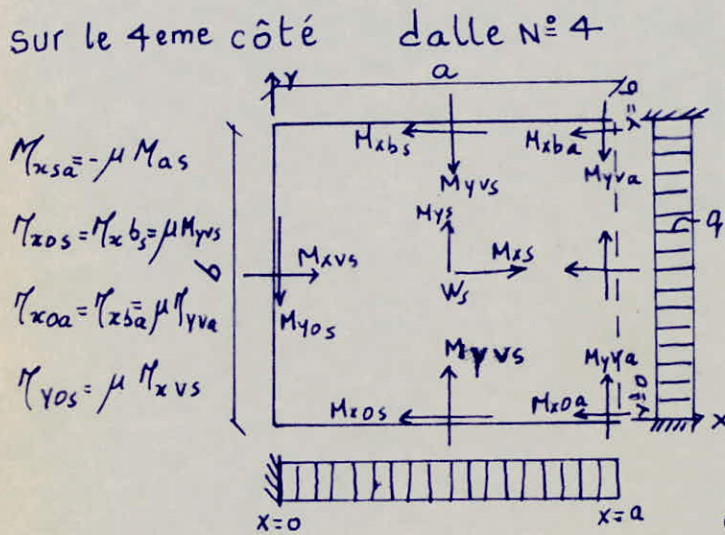


Table de BARRES

$\mu = 0.15$ (coefficient de poisson)

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{467}{300} = 1.556$$

$$q = 817 \text{ Kg/ml}$$

$$h_t = 16 \text{ cm}; h = 14 \text{ cm}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q a^2 = 0,817 \cdot 4,67^2 = 17,817 \text{ t/ml}$$

$$q b^2 = 0,817 \cdot 3^2 = 7,353 \text{ t/ml}$$

γ	w_s	w_{bs}	μ_{xs}	μ_{xvs}	μ_{ys}	μ_{yas}	μ_{yvs}	μ_{yva}
1,556	0.00508	0.00609	0.0044	-0.02357	0.0374	0.04491	-0.07973	-0.0845
F_M	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$\frac{q a^4}{E h^3}$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
Moment 0.7 en t 0.3 en a	/	/	0.0783	0.4199	0.275	0.3301	0.586	0.62132

FERRAILLAGE: (méthode de P. CHARRON)

$$M_{\max} = 62132 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 62132}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,01698 \Rightarrow K = 72; \epsilon = 0.9425$$

on adoptera dans les 2 sens 4T8/ml ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

Verification:

1) condition de non fragilité: ccBA68 (Art52)

A_0 = armatures longitudinales suffisantes pour resister aux sollicitations calculees

A_1 = section d'acier évaluée pour resister dans les meme conditions que A_0 et aux meme sollicitations

$$A_1 = 1.2 A_0$$

A_2 = section d'acier pouvant équilibrer la sollicitation de
 . fissuration ou de rupture par traction du béton supposé
 non fissuré et non armé

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \times \begin{cases} \frac{2 - \rho}{2} & \text{pour acier disposé} \\ & \text{selon } lx \\ & \rho = lx/ly \\ \frac{1 + \rho}{4} & \text{pour aciers disposés} \\ & \text{selon grand côté } ly \end{cases}$$

La section d'armature (A) longitudinale susceptible d'être
 tendues dans une poutre ou dans une plaque rectangulaire
 doit être au moins égale à - d'une part à la section A_0
 - d'autre part à la plus petite

$$\text{des sections } A_1 \text{ et } A_2 \quad A \geq \sup \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$$

En outre en aucun cas le rapport de la section des aciers
 DE chaque direction à la section totale du béton ne doit
 être inférieur à $\begin{cases} 0,0008 & (\text{rond lisse}) \\ 0,0006 & (\text{haute adhérence}) \end{cases}$

Remarque

Cette dernière condition (quelque soit le cas des que
 la section adoptée $A_0 > 1,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$) est vérifiée

$$\frac{1,4}{100 \cdot 16} = 0,00085 > 0,0008 > 0,0006$$

$$\rho = lx/ly = 0,642 \quad A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 - 0,642}{2} \right) = 0,921 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 + 0,642}{4} \right) = 0,557 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 1,2 \cdot 2,01 = 2,412 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 1,2 \cdot 2,01 = 2,412 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,01 \text{ cm}^2 \\ \min(2,412; 0,921) \end{array} \right\} \Rightarrow A_x = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y \geq \left\{ \begin{array}{l} 2,01 \\ \min(0,557; 2,412) \end{array} \right\} \Rightarrow A_y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

SOIT 4 T8 POUR
lit sup et INF

Verification de la fleche

Si les deux verifications suivantes sont verifiées il est inutile de faire de verification de fleche.

$$\begin{cases} h_0/l_x > 1/20 \cdot M_t/M_x & M_t > 0,75M_x \\ A/b \cdot h = \bar{w}_0 < 20/\sigma_{en} \end{cases}$$

M_t = moment en travée calculé.

M_x = Moment max en travée, comme si la dalle etait non encastrée et non continue par bande de longueur unité dans le sens l_x .

$$M_x = \mu_x \cdot q_x \cdot l_x^2 = 0,078 \cdot 0,817 \cdot 3^2 = 0,5735t \cdot m = 57353kg \cdot cm$$

$$M_t = 62132kg \cdot cm > 0,75 \cdot M_x = 43014,75kg \cdot cm \quad \text{VERIFIEE.}$$

$$\text{Mais } h_0/l_x = 16/300 = 0,053 > 1/20 \cdot M_t/M_x = \frac{1}{20} \cdot \frac{62132}{57353} = 0,054$$

faisons une verification de fleche

$$\bar{f}_a = L/500 = 300/500 = 0,6cm$$

$$f = \frac{qL^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{817 \cdot 3^4 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 115021,74 \cdot 0,00034} = 0,04cm$$

$$\bar{f}_a = 0,6cm \quad \text{ET} \quad f = 0,04cm \Rightarrow \text{verifié.}$$

$$\bar{w}_0 = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{2,01}{100 \cdot 14} = 0,0014 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,0047 \quad \text{verifiée.}$$

CONDITION DE NON FISSURATION.

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad (\text{fissuration peu nuisible})$$

$$\eta = 1,6 \text{ (HA)} \quad \phi = 8mm \quad \bar{\sigma}_b = 5,9kg/cm^2$$

$$w_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot d \cdot b} = (2,01)/(2 \cdot 2 \cdot 100) = 0,005$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{(1 + 10 \cdot w_f)} = 1428,57kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3192,99kg/cm^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3192,99kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2800kg/cm^2$$

condition verifiée.

\Rightarrow pas de risque de fissuration

Verification des contraintes.

$$\bar{A}_x = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \tilde{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 14} = 0,143$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$w = 0,143 \Rightarrow K = 65,10 ; \quad \varepsilon = 0,9376$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{62132}{2,01 \cdot 0,9376 \cdot 14} = 2354,90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2354,90}{65,10} = 36,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

Effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{817 \cdot 4,67}{2} = 1907,69 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1907,69}{100 \cdot 7/8 \cdot 14} = 1,557 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{\tau} = 1,15 \cdot \bar{\tau} = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau < 1,15 \bar{\tau} \Rightarrow \text{verifiée.}$$

2^{ème} type de dalle, encastrée sur les 4 cotés.
dalle A1

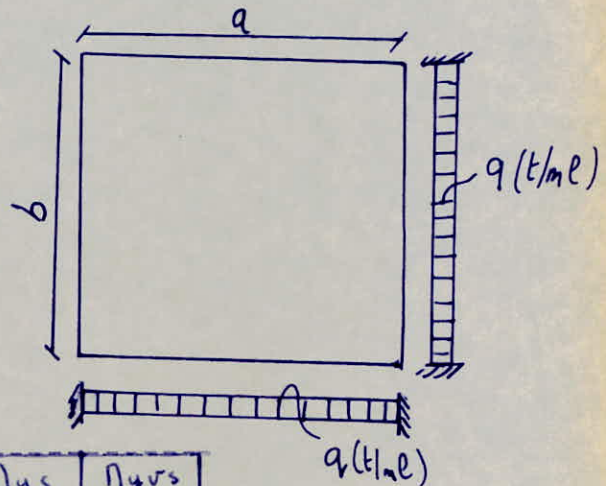
table de BARRES (1.12)

$$\mu = 0,15$$

$$\delta = a/b = 1$$

$$q a^2 = 7,353 \text{ t.m}$$

$$q b^2 = 7,353 \text{ t.m}$$



γ	w_s	M_{ax}	M_{ay}	N_{yx}	N_{xy}
1	0,0149	0,0202	0,0515	0,0202	0,0515
M t.m	/	0,14853	0,37867	0,14853	0,37867

$$M_{max} = 37867 \text{ kg.cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 37867}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0103 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9545 \end{array} \right.$$

section d'acier

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{37867}{2800 \cdot 0,9545 \cdot 14} = 1,012 \text{ cm}^2$$

ON adoptera dans les deux sens 4T8 = A = 2,01 cm²/ml pour le lit supérieur et le lit inférieur.

VERIFICATION

1) Condition de non fragilité.

$$A_{ox} = A_{oy} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = A_{1y} = 1,2 \cdot 2,01 = 2,412 \text{ cm}^2$$

$$\rho = l_x / l_y = 1$$

$$A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} (1 - 1/2) = 0,678 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+1}{4} \right) = 0,678 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{car } A \gg \left\{ \begin{array}{l} A_o \\ \min(A_1, A_2) \end{array} \right.$$

$$A/5.8 = 0,00085 > 0,0008 \text{ vérifiée.}$$

2) Verification de la fleche.

$$\frac{h_o}{l_x} = 16/300 = 0,053$$

1x

$$M_x = \mu_x \cdot q_x \cdot l_x^2 = 0,0423 \cdot 8,17 \cdot 300^2 = 31103 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_t = 37867 > 0,75 \cdot M_x = 23327 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad \rightarrow \text{verifiée.}$$

$$h_0/l_x = 0,053 > 1/20 \quad M_t/M_x = 0,0374$$

$$A/b \cdot h = 2,01/100 \cdot 14 = 0,0014 < 20/4200 = 0,0047 \quad \text{verifiée.}$$

3) CONDITION DE NON FISSURATION.

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1,6 \quad (\text{acier H.A}) \quad \emptyset = 8 \text{ mm}; \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_f = A/B_f = 2,01/2 \cdot 100 \cdot 2 = 0,005$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\emptyset} \cdot \frac{w_f}{(1+10w_f)} = 1428,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\emptyset}} = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3192,99 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée.}$$

\Rightarrow pas risque de fissuration

) Verification de contraintes.

$$\left. \begin{array}{l} A_x = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \tilde{w} = \frac{A \cdot 100}{b \cdot h} = \frac{2,01 \cdot 100}{100 \cdot 14} = 0,143$$

$$\tilde{w} = 0,143 \Rightarrow K = 65,10; \quad \varepsilon = 0,9376$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{37867}{2,01 \cdot 0,9376 \cdot 14} = 1435,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b'} = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1435,22}{65,10} = 22,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b'} = 137 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{verifiée.}$$

) Verification de l'effort tranchant.

$$T_{\max} = \frac{q_l}{2} = \frac{817 \cdot 3}{2} = 1225,5 \text{ kg}$$

$$\tau = T/b \cdot Z = \frac{1225,5}{100 \cdot (7/8) \cdot 14} = 1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau < 1,15 \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{verifiée.}$$

Dalle portant sur un seul sens encastrées sur 3côtés le 4eme étant libre, on choisit pour le calcul la dalle N°13 et on ferrailee ensuite de la meme maniere les autres dalles similaire.

$$a = 9,32m \quad b = 3,60m \quad a/b = 2,58 \quad 1/\sqrt{2} = 0,38 < 0,5$$

$$l_x = 3,60m \quad l_y = 9,32m \quad q = 817kg/ml$$

le calcul de cette dalle se fera comme le calcul d'une poutre encastrée à ses deux extremités.

$$M_t = \frac{19 l_x^2}{10} = 1,058 tm/ml$$

$$M_a = \frac{-9 l_x^2}{20} = 0,529 t.m/ml$$

Ferraillage:

$$\mu_t = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,058 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0289.$$

$$t = 0,0289 \quad K = 53 \quad \epsilon = 0,9265$$

$$A_t = M_t / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h = 2,91 cm^2$$

$$\mu_{ap} = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,529 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0144$$

$$\mu_{ap} = 0,0144 \quad K = 78,7 \quad \epsilon = 0,9467$$

$$A_{ap} = M_a / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h = 1,425 cm^2$$

On adoptera donc en travée 6T8/ml $A = 3,01 cm^2$ suivant l_x et 4T8/ml en appui.

dans le sens l_y on adoptera le meme ferraillage que l_x

1) Verification de la condition de non fragilité.

$$A_g = 1,2 A_o = 3,61 cm^2$$

$$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b (1 - \rho) / 2 \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,42 cm^2$$

$$A_{y2} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b (1 + \rho) / 4; \bar{\sigma}_{en} = 0,468 cm^2$$

$$\min(A_1, A_2) = 0,42 cm^2 \quad A > \sup \begin{cases} 3,01 cm^2 \\ 0,42 cm^2 \end{cases} \quad \text{verifiée.}$$

$$A_{1y} = 1,2 A_o = 1,2 \cdot 2,01 = 2,41 cm^2$$

$$A_{2y} = 0,468 cm^2$$

$$\min(A_1, A_2) = 0,468 cm^2 \quad A > \sup \begin{cases} 2,01 \\ 0,468 \end{cases} \quad \text{verifiée.}$$

2) Verification de la fleche.

$$M_t = 1,058 \text{ t.m} \quad M_x = 1/8 \cdot (1 + 2 \cdot 3) q l_x^2 = 0,138 \cdot 0,817 \cdot 3,6^2$$

$$M_x = 1,47 \text{ t.m}$$

$$h_o/l_x = 16/360 = 0,044 > M_t/M_x \cdot 1/20 = 1/20 \cdot 1,058/1,47 = 0,035$$

$$A/b \cdot h \cdot w \quad 20/\sigma_{en} \quad 3,01/100 \cdot 16 = 0,0018 \quad 20/4200 = 0,0047$$

donc la fleche est verifiée.

3) Condition de non fissuration.

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \mu = 1,6 \quad b = 100 \quad d = 2 \quad w_f = A/Bf = 0,0075$$

Ø 8mm

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10w_f} \quad \sigma_1 = 2093,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \sigma_b}{\phi}} \quad \sigma_2 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3182,99 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

PAS DE RISQUE DE FISSURATION.

4) Verification De contraintes:

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{3,01}{14} = 0,215 \rightarrow K = 52, \quad \epsilon = 0,9254$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2373,93 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 2373,93/52 = 45,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

5) Verification de l'effort tranchant.

$$T = \frac{q \cdot l_x}{2} = 1470,6 \text{ kg.} \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1470,6/100 \cdot 0,87 \cdot 14$$

$$\tau_b = 1,20 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\tau_b < \bar{\tau}_b \quad \text{condition verifiée.}$$

ALCUL DES PREDALES DU PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE

CHOIX DU SYSTEME DES PREDALES:

Vu l'impossibilité d'un coffrage table et banche pour ce plancher, voulant éviter la solution d'un coffrage perdu, nous adoptons un système de prédalles préfabriquées jointives présentant les avantages suivants:

*-Suppression des coffrages, réduction de l'étalement, facilité d'incorporation des canalisations, suppression des enduits de plâtre en sous face.

*-Préfabrication: sur le chantier, en usine, fabrication soignée de chaque élément, rendement assuré, réalisation aisée d'éléments non réguliers, réservation facile.

*-Temps d'exécution et de livraison réduit.

DEFINITIONS, CALCUL DES PREDALLES:

On désigne par prédalles, des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher de type dalle pleine qui après durcissement d'une lame de béton, d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles est coulé sur le chantier et aura un fonctionnement monolithique.

Dans le calcul, nous aurons à considérer 3 phases, conformément aux prescriptions du CCBA 68 (Art 22) : Les 3 phases sont :

1^{ère} phase : Prédalle soumise à son poids propre seulement.

2^o phase : Prédalle soumise à son poids propre, plus une surcharge constituée de béton frais coulé sur chantier et une surcharge forfaitaire 100kg/m^2 dite de chantier, correspondant aux ouvriers, aux matériels courants ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre.

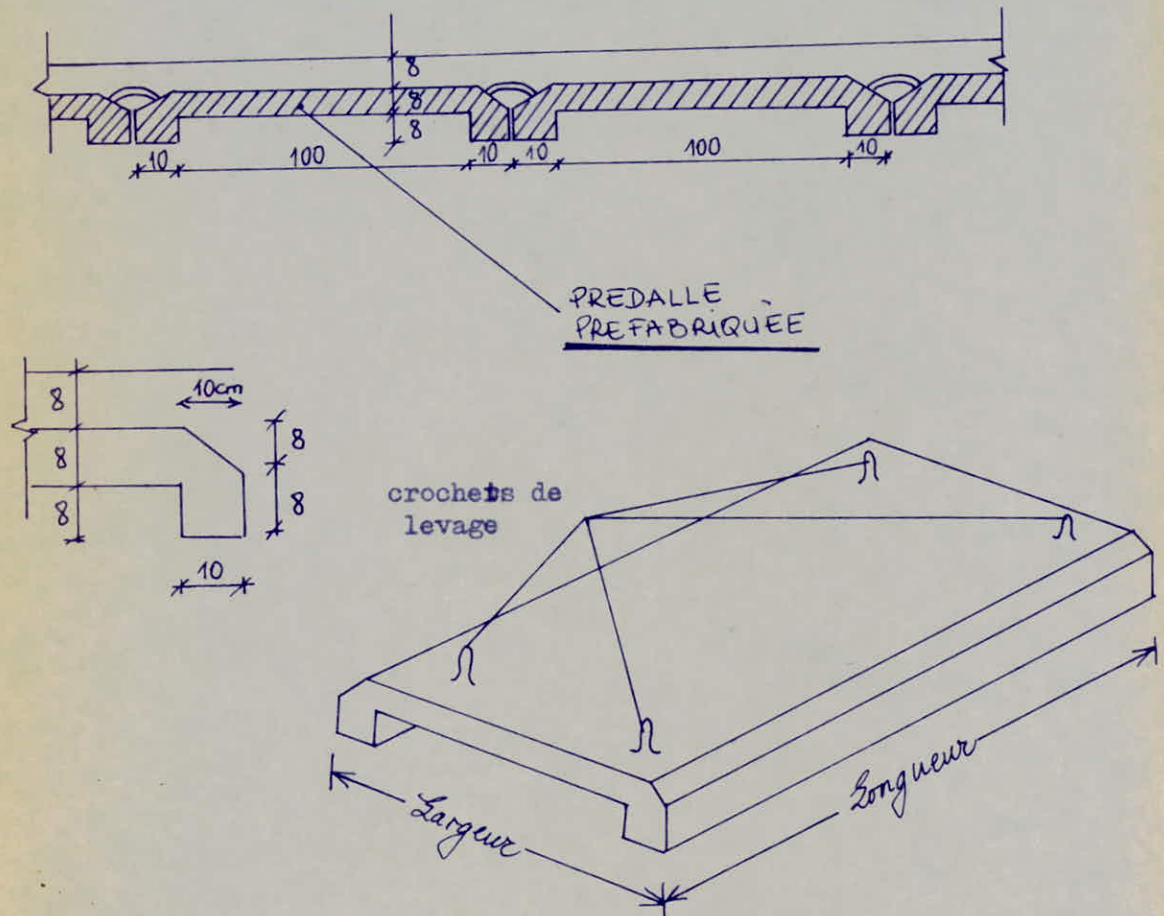
3^o phase : Prédalle à pleine résistance sous G+1, 2P. Les prédalles sont calculées suivant les règles classiques de la résistance des matériaux et armées en conséquence.

DIMENSIONNEMENTS :

La longueur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du panneau plus 8cm qui doivent servir comme appuis de la dite prédalle sur les voiles du vide sanitaire, la largeur est en fonction de la grande portée du panneau et de l'emplacement des trémis.

L'étude sera faite seulement pour les prédalles du panneau N°13

L'étude est similaire pour tous les autres



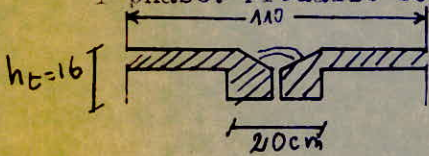
DETAIL D'une predalle et de son système
de crochets de levage

ETUDE DES POUTRES PORTEUSES

des armatures de ligatures sont prévues au niveau de la jonction de deux predalles consecutives, ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en T.

nous utiliserons les methodes exposes dans le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théorie et application) de P.CHARON. Pour les 2 types de section; rectangulaire ou section en T.

1^o phase: Prédalle soumise à son poids propre seulement:



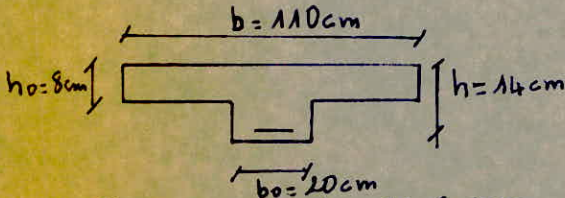
Longueur de la predalle: $L=3,68m$

Portée libre : $l = 3.68 - 0.08 = 3.6m$

Largeur : $1.20m$

Largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure doit être

inferieur à : $\frac{1,0}{2} = 0.50$ et $\frac{3.68}{10} = 0.36$



Charge par metre lineaire:

$$q = (0.20 \cdot 0.08 + 1.10 \cdot 0.08) \cdot 2500 = 260 \text{ kg/ml}$$

2^o Phase : predalle soumise à son poids propre plus une surcharge constituée de beton frais, de chantier (ouvriers et materiel)

charge par metre lineaire:

Poids propre par metre lineaire = 260kg/ml

Beton frais majoré: $1.2 \cdot 0.08 \cdot 1,10 \cdot 2500 = 264kg/ml$

Surcharge de chantier majorée: $1,2 \cdot 1,10 \cdot 100 = 132kg/ml$

$$q = 656kg/ml$$

La comparaison des 2 valeurs de surcharge par metre lineaire dans les deux phases montre que le cas le plus defavorable est celui de la 2^o phase.

ETUDE DE LA 2^o PHASE.

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{656 \cdot (3,60)^2}{8} = 1062,71 \text{ kg/ml}$$

Position de l'axe neutre

$$\rho = \frac{15 \cdot M}{a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1062,71 \cdot 10^6}{2800 \cdot 110 \cdot 14^2}$$

$$\rho = 0,0264 \quad \alpha = 0,2116 \quad K = 55,8 \quad \epsilon = 0,9294$$

$$h = 0,2116 \cdot 14 = 2,964cm \quad h_0 = 8cm$$

L'axe neutre tombe dans la table on calcule la section rectangulaire de largeur b et de hauteur h.

Section d'armature/:

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1062,71 \cdot 10^6}{2800 \cdot 0,9294 \cdot 14} = 2,91 \text{ cm}^2$$

$$A = 5\phi 10 = 3,92cm^2$$

VERIFICATIONS

$$a) \text{ Contraintes: } \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{106271}{3,92 \cdot 0,9294 \cdot 14}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2083,54kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800kg/cm^2 \text{ Verifiée.}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2083,54}{55,8} = 37,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 37,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{110 \cdot 14} = 0,162 \quad \longrightarrow \quad \epsilon = 0,9199$$

$$K = 47,4$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{106271}{3,92 \cdot 0,9199 \cdot 14} = 2105,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2105,05}{47,4} = 44,41 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b' = 135 \text{ kg/cm}^2$$

b) Non fragilité

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$A = 3,92 \cdot 0,69 \cdot 110 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,49 \text{ cm}^2 \quad \text{Verifié.}$$

c) Non fissuration/

$$\bar{w}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 110} = 0,0089$$

$$\sigma_1 = \frac{K}{\phi} \cdot \frac{f}{1 + 10 \frac{f}{r}} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0089}{1 + 10 \cdot 0,0089} = 1961,41$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2855,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2855,88 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

3° PHASE

Predalles à pleine résistance sous G + I,2P

Charge par ml: $(0,2 \cdot 0,08 + 1,10 \cdot 0,16) = 480 \text{ kg/ml}$

Carrellage (2cm) $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/ml}$

Mortier de pose $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/ml}$

Dalle de 3cm $0,03 \cdot 1700 = 51 \text{ kg/ml}$

Surcharge majorée $1,2 \cdot 250 = 300 \text{ kg/ml}$

$$q = 515 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{515 \cdot 3,6^2}{8} = 1482,30 \text{ kg.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{515 \cdot 3,60}{2} = 1647 \text{ kg}$$

$$\alpha = 0,1628$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1482,30 \cdot 10^2}{2800 \cdot 110 \cdot 22^2} = 0,0149$$

$$K = 77,40$$

$$y = \alpha \cdot h = 0,1628 \cdot 22 = 3,58 \text{ cm} < h_p = 16 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table nous sommes ramenés à l'étude

d'une section rectangulaire ($b = 110$, $h = 22$)

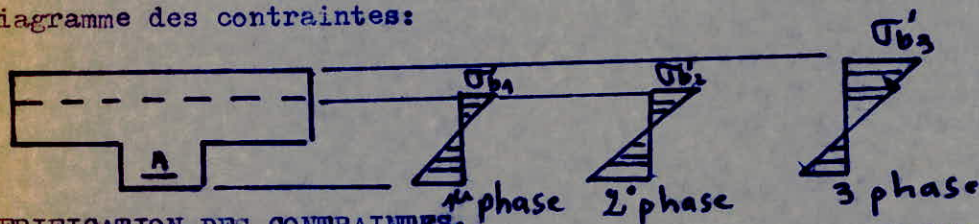
$$\nu = 0,0149 \quad \varepsilon = 0,9458 \quad A_{3+} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{148230}{2800 \cdot 0,9458 \cdot 22}$$

$$A_s = 2,54 \text{ cm}^2$$

La section à prendre en compte devra être $\max(A_2, A_3)$ c'est à dire

$$\max \text{ de } (3,92 \cdot 2,54) = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \text{SOIT } 5T10$$

Diagramme des contraintes:



VERIFICATION DES CONTRAINTES:

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{110 \cdot 22} = 0,1619 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \varepsilon = 0,9344 \\ K = 61,25 \end{cases}$$

$$\text{Acier} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{148230}{3,92 \cdot 0,9344 \cdot 22} = 1839,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\text{Béton} \quad \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{1839,47}{61,25} = 30,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Verification de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{bn}}$$

$$A_{\min} = 2,34 \text{ cm}^2 \quad \text{donc } A_s > A_{\min} \quad \text{Verifié}$$

Condition de non fissuration:

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot \nu}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{L + 10 \bar{\omega} f} \quad \omega_f = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 20} = 0,049$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,049}{1 + 10 \cdot 0,049} = 7892,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \nu}{\phi} \bar{\sigma}_b'} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 7892,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \dots \text{Verifié}$$

$$T_{\max} = 1647 \text{ kg}$$

On utilisera DES cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 30,30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b &= 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1647}{20 \cdot 7/8 \cdot 14} = 6,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,72 \text{ kg/cm} < \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissible des armatures transversales.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{at} &= f_{at} \bar{\sigma}_{en} && \text{avec } f_{at} = \max \left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \\ & && \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{6,72}{9 \cdot 5,9} = 0,873 \quad , \quad 2/3 = 0,66$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,873 \quad \bar{\sigma}_{at} = 0,873 \cdot 2400 = 2095,2 \text{ kg/cm}^2$$

L'ecartement des cadres doit verifier la condition suivante:

$$t \leq \inf \begin{cases} t_0 \\ \max(t_1, t_2) \end{cases}$$

$$t_0 = \frac{At \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 2095,2}{1647} = 17,6 \text{ cm}$$

$At = 1,13 \text{ cm}^2$ = section des armatures transversales dans une

section droite, soit 2 cadres $\phi 6$

$$t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \quad t_1 = 14 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 6,72}{5,9} \right) = 9,21 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm}$$

$$t \leq \inf \begin{cases} 17,60 \\ \max(9,21; 2,8) \end{cases}$$

On adoptera donc $t = 8 \text{ cm}$ à l'appui c'est à dire quand $T = 1647 \text{ kg}$

Calcul des hourdis:

1° phase :

Charge par metre lineaire

$$q = 1,00 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/ml}$$

$$M_{t_1} = \frac{ql^2}{10} = \frac{200 \cdot 1,00^2}{10} = 20 \text{ kg.m}$$

$$M_{o_{a_1}} = \frac{ql^2}{20} = \frac{200 \cdot 1,00^2}{20} = 10 \text{ kg.m}$$

2° phase :

Charge par metre lineaire

- Hourdis : $1,00 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/ml}$

- Béton frais : $1,2 \cdot 0,08 \cdot 10 \cdot 2500 = 240 \text{ kg/ml}$

- Surcharges de chantiers : $1,2 \cdot 100 \cdot 1,00 = 120 \text{ kg/ml}$

$$q = 560 \text{ kg/ML}$$

$$M_{t_2} = \frac{ql^2}{10} = \frac{560 \cdot 1,00^2}{10} = 56,0 \text{ kg/m}$$

$$M_{o_{a_2}} = \frac{ql^2}{20} = \frac{560 \cdot 1,00^2}{20} = 28,0 \text{ kg.m}$$

3° phase

Charge par metre lineaire

- Dalle $0,16 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/ml}$

- Carrelage $0,2 \cdot 22 = 44 \text{ kg/ml}$

- Mortier de pose $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/ml}$

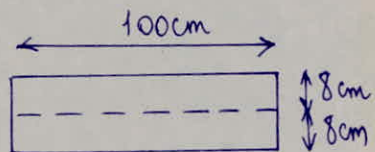
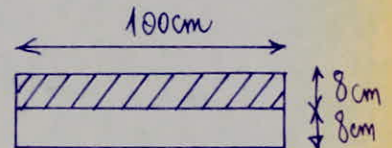
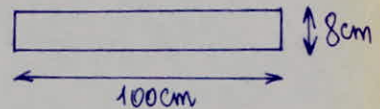
- Sable $0,03 \cdot 1700 = 51 \text{ kg/ml}$

- Surcharge Majorée $1,2 \cdot 250 = 300 \text{ kg/ml}$

$$q = 835 \text{ kg/ml}$$

$$M_{t_3} = \frac{ql^2}{10} = \frac{835 \cdot 1,00^2}{10} = 83,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{o_{a_3}} = \frac{ql^2}{20} = \frac{835 \cdot 1,00^2}{20} = 41,75 \text{ kg.m}$$



FERRAILLAGE DU HOURDIS.

On prendra une bande de 1,00m de large c'est à dire $b = 1,00\text{m}$
 1^{er} phase.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0021 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9787 \\ K = 220 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9787 \cdot 7} = 0,104 \text{ cm}^2$$

2^{eme} phase

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 56 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,006 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9647 \\ K = 127 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{56 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9647 \cdot 7} = 0,296 \text{ cm}^2$$

3^{eme} phase

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 83,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,009 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9573 \\ K = 102 \end{cases}$$

$$A_3 = \frac{M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{83,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9573 \cdot 7} = 0,445 \text{ cm}^2$$

$$\text{DONC } A = \max(A_1, A_2, A_3) = 0,445 \text{ cm}^2$$

SECTION MINIMALE PAR LA CONDITION DE NON FRAGILITE.

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2$$

donc on choisire la section minimale donné par la condition de non fragilité.

$$A = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{SOIT } 5T6 / \text{ml } A = 1,41 \text{ cm}^2$$

espacement $e = 20 \text{ cm}$

$$\text{on a } e = 20 \text{ cm} < \begin{cases} t_1 = 44 \text{ cm} \\ t_2 = 2 \cdot h_t = 2 \cdot 16 = 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Ferraillage dans le sens de la grande portée (armature de repartition)

les predalles sont considerées comme des poutres dalles la section d'acier de repartition sera donnée par la condition suivante.

$$A_{\text{rep}} = \frac{4 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot I}{0,9 \cdot h \cdot v ; \bar{\sigma}_{en}} = \frac{4 \cdot 5,9 \cdot 22866,66}{0,9 \cdot 14 \cdot 8 \cdot 4200} = 1,27 \text{ cm}^2$$

On adoptera: $A^{\text{rep}} = 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$

Chapeau (nappe supérieure)

1^o phase:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 10 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,001 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9851 \\ K = 320 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{Ma_1}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{10 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9851 \cdot 7^2} = 0,051 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot Ma_2}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{15 \cdot 28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,003$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9749 \\ K = 184 \end{array} \right.$$

$$A_2 = \frac{Ma_2}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9749 \cdot 7} = 0,146 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot Ma_3}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 41,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0045$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9693 \\ K = 148 \end{array} \right.$$

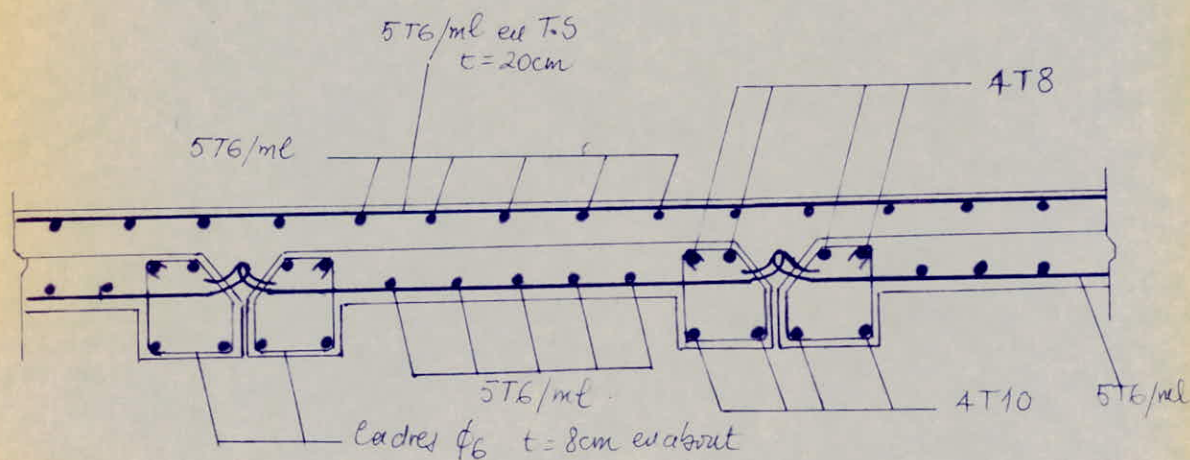
$$A_3 = \frac{Ma_3}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{41,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9693 \cdot 7} = 0,219 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1; A_2; A_3) = 0,219 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum vérifiant la condition de non fragilité est:

$A = 1,35 \text{ cm}^2$ (calculée précédemment, ferrailage en travée)

On adoptera: $A = 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$ dans les 2 sens sous forme de treillis soudés (écartement de 20 cm dans les 2 sens).



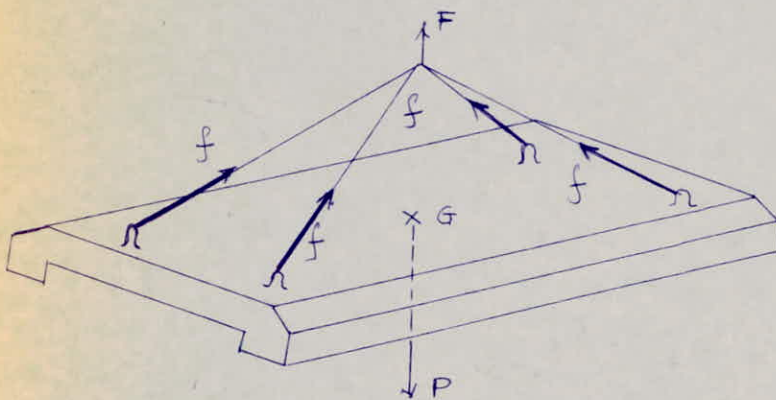
Coupe du Plancher "Piedalle"

SYSTEMES DE LEVAGE ET D'ANCRAGE DANS LES PREDALLES

Les systemes doivent etre positionnés de telle sorte que l'on puisse procéder au levage sans avoir à agir sur l'équilibrage du palonnier.

Tous les détails doivent figurer sur les plans d'exécution et que, particulièrement, la pose des aciers de manutention ne soit pas laissée à l'initiative du chantier qui improvisera surement une solution sans tenir compte des règles de sécurité

Les boucles doivent etre rendues solidaires des armatures de l'élément. Elles ne doivent pas etre trop pres du parement.

Calcul des boucles de levage:

$$f = \frac{F}{4}$$

$K = 1,56$: Coefficient de sécurité à appliquer au calcul sur la contrainte admissible:

$$\text{Pour une boucle on aura: } \bar{\sigma}_a = K \cdot \frac{f}{2s} = K \cdot \frac{f}{2 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}} = \frac{2 \cdot K \cdot f}{\pi \phi^2}$$

s: section de la boucle en (cm²)

ϕ en (cm) et f en (kg)

"F" doit tenir compte non seulement du poids du panneau, mais également des efforts parasites qui peuvent être superposés ou non :

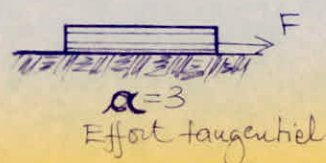
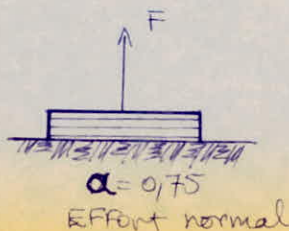
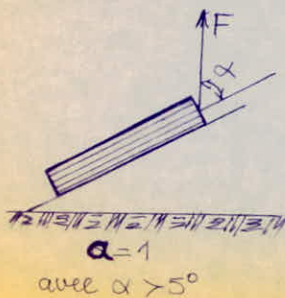
- Efforts supplémentaires de démoulage.
- Efforts supplémentaires pour emploi d'élinges.

On prend: $F = a \cdot k \cdot P$

F: effort global.

P: poids du panneau.

k: coefficient, fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la pièce.



Pour les autres cas, l'opération est en cours.

$$\text{Finalement on a: } F = a.k.P = 0,75 \cdot 1,70 \cdot 870,8 = \underline{1110,24 \text{ kg}}$$

$$P = (1,00 \cdot 3,11 \cdot 0,08) + (2,0 \cdot 10,3 \cdot 11,0 \cdot 16) \cdot 2500$$

$$P = \underline{870,8 \text{ kg}}$$

$$f = \frac{F}{4} = \frac{1170,27}{4} = 277,56 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_a = K \cdot \frac{2f}{\pi \phi^2} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{K \cdot 2f}{\bar{\sigma}_a \pi}} = \sqrt{\frac{1,56 \cdot 2 \cdot 277,56}{1600 \cdot 5,14}} = 0,409 \text{ cm} \simeq 4 \text{ mm}$$

On prendra: $\phi = \underline{\underline{8 \text{ mm}}}$

N.B.: Ces crochets sont aciers doux

Longueurs d'ancrage:



Ancrage normal: (C.C.B.A.68)

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

* - $\bar{\sigma}_a$ = Contrainte de traction admissible de l'acier.

* - $\bar{\sigma}_d$ = Contrainte d'adhérence admissible.

* - ψ = Coefficient de scellement.

$$d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$$

$$\Rightarrow \psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} = 1,06$$

$$\eta_d = 1 \text{ pour Fe E 24}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,06^2 \cdot 5,9 = 8,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$ld = \frac{0,8}{4} = \frac{1600}{8,29} = \underline{\underline{38,60 \text{ cm}}}$$

On prend: $ld = \underline{\underline{45 \text{ cm}}}$

—CHAPITRE 9—

CALCUL
DES FONDICTIONS

Détermination de la supression admissible()vis à vis du pouvoir portant. la surpression admissible sera déterminée avec les hypothèses suivantes concernant

les caractéristique du sol.

$$h = 2t/m^3 \quad C=0,7 \text{ (cohesion)} \quad \phi=23^\circ \text{ (angle de frottement)}$$

$$N_q = 8,66 \quad N_\gamma = 7,73 \quad N_c = 18,01$$

$$B = 1,60m \text{ (largeur de la semelle)}$$

$$D = 2,90m \text{ (hauteur de penetration de la fondtion)}$$

$$F_s = 3 \text{ coefficient de securité.}$$

$$q_L/F_s = 2,25kg/cm^2$$

Methode utilisée.

Dans notre cas, on considerera dans un premier lieu que toute l'infrastructure se compose d'une boite assez rigide d'ou on determinera :

*N total de la superstructure.

*Moment total du batiment qui sera la superposition d'un moment dûà la resultante des forces sismiques horizontales et d'un moment résiduel dûà l'excentricité de la semelle par rapport à la superstructure dans les deux sens.

On calculera la surfaces des semelles et leurs inerties dans les deux sens, on procedera par la suite à la verification suivante:

$$\sigma(1,2) = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} .v$$

avec $\sigma(1,2) < 1,33 \bar{\sigma}_s$ (R.P.A81) pour sol meuble.

1) N: total du batiment avec voile du vide sanitaire.

$$N = 4991,12t$$

2) Résultante dûe aus efforts sismique horizontaux:

R = effort sismique appliqué à 19,16m

$$R = 322,46t \quad Z = 19,16m$$

Moment dûaux efforts sismiques.

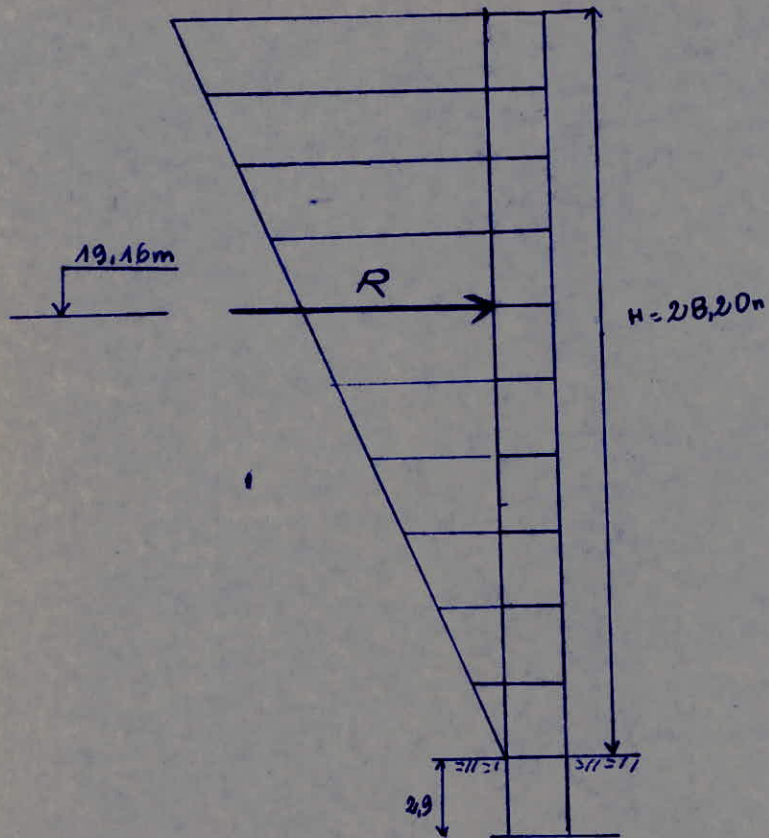
$$M = R . Z = 322,46 . 19,16 = 6178,33t.m$$

Dimension de la semelle

suiwant les caractéristique du sol et les efforts appliqué deçu , la largeur dela semelle B=1,60m c'est à dire 80cm de chaque coté du voile.

$$L = 22,36 \text{ m}$$

$$l = 10,30 \text{ m}$$



Surface totale de toute la fondation.

$$S = 350 \text{ m}^2$$

Surface des semelles.

$$A_s = 350 - 116,4 = 233,6 \text{ m}^2$$

Centre de gravité de la fondation (semelles)

$$\begin{cases} X_G = \frac{S_i \cdot X_i}{S_i} = 10,91 \text{ m} \\ Y_G = \frac{S_i \cdot Y_i}{S_i} = 8,50 \text{ m} \end{cases}$$

Excentricité.

$$\begin{cases} e_x = 10,72 - 10,91 = 0,19 \text{ m} \\ e_y = 9,60 - 8,50 = 1,10 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} v_x = 1x & -X_G = 22,36 - 10,91 = 11,45 \text{ m} \\ v_y = 1y & -Y_G = 18,30 - 8,50 = 9,80 \text{ m} \end{cases}$$

Moment total du batiment.

$$M_{xy} = R.Z + N e(xy)$$

$$M_x = 6178,33 + 4991,12 \cdot 1,1 = 11668,56 \text{ t.m}$$

$$M_y = 6178,33 + 4991,12 \cdot 0,19 = 7126,64 \text{ t.m}$$

Inerties de la fondation.

$$I_{xx} = 12113,94 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 16647,73 \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes σ_1, σ_2

$$\sigma_1 = N/A_s + M \cdot v_x / I_{xx} = \frac{4991,12}{233,6} + \frac{11668,56 \cdot 11,45}{12113,94}$$

$$\sigma_1 = 32,39 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_2 = N/A_s - M \cdot v_x / I_{xx} = \frac{4991,12}{233,6} - \frac{11668,56 \cdot 11,45}{12113,94}$$

$$\sigma_2 = 10,33 \text{ t/m}^2$$

on a $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1x} = 3,239 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \cdot \sigma_s = 1,33 \cdot 2,505 = 3,33 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{2x} = 1,033 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \cdot \sigma_s \end{array} \right.$ vérifiée.

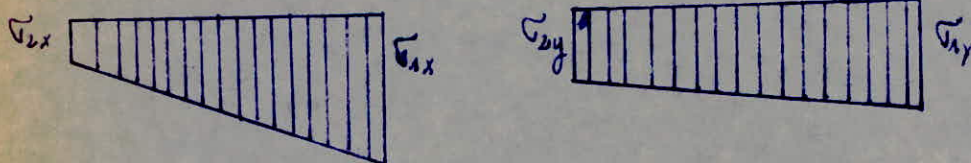
DANS le sens Y.Y

$$\sigma_{1y} = \frac{4991,12}{233,60} + \frac{7126,64 \cdot 9,80}{16647,73} = 2,556 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2y} = \frac{4991,12}{233,60} - \frac{7126,64 \cdot 9,8}{16647,73} = 1,717 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{1y} = 2,55 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \cdot \sigma_s = 3,33 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{2y} = 1,71 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \cdot \sigma_s \end{array} \right.$$

Vérifiée.

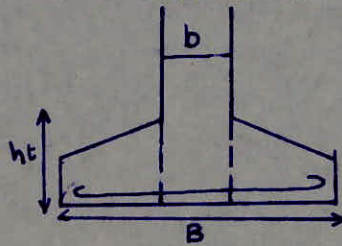


$$\sigma_{\max} = \max(\sigma_{1(xy)}, \sigma_{2(xy)}) = 32,39 \text{ t/m}^2$$

Ferraillage :

on prendra $\sigma_{\max} = 3,23 \text{ kg/cm}^2$

méthode des consoles elle consiste à considérer la semelle comme une double console encastree au mur.



$$A = \frac{M_B}{Z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$\text{Moment: } M_B = \frac{\sigma_{\max} (B - b)^2 \cdot ht}{8}$$

Sollicitation du premier genre.

On suppose que la fondation travaille sous N total est un Moment résiduel (dû à l'excentricité.)

$$M_x = N \cdot e_y = 4991,12 \cdot 1,1 = 5490,232 \text{ t.m}$$

$$M_y = N \cdot e_x = 4991,12 \cdot 0,19 = 948,31 \text{ t.m}$$

on a l'inertie dans les deux sens:

$$\left| \begin{array}{l} I_{xx} = 12113,94 \text{ m}^4 \\ V_x = 11,45 \text{ m} \end{array} \right. \quad \left| \begin{array}{l} I_{yy} = 16647,73 \text{ m}^4 \\ V_y = 9,80 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{1x} = N/A_s + M_x \cdot V_x / I_{xx}$$

$$\sigma_{1x} = 4991,12/233,6 + \frac{5490,232 \cdot 11,45}{12113,94} = 26,55 \text{ t.m}$$

SENS X.X

$$\sigma_{1x} = 26,55 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{2x} = 16,176 \text{ t/m}^2$$

Sens Y.Y

$$\sigma_{1y} = 4991,12/233,6 + \frac{948,31 \cdot 9,80}{16647,73} = 21,19 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{1y} = 21,19 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{2y} = 20,80 \text{ t/m}^2$$

Donc on prendra $\sigma_{\max} = \sigma_{1x} = 26,55 \text{ t/m}^2$

Moment d'encastrement:

$$\text{Sous S.P.1-} \quad M_B = 26,55 \cdot \frac{(1,60 - 0,24)}{8} = 6,138 \text{ t.m}$$

$$\text{SOUS S.P.2} \quad M_B = 32,3 \frac{(1,60 - 0,24)^2}{8} = 7,46 \text{ t.m}$$

Calcul de la section d'acier :

$$\text{Sous S.P.1} \quad A_s = \frac{M_b}{z \cdot \sigma_a} = \frac{6,138 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 45 \cdot 2800} = 5,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sous S.P.2.} \quad A_s = \frac{M_b}{z \cdot \sigma_a} = \frac{32,3(1,6 - 0,24)^2}{7/8 \cdot 45 \cdot 2800} = 4,51 \text{ cm}^2$$

donc on prendra 6T12/ml $A_s = 6,78 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$

Armature de repartition:

$$A_{\text{rep}} = A/4 = 6,78/4 = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit 6T6/ml $A_{\text{rep}} = 1,69 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$

Semelle du voile VT7

charge sous (C + 1,2P)

$$q = 21,60 \text{ t/m}$$

dimensionnement de la semelle.

1) calcul de (B):

$$\bar{\sigma}_s = \frac{Q}{B \cdot 1\text{m}} < \bar{\sigma}_s \quad B \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s \cdot (1\text{m})}$$

$$B = \frac{21,60}{25,05 \cdot 1\text{m}} = 0,86\text{m} \quad \text{soit } B = 90\text{cm}$$

$$ht = h + d \quad h = \frac{(B-b)}{4} = \frac{90 - 16}{4} = 18,5\text{cm}$$

$$\text{soit } h = 20\text{cm} \quad ht = 25\text{cm} \quad d = 5\text{cm}$$

Calcul des armatures (méthode des bielles)

$$A = \frac{Q(B-b)}{8 \cdot \bar{\sigma}_a \cdot (ht-d)} = \frac{21600(90-16)}{8 \cdot 2800 \cdot 20} = 3,56\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T10 \quad A = 3,92\text{cm}^2$$

Armatures de répartitions

$$A_r = A_p/4 = 3,92/4 = 0,98\text{cm}^2 \quad \text{soit } 4T6 \quad (A = 1,13\text{cm}^2)$$

ERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

Au niveau du sous-sol, il est prévu un voile périphérique, ce dernier avec les fondations constituent l'infrastructure.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- _ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- _ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la structure.
- _ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Certaines parties de ce voile ne sont autres que les continuités vers les fondations des refends de contreventement. Ces parties du fait de leur encastrement dans le sol, sont plus rigides que les parties du dessus.

Ce voile sera ferrillé conformément aux règles du C.T.C.

_ Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section supérieure ou égale à 0,20% de la section transversale totale du béton avec recouvrements supérieurs ou égaux à 50 ϕ

$$\text{Soit: } A \geq \frac{0,20 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte 10 T 10 / ml

$$A = 7,85 \text{ cm}^2$$

_ Armatures longitudinales de peau de section $\gg 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

on adoptera 5T8 = 2,51 cm^2 par mètre linéaire et par face

--CALCUL DES TASSEMENTS--

CARACTERISTIQUES DU SOL.

- $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ poids volumique des terres.
- $C = 0,7$ cohésion
- $\varnothing = 23^\circ$ angle de frottement.
- $N = 7,73$ terme de surface.
- $N = 8,66$ terme de profondeur.
- $N = 18,01$ terme de cohésion.
- $s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$

On calculera le tassement pour un sondage effectué à des profondeurs différentes, on assimilera notre fondation à une semelle rectangulaire de dimension $L \times l$ dont on fera le calcul de tassement au milieu de celle-ci.

H_1	$\times \gamma_1$	γ_1
H_2	$\times \gamma_2$	γ_2
H_{i-1}	$\times \gamma_{i-1}$	γ_{i-1}
H_i	$\times \gamma_i$	γ_i

$$\gamma = \gamma_d (1 + W)$$

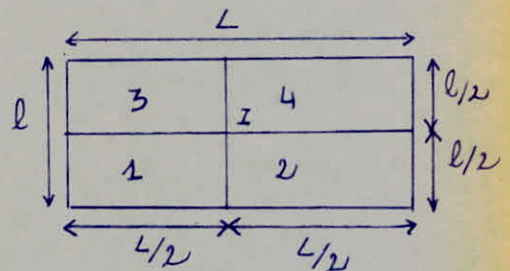
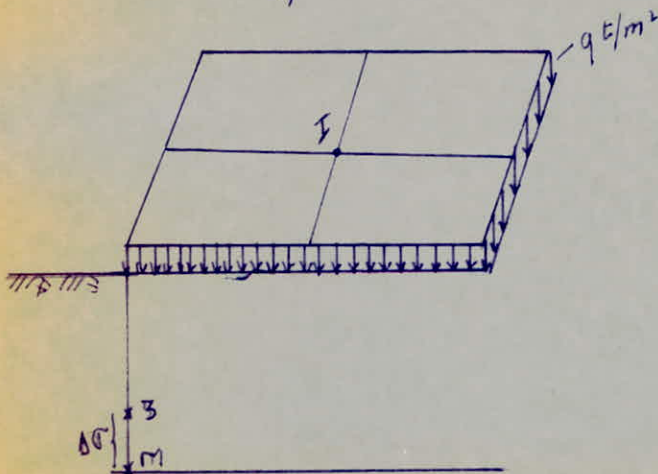
$$\sigma_1 = \gamma_1 H_1/2$$

$$\sigma_2 = \gamma_1 \times H_1 + \gamma_2 H_2/2$$

$$\sigma_3 = \gamma_1 \times H_1 + \gamma_2 \times H_2 + \gamma_3 \times H_3/3$$

Le calcul des contraintes () au centre de la semelle et dans l'angle d'un rectangle, pour le calcul de $\sigma_2 = K_i \times q_L$ on decomposera la semelle en quatre petits rectangles de dimension $(L/2 \times l/2)$ de façon à avoir le centre de la semelle sur chaque coin du petit rectangle les valeurs de $K = f(L/1, l/1)$ seront deduit à partir du tableau 23 page 278 du livre de M^r. C. PHILLIPPONNAT; fondation et ouvrage en terre.

$$q_L = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 26,875 \text{ t/m}^2$$



*Calcul des contraintes:

H _i (m)	Z _i (m)	γ _i t/m ³	σ ₁ t/m ²	σ ₂ t/m ²
2,25	0,25	2	/	/
4,25	1,75	1,976	4,199	26,76
6,15	3,65	2,192	15,039	53,473
9,75	7,25	2,106	32,145	79,38
17,75	15,25	2,10	61,049	100,88

*Calcul du tassement:

$$\Delta H_i = - \frac{C \cdot H_i}{1 + e} \times \log \frac{\sigma_2}{\max(\sigma_1, \sigma_c)}$$

Z _i (m)	σ ₁ (t/m ²)	σ ₂ (t/m ²)	C _c	H _i (m)	e _i	1 + e _i	log $\frac{\sigma_2}{\max(\sigma_1, \sigma_c)}$	σ _c t/m ²	ΔH _i (m)
1,75	4,199	26,76	0,06	2,7	0,509	1,509		30	
3,65	2,192	53,473	0,048	2,75	0,520	1,52	0,368	37	0,0319
7,35	2,106	79,38	0,05	5,8	650	651	1,23875	23	5,5.10 ⁻⁴
15,25	2,1	100,88	0,076	8	629	630	5,044	20	4,86.10 ⁻³
Σ									0,037

Tassement ΔH_s = ΣΔH_i = 3,73cm inférieur à ΔH_{ad} = 5cm

*Vérification au glissement:

$$\frac{H_s}{S} = \tau_{\text{mobilisant}} \rightarrow \tau_m = \frac{322,46}{233,6} = 1,38 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{\text{reel}} = C + N/S \cdot \text{tg } \phi = 0,7 + \frac{4991,12}{233,6} \cdot \text{tg} \cdot 23 = 9,76 \text{ t/m}^2$$

Coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{\tau_{\text{reel}}}{\tau_m} \quad F_s = 9,76 / 1,38 = 7,07$$

donc F_s = 7,07 > 3 . donc la condition de risque de glissement est vérifiée.

SEISME VERTICAL:

On considere la combinaison: PS69
0,8G +SI } $\sigma_v = 0,11\gamma$

Les regles algeriennes ne determines pas de coefficient sismique vertical mais le remplace par une combinaison d'action revenant à considerer un seisme fictif d'acceleration 0,2g , ce quiest beaucoup plus severe que les regles françaises.

EFFORT SISMIQUE HORIZONTAL.

ON a les efforts sismique suivant les deux directions X.X etY.Y sont les memes de meme pour le PS69.

REMARQUE.

pour les deux reglement ,l'effrt sismique global transversal est le meme.PARcontre on remarquera nottament un ecart de 5,5% en tête en faveur du PS69. (voir tableau des efforts sismique,RPA, PS69. et ceci pour tenir compte du phenoméne du coup de fouet(influence des modes superieures).

ETUDE COMPARATIVE.

La comparaison sefera pour deux types de voiles.

- voiles pleins VOILES a files d'ouvertures.

On se limitera essentiellement à comparer le ferrailage obtenu suivant les deux reglements car il sera illusoir de vouloir etablir un par_allele rigoureux entre les differentes regles etant donné que les regles et normes constructives propres à chaque pays dependent de nombreux facteurs.

- VOILESPEU SOLLICITES.

Dans ce cas, o'est le ferrailage minimum qui est preponderant ainsi ,les voiles ferrailles suivant le RPA 81; necessitent d'avantage d'acier que ceux ferrailés suivant le P S 69.

ainsi le pourcentage minimum d'cier verticaux sur toute la zone tendu est de 0,5%pour le R.P.A, etpar contre pour le DTU231 exige que 0,1% VOILES TRES SOLLICITES.

On distingue alors deux zones distingtes.

La premiere allant de la base jusqu'a un certain niveau et dont les efforts de calcul sont relativement importants ,la difference de ferraila_illage de calcul variant de 20% à 50% suivant les niveaux....

Pour les niveaux superieurs ou les efforts sont faibles et qui seront ferrailles à l'aide des minimum reglementaires des deux reglement....

Comparaison des regles parasismique

R.P.A 81 et P.S.69

R.P.A 81

PS.69

Sismisite: zone

Sismicité: moyenne

Groupe d'usage: 2 A=0,15

Groupe d'usage: d'habitation

Sol: terrain meuble

Sol: terrain meuble = 1

Periode: $T = \frac{0,09H}{L} = 0,5365$

$T = \frac{0,08H}{L} \frac{H}{L+H} = 0,364 \text{sec}$

L

L

L+H

D = 2

= 0,11

Coefficient de comportement

Structure voiles porteurs. B B=1/4

Coefficient de qualité

$Q = 1 + F_{ca} = 1,1$

A.B.D.O. = 0.085

= 0,11

Coefficient de distribution. $\frac{W \cdot hr}{H}$

$$F = \frac{V - Ft}{W \cdot hr} = (v - Ft) \frac{\frac{W \cdot hr}{H}}{\frac{W \cdot hr}{H}}$$

Soit " r " le rang de l'etage

et pour une hauteur d'etage cst.

$$\frac{F_x}{V - Ft} = \frac{r}{N} = \frac{2r}{n(n+1)} = r$$

$$\frac{r}{2n+1}$$

N=10

n=10

$$r = \frac{2r}{n(n+1)} = r/55$$

$$r = \frac{r}{7}$$

$$F_x = r \cdot V$$

$$F_x = W \cdot r$$

BIBLIOGRAPHIE

- * REGLES TECHNIQUES CCBA 68
- * REGLES PARASISMIQUES PS 69
- * REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES 81
- * REGLES NV 65
- * CALCUL & VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A P.CHARON
- * EXERCICES DE B.A. P.CHARON
- * CALCUL DES TOURS EN B.A. M.DIVER
- * CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS MM.ALBIGES & GOULET
- * OSSATURES DE BATIMENTS EN B.A. A.FUENTES
- * COMPLEMENT DU CTC AUX REGLES PS 69
- * TABLE DE BARRES
- * COURS DE BETON DE L'ENPA
- * FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE PHILIPONNAT

