

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PARKING

R + 5

5 PLANCHES

Proposé par : COSIDER

Etudié par : M^{rs} Belkacem HAICHEUR
M^{ed} Tewfik HADJ SADOK

Dirigé par : M^r BIOUD

PROMOTION : 1989

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN PARKING

R + 5

Proposé par : COSIDER

Etudié par : M^{rs} Belkacem HAICHEUR
Mrd Tewfik HADJ SADOK

Dirigé par : M^r BLOUD

PROMOTION : 1989

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT
SUPERIEUR

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

وزارة التعليم العالي
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Département : GENIE-CIVIL

دائرة : هندسة مدنية

Promoteur : Mr. BLOUD

الموجه :

Elèves Ingénieurs : HADJ-SADOK M.
HAICHEUR B.

الموضوع : موقوف للسيارات بالطوابق

الملخص : يتمثل مشروعنا في دراسة بناية موجهة لأستقبال سيارات سياحية. تشمل هذه البناية على خمسة طوابق. وهي مبنية من الخرسان المسلح. هيكلها المتمثل في الاعمدة والعارضات. ثابت وعليه مقاومة كل الحمولات العمودية منها والافقية. مساحة المبنى (57,6 م × 45,6 م) وهي مقسمة إلى اربع اجزاء بواسطة مفصلين للزلزال.

✓ Sujet : Etude d'un Parking (R+5)

✓ Résumé : Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à ossature autostable à usage de Parking automobile de tourisme. Ce bâtiment comporte cinq niveaux et est divisé en quatre blocs par deux joints centraux de dilatation. sa surface totale est de (45,6 × 57,6)

✓ Subject : Parking (R+5)

The subject of our final studies project consists on the study of a structure made of reinforced concrete for a tourism car's Parking use. this structure possess six storey with a area of (45,6 × 57,6) and one seismic joint in the middle of each direction.

SOMMAIRE

Chapitre 1	Présentation de l'ouvrage	1
Chapitre 2	Caractéristiques des matériaux - Hypothèses de calcul	3
Chapitre 3	Charges & Surcharges	8
Chapitre 4	Prédimensionnement	11
Chapitre 5	Calcul des rigidités	13
Chapitre 6	Etude Pseudo-Dynamique	24
Chapitre 7	Etude au séisme	33
Chapitre 8	Etude au vent	44
Chapitre 9	Charges horizontales	50
Chapitre 10	Charges verticales	63
Chapitre 11	Combinaison des sollicitations	80
Chapitre 12	Ferraillage des éléments	95
Chapitre 13	Fondations	152
Annexe		
Bibliographie		

Dédicaces

Je dédie ce mémoire à mes parents
et à toute ma famille

Belkacem

Je dédie ce mémoire à mes chers parents,
à toute ma famille et mes amis

Mohamed

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été proposé consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à ossature autostable de longues portées à usage de parking pour automobiles de tourisme, implanté à Alger (zone II, de sismicité moyenne).

La superstructure comporte cinq (5) niveaux et est divisée en quatre (4) blocs A, B, C, D (voir vue en plan) séparés par des joints de dilatation. Les blocs A et B disposent de locaux de commerce (au R.D.C et au 1^{er} niveau).

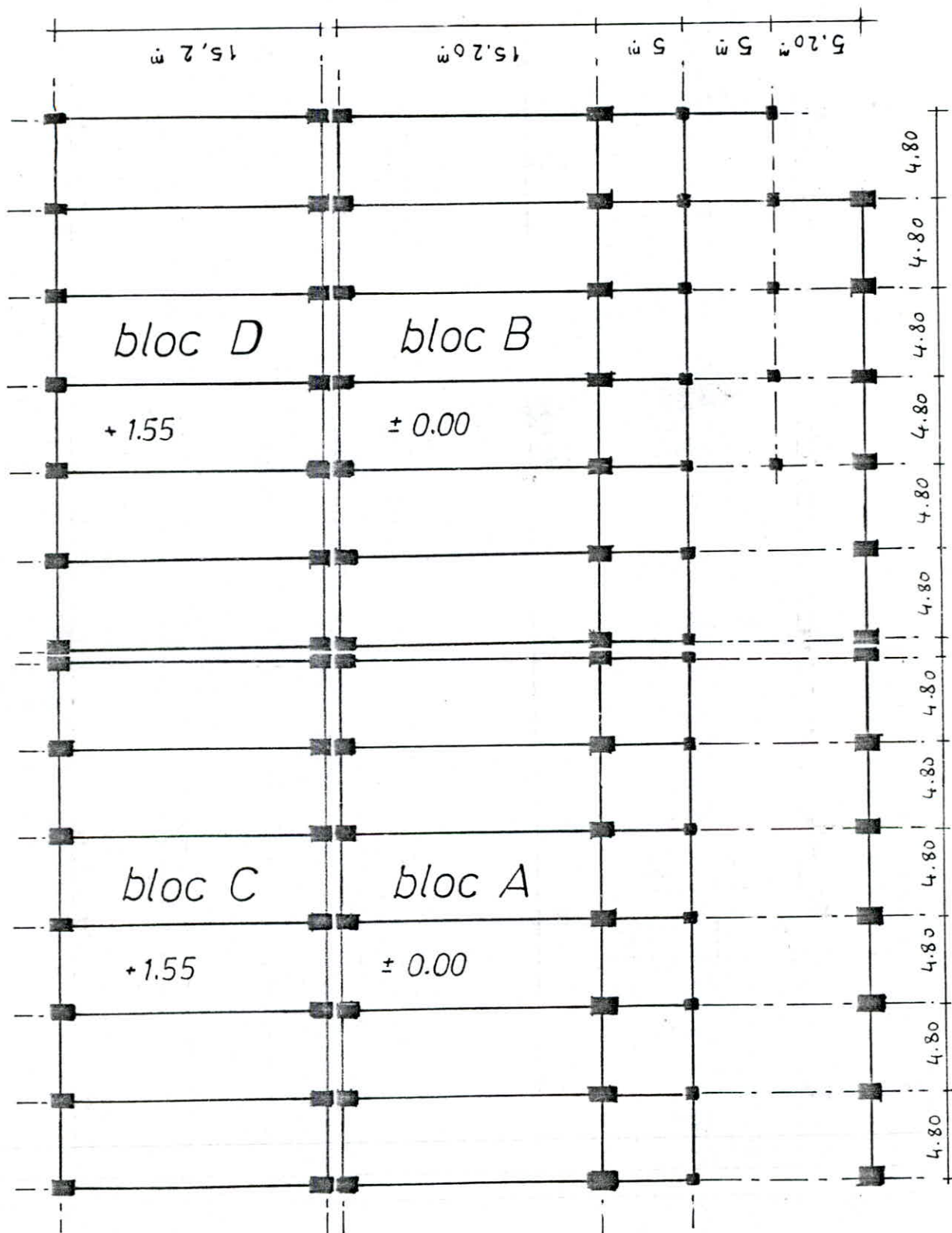
La structure est contreventée par des portiques autostables qui reprennent la totalité des charges verticales et horizontales.

Le calcul sera mené suivant les règlements BAEL 83 et RPA. 81.

Notre ouvrage comporte deux cages d'escaliers isolées du bâtiment dont un de secours, et deux escaliers intérieurs entre le RDC et le 1^{er} (côté commerce). Les planchers et rampes sont constitués par des dalles pleines et les cloisons de briques creuses de 10 cm.

Longueur totale du bâtiment	-----	58,08 m.
Largeur totale	-----	46,46 m.
hauteur d'étage	-----	3,10 m.

vue en plan du R.D.C



CHAPITRE 2

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET HYPOTHESES DE CALCUL

caractéristiques des matériaux

① BETON

Le béton utilisé est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28j d'âge déterminée à partir d'essais effectués sur des éprouvettes cylindriques de section droite d'aire égale à 200 cm^2 , soit un diamètre de $14,1 \text{ cm}$ et d'une hauteur double du diamètre $h = 28,2 \text{ cm}$.

La résistance caractéristique à la compression à 28j est notée f_{c28} .

La constitution de notre béton est standard. Pour 1 m^3 de béton nous avons :

800 litres de graviers

400 litres de sable propre (sans argile ou autres impuretés)

350 kg de ciment

175 litres d'eau.

Cette composition devrait nous donner pour des conditions normales et régulière de contrôle et pour un chantier convenablement outillé une résistance caractéristique à 28j

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

• la résistance caractéristique en traction est donnée par :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

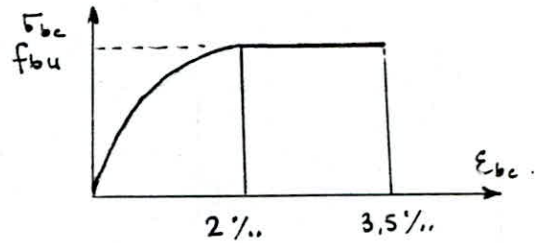
• La contrainte limite ultime en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

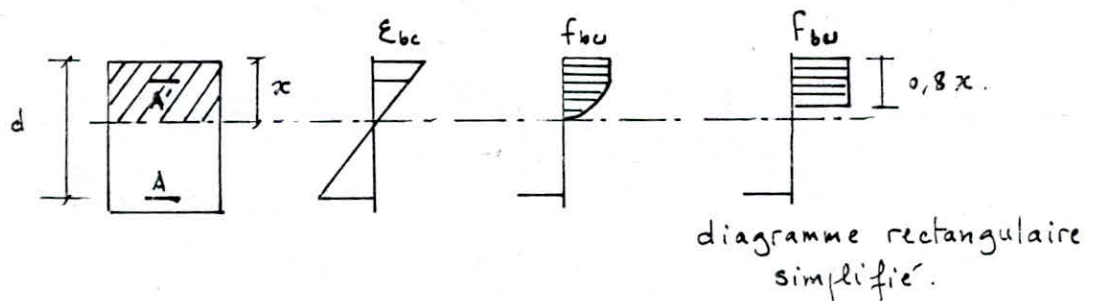
avec $\gamma_b = 1,5$ situation durable
 $\gamma_b = 1$ situation accidentelle

• Diagramme Contraintes - déformations :

Le diagramme pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit "parabole - rectangle"



Cependant on peut utiliser le diagramme rectangulaire simplifié lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée



• La contrainte limite de service en compression est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le diagramme contraintes - déformations est linéaire.

• La contrainte ultime de cisaillement est :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

• Module de déformation longitudinal :

$$E_{i28} = 11000 \cdot f_{c28}^{1/3} \quad \Rightarrow \quad E_i = 32164 \text{ MPa}$$

• Le coefficient de Poisson est

$$\mu = 0 \quad \text{à l'ELU.}$$

$$\mu = 0.2 \quad \text{à l'E.L.S.}$$

② ACIER

Les aciers utilisés sont des aciers naturels (type 1)

Fe E 40 haute adhérence : limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa

Fe E 24 acier doux : limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa

• Le coefficient de fissuration est $\eta = 1.6$

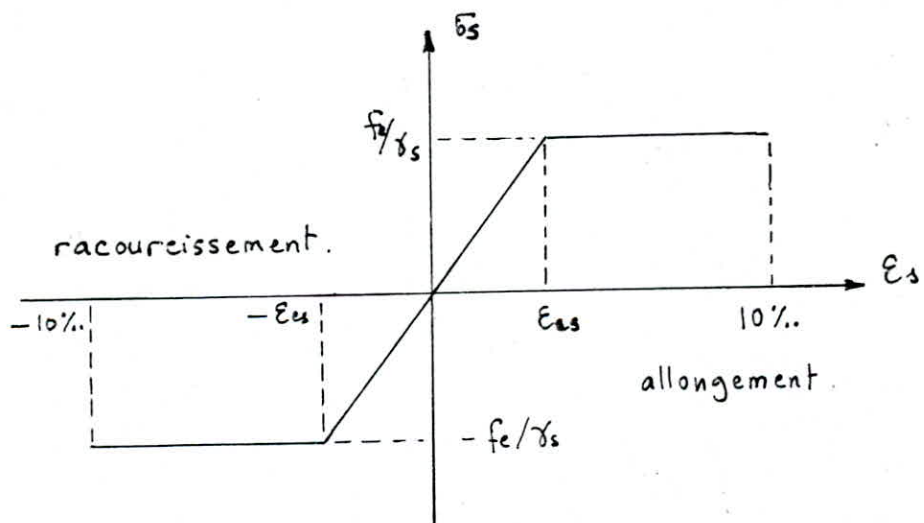
• Le module d'élasticité longitudinal $E = 2 \cdot 10^5$ MPa

• Le coefficient de Poisson est $\mu = 0.3$.

La fissuration étant préjudiciable donc les contraintes à l'E.L.S sont limitées à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[150 \eta ; \frac{2}{3} f_e \right] = 240 \text{ MPa.}$$

Le diagramme contraintes - déformations à l'ELU est le suivant :



$$\epsilon_{es} = \frac{f_e/\gamma_s}{E}$$

$\gamma_s = 1.15$ situation durable

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

hypothèses de calcul

Le calcul à l'état limite ultime (ELU) est conduit suivant les hypothèses suivantes :

1. Au cours de la déformation d'une poutre sous l'action d'un système quelconque de forces extérieures, les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions : (principe de Bernoulli).
2. La résistance du béton tendu est considérée comme nulle à cause de la fissuration.
3. Par suite de l'adhérence chaque armature subit la même déformation linéaire que le béton situé à son niveau.
4. Le raccourcissement relatif du béton ϵ_{bc} est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 3,5 \%$ en flexion ; $\epsilon_{bc} = 2 \%$ en compression simple
5. L'allongement relatif de l'acier tendu est limité à :
 $\epsilon_s = 10 \%$.
6. Le diagramme des déformations d'une section droite satisfait à la règle des 3 pivots ;
Cette règle se fixe pour objectif d'utiliser au mieux les matériaux acier et béton.

Pivot A (domaine 1) (fig)

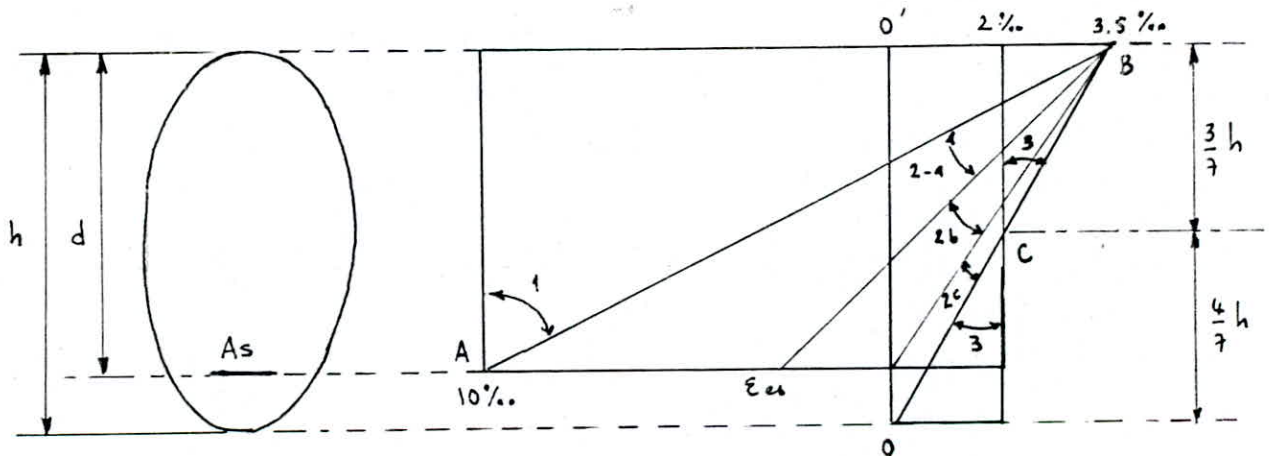
Le diagramme passe par le pivot A qui correspond à un allongement de 10% de l'armature la plus tendue ; l'acier est utilisé au maximum.

Pivot B (domaine 2)

C'est l'épuisement de la capacité portante du béton qui provoque la rupture, le raccourcissement du béton est de 3.5‰, la section est soumise à une flexion simple ou composée.

Pivot C (domaine 3)

La rupture est provoquée par l'épuisement de la capacité portante du béton à la compression simple, ou flexion composée; $\epsilon_{bc} = 2‰$.



CHAPITRE 3

PREDIMENSIONNEMENT

CHARGES ET SURCHARGES

charges et surcharges

Plancher terrasse

revêtement bicouche (4cm)	0,08	t/m ²
étanchéité multicouche	0,01	t/m ²
dalle pleine (15 cm)	0,375	t/m ²
charge permanente	0,465	t/m ²
surcharge statique	0,250	t/m ²
coefficient de majoration dynamique	1,15	
surcharge d'exploitation	0,288	t/m ²

Plancher courant

revêtement bicouche (4cm)	0,08	t/m ²
dalle pleine (15 cm)	0,375	t/m ²
charge permanente	0,455	t/m ²
surcharge d'exploitation	0,288	t/m ²

Plancher commerce

carrelage + chape (épaisseur totale 5cm)	0,104	t/m ²
dalle pleine (15 cm)	0,375	t/m ²
enduit de plâtre (2 cm)	0,036	t/m ²
Cloisons réparties	0,075	t/m ²
charge permanente	0,590	t/m ²
surcharge d'exploitation	0,400	t/m ²

Acrotère

poide propre	$2,5 \times 0,1 \times 1,20$	0,300	t/m ²
surcharge d'exploitation (main courante)		0,100	t/m ²

Escalier (interieur)

poide de la paillasse (15cm) :	$2,5 \cdot 0,15 / 0,859$	0,436	t/m ²
poide des marches (h=17,2cm)	$2,5 \cdot 0,172 / 2$	0,215	t/m ²
revêtement (carrelage + mortier 4cm)		0,084	t/m ²
poide du garde-corps		0,100	t/m ²
charge permanente		0,835	t/m ²
surcharge d'exploitation		0,250	t/m ²

palier :

poide propre dalle 15 cm		0,375	t/m ²
revêtement (4cm)		0,084	t/m ²
garde corps		0,100	t/m ²
Charge permanente		0,559	t/m ²
surcharge d'exploitation		0,250	t/m ²

Passerelle

dalle (15 cm)		0,375	t/m ²
revêtement (carrelage + mortier)		0,104	t/m ²
garde corps		0,100	t/m ²
Charge permanente		0,579	t/m ²
surcharge d'exploitation		0,400	t/m ²

Balcon

dalle pleine (15 cm)	0,375	t/m ²
carrelage + mortier (4 cm)	0,104	t/m ²
enduit de plâtre (2 cm)	0,036	t/m ²
garde-corps	0,100	t/m ²
	<hr/>	
charge permanente	0,615	t/m ²
surcharge d'exploitation	0,400	t/m ²

prédimensionnement

PLANCHER :

L'épaisseur des planchers est choisie en fonction des dimensions et des conditions d'appuis : $\beta = \frac{l_x}{l_y}$

$e \geq \frac{l_x}{20}$ dalles sur appuis simples avec $\beta \leq 0.4$

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ dalles continues avec $\beta \leq 0.4$.

$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$ dalles continues avec $0.4 < \beta \leq 1$

l_x et l_y étant les portées de la dalle ($l_y > l_x$)

Pour notre cas on a des dalles continues portant sur deux côtés

$$\beta = \frac{4.80}{15.20} = 0.31 \Rightarrow \frac{4.80}{35} \leq e \leq \frac{4.80}{30}$$

$$0.14 \leq e \leq 0.16 \text{ m.}$$

On prend une épaisseur de 15 cm pour tous les planchers et rampes.

POUTRES :

les poutres sont dimensionnées par la formule classique tout en vérifiant les prescriptions du RPA.

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$
$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

avec l : portée de la poutre.

On choisit pour :

$$l = 15.20 \text{ m}$$

$$h = 110 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} .$$

$$l = 4.80 \text{ m}$$

$$h = 50 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm} .$$

Les conditions du RPA à savoir :

$$h \geq 30 \text{ cm} ; b \geq 20 \text{ cm} \text{ et } \frac{h}{b} \leq 3$$

sont vérifiées .

POTEAUX :

Les poteaux sont dimensionnés en faisant une descente de charge et ils sont vérifiés conformément aux règles RPA.81 .

On a deux types de poteaux (80 x 40) et (40 x 40)

CHAPITRE 4

CALCUL DES RIGIDITES

Calcul des Rigidités

Le calcul des rigidités sera fait selon la méthode de 'MUTO'.

Exposé de la méthode

Pour l'analyse et le calcul des structures contreventées par des portiques sous charges horizontales (seisme ou vent) MUTO propose une rigidité relative calculée à partir de la rigidité d'un poteau parfaitement encasté à ses extrémités multipliée ensuite par un coefficient correcteur "a" tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds de ce poteau.

• Rigidité corrigée d'un poteau :

soit $r_j^{(i)\infty}$ la rigidité d'un poteau (i) d'un portique du niveau (j), supposé encasté à ses extrémités (avec poutre infiniment rigide) - (fig)

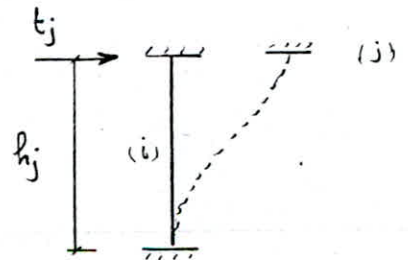
sous l'effort tranchant t_j , ce poteau subit un déplacement δ_j .

$$r_j^{(i)\infty} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j}$$

$$r_j^{(i)\infty} = 12 E I_j^{(i)} / h_j^3$$

$$\text{ou } r_j^{(i)\infty} = 12 E K_j^{(i)} / h_j^2$$

avec ...



$K_j^{(i)} = \frac{I_j^{(i)}}{h_j}$ rigidité linéaire (ou raideur) du poteau (i)

$I_j^{(i)}$ moment d'inertie du poteau (i) par rapport à un axe passant par le centre de gravité de la section transversale et perpendiculaire à (t_j) .

h_j hauteur d'étage j qui doit être la même pour des poteaux d'un même niveau.

$E = E_c = 11000 f_{c28}^{1/3}$ module de déformation longitudinale instantanée du béton.

La rigidité de ce poteau corrigée au sens de MuTO est :

$$r_j^{(i)} = a_j^{(i)} r_j^{(i)\infty} \quad \text{ou} \quad r_j^{(i)} = 12 \frac{E}{h^2} a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$

$a_j^{(i)}$ coefficient correcteur de MuTO fonction de la raideur du poteau (i) et des raideurs des poutres arrivant aux nœuds de ce poteau (tableau ci-après).

• Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique :

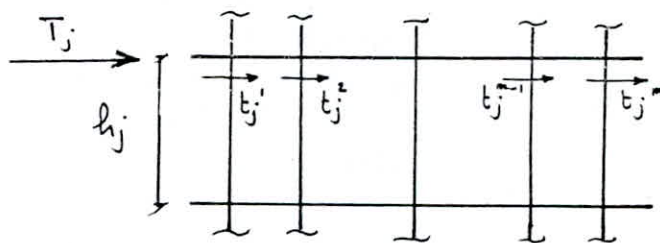
On appelle rigidité relative l'effort tranchant dû à un déplacement unitaire.

En supposant que tous les poteaux d'un même niveau subissent le même déplacement horizontal (dans l'hypothèse d'un plancher infiniment rigide), alors

la rigidité corrigée relative de niveau d'un portique est

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

$$h_j = \text{cte} \Rightarrow R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \sum_{i=1}^m a_j^{(i)} K_j^{(i)}$$



• Rigidité relative de niveau corrigée

$$R_j = \sum_{k=1}^n R_j^k$$

n : nombre de portique dans un sens au niveau j

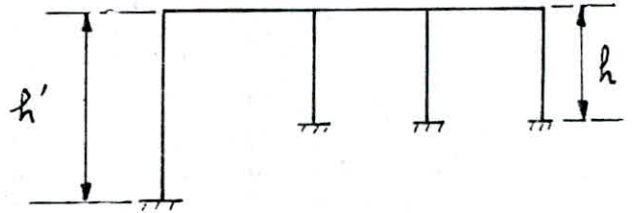
N.B : ces rigidités sont calculées dans les 2 sens ; longitudinal et transversal de la structure

• Valeurs du coefficient correcteur "a"

	Niveau ou étage courant		Premier niveau (RDC)	
	Poteau de rive	Pot. intermédiaire	Poteau de rive	Pot. intermédiaire
\bar{K}	$(K_1 + K_2) / 2 K_p$	$\frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_p}$	K_1 / K_p	$(K_1 + K_2) / K_p$
a	$\bar{K} / (2 + \bar{K})$		$(0.5 + \bar{K}) / (2 + \bar{K})$	

Remarque : si parmi les poteaux d'un étage il en existe un dont la hauteur est nettement différente des autres, MUTO recommande de corriger le coefficient a_j de ce poteau en fonction du rapport des hauteurs :

$$a'_j = a_j \cdot \left(\frac{h}{h'} \right)^2$$



Pour le calcul des rigidités de chaque bloc de notre ouvrage dans les deux sens (longitudinal et transversal.) On suivra les étapes suivantes :

1. Calcul des raideurs des poteaux et poutres

$$K_p = I/h \quad ; \quad K_t = I/l$$

I : moment d'inertie du poteau (ou de la poutre) .

h : hauteur d'étage .

l : portée entre-axe de la poutre .

2. Calcul du coefficient - a - .

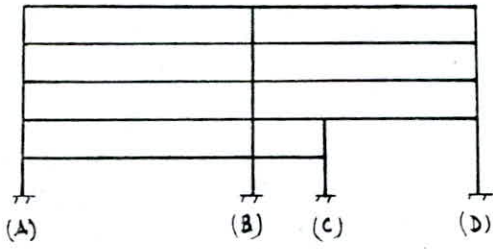
3. Calcul de la rigidité relative de niveau des portiques

4. Calcul des rigidités relatives de niveau .

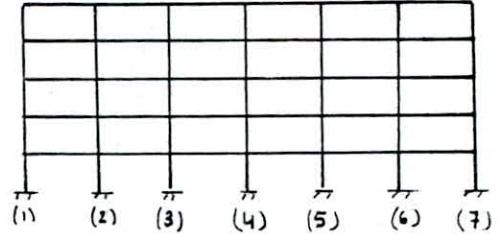
Les résultats sont données sous forme de tableaux .

N.B : le sens longitudinal est suivant la plus grande dimension en plan du bloc et le sens transversal suivant la plus petite .

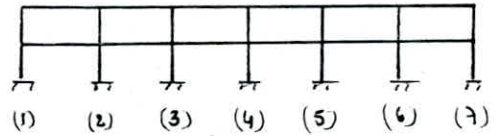
BLOC - (A)



- 1, 2, --- 7 -



- A, B & D -



- C -

		RIGIDITES DES PORTIQUES (R) [MN/m]		
		LONGITUDINAUX.	TRANSVERSAUX	
		1, 2 - - - 7	A, B & D	C
N I V E A U	5, 4, 3	169, 89	122, 27	-
	2	189, 10	122, 27	92, 21
	1	255, 68	188, 40	117, 39

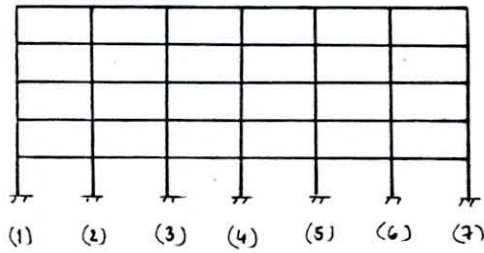
		RIGIDITES DES NIVEAUX (R) [MN/m]		
SENS	NIVEAU	5, 4 & 3	2	1
		LONGITUDINAL	1189, 23	1323, 7
	TRANSVERSAL	366, 81	459, 02	682, 59

BLOC (B) -

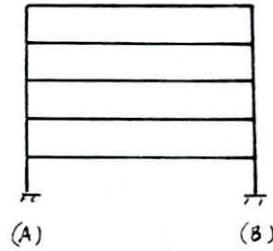
		RIGIDITES DES PORTIQUES R [MN/m]					
		NIVEAU					
		5	4	3	2	1	
P O R T I Q U E S	L O N G I T U D I N A L	1,					
		2	169,88	169,88	169,88	189,10	255,68
		3	257,45	257,45	257,45	191,34	255,68
		4	185,59	308,45	308,45	191,34	255,68
		5	134,67	185,61	308,45	191,34	255,68
		6	92,45	134,67	184,51	210,62	409,66
		7	92,45	134,67	184,51	185,61	282,11
	T R A N S V E R S A L	A, B	122,27	122,27	122,27	122,27	188,40
		C	-	22,33	51,28	92,01	117,36
		D	47,73	67,42	82,90	87,09	159,81
		E	-	22,33	36,81	38,93	-

		RIGIDITES DES NIVEAUX R [MN/m]				
SENS	NIVEAU	5	4	3	2	1
		LONGITUDINAL	1102,37	1360,61	1583,13	1348,45
	TRANSVERSAL	292,27	356,62	415,53	462,57	653,97

BLOC - (C) (ou (D))



- A & B -



- 1, 2...7 -

		RIGIDITES DES PORTIQUES (R) [MN/m]	
		LONGITUDINAUX A & B	TRANSVERSAUX 1, 2...7
NIVEAU	5, 4, 3, 2	122, 27	92, 42
	1	188, 40	179, 97

SENS \ NIVEAU		RIGIDITES DES NIVEAUX (R) [MN/m]	
		5, 4, 3 & 2	1
LONGITUDINAL		244, 54	376, 80
TRANSVERSAL		646, 94	1259, 79

CENTRE DE MASSE - CENTRE DE RIGIDITE (OU DE TORSION)
RIGIDITE A LA TORSION.

Après avoir calculé les rigidités relatives de niveaux des portiques on déterminera dans ce qui suit le centre de gravité de ces rigidités (ou centre de torsion) et le centre de masse pour chaque niveau ; Ces deux centres ne sont souvent pas confondus et leur excentricité provoque sous charges horizontales (seisme ou vent) une torsion. Cette torsion engendre une augmentation de l'effort tranchant qui doit être pris en compte dans le calcul des portiques.

CENTRE DE TORSION :

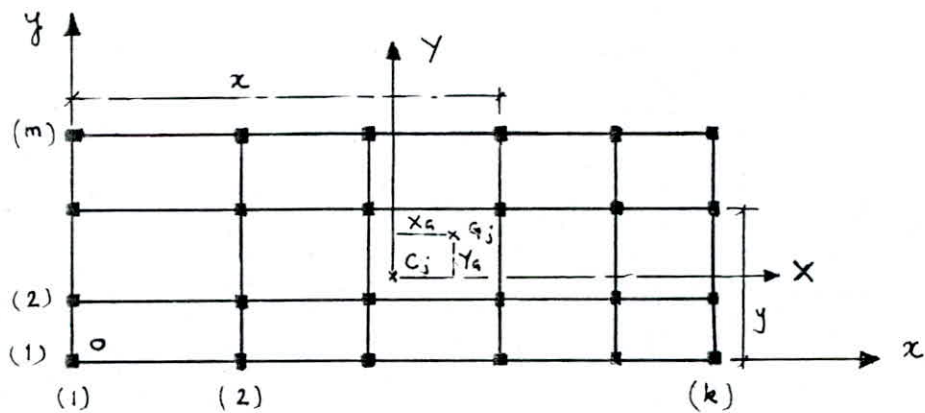
Par rapport à un repère arbitraire (xoy) (fig), les coordonnées du centre de torsion de l'étage (j) "C_j" sont données par :

$$x_{c_j} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)}} \quad ; \quad y_{c_j} = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} \cdot y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}}$$

pour fixer le repère (xoy), on prendra comme sens x le sens longitudinal, et le sens y transversal.

$x_j^{(t)}$: position à l'étage (j) d'un portique transversal / à oy

$y_j^{(l)}$: position " " " " longitudinal / à ox



CENTRE DE MASSE :

Par rapport au même repère xoy , les coordonnées du centre de masse " G_j " à l'étage (j) sont données par :

$$x_g = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \quad ; \quad y_g = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i}$$

Quand la répartition de la masse est uniforme sur la surface, ces coordonnées peuvent être calculées relativement aux surfaces des trames.

$$x_g = \frac{\sum \Omega_i \cdot x_i}{\sum \Omega_i} \quad ; \quad y_g = \frac{\sum \Omega_i \cdot y_i}{\sum \Omega_i}$$

EXCENTRICITE :

sens longitudinal

$$e_x = x_g = x_g - x_c .$$

sens transversal

$$e_y = y_g = y_g - y_c .$$

Toute fois le RPA (art. 3.3.5) exige une excentricité

à chaque niveau et dans les deux sens égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- e_x (ou e_y) calculé

RIGIDITE A LA TORSION

La rigidité à la torsion de l'étage (j) est donnée par :

$$R_{j\theta} = \sum_{k=1}^k R_{jy}^{(k)} \cdot X_j^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} \cdot Y_j^2$$

où X_j et Y_j sont les coordonnées des portiques respectivement transversaux et longitudinaux par rapport au nouveau repère (CXY).

BLOC A			
5%L = 1.52 m			
Niveau	5, 4, 3	2	1
x_g (m)	15,31	15,31	11,65
y_g (m)	14,08	14,08	14,40
x_c (m)	15,20	16,20	16,06
y_c (m)	14,40	14,40	14,40
e_x (m)	1,52	- 1,52	- 3,98
e_y (m)	- 1,52	- 1,52	1,52
R_{j0} (MN.m)	166097,96	180332,88	254432,64

BLOC B					
5%L = 1.52 m					
Niveau	5	4	3	2	1
x_g (m)	18,46	17,33	16,35	15,90	18,65
y_g (m)	12,06	12,38	13,31	13,74	14,85
x_c (m)	19,35	16,94	15,23	14,65	14,97
y_c (m)	12,22	13,54	14,79	14,52	15,40
e_x (m)	1,52	1,52	1,52	1,52	3,68
e_y (m)	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52
R_{j0} (MN.m)	115303,48	144380,27	170662,1	176782,5	266226,2

BLOC . C		
5%L = 1.44 m		
Niveau.	5, 4, 3 & 2	1
$e_x = e_y$ (m)	1,44	1,44
R_{j0} (MN.m)	73739,01	137866,51

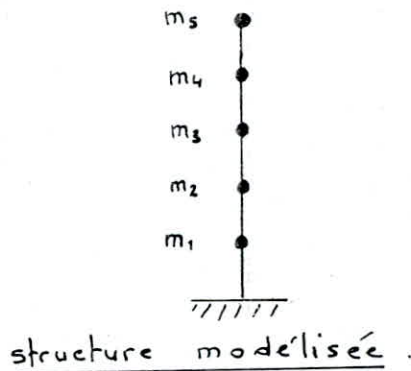
CHAPITRE 5

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

étude pseudo dynamique

Dans ce présent chapitre nous allons déterminer les périodes propres de vibration de notre ouvrage, pour ce faire nous utilisons la méthode de HOLZER qui se prête bien pour les bâtiments contreventés par des portiques.

La structure est modélisée par une console constituée de masses concentrées au niveau des planchers possédant un seul degré de liberté : le déplacement horizontal



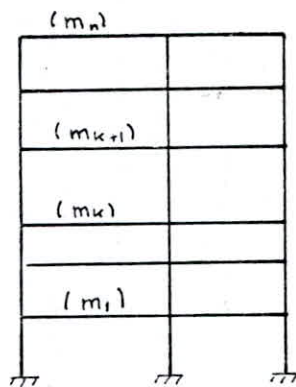
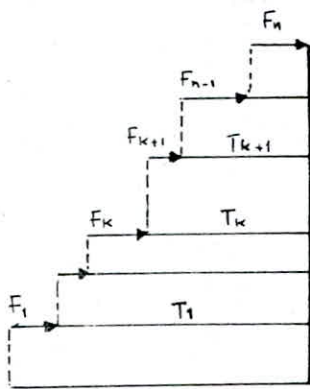
Exposé de la méthode de HOLZER.

La méthode de HOLZER est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative.

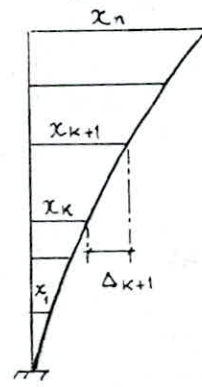
Soit un portique faisant partie d'un bâtiment à n étages et m rangées de poteaux (fig 1). A chaque niveau k est rattachée concentrée la masse m_k .

Supposons que par un moyen quelconque on a imposé par un

Choc un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique, mouvement qui se produira d'après la première forme de vibration (mode fondamental) pendant ce mouvement n'importe quel point de la structure aura une pulsation ω_1 , une fréquence f_1 et donc une période T_1 . Prenons une seule rangée de poteaux, l'allure de la déformée extrême est caractérisée par les déplacements maximaux (valeurs d'amplitudes) à l'aspect indiqué dans la fig (2)



- fig 1 -



- fig 2 -

A chaque niveau k et sur chaque masse " m_k " agira une force F_k ayant une valeur max $F_k = m_k \omega_1^2 x_k$

avec --

$$x(t) = x_k \sin(\omega_1 t + \varphi)$$

$$\dot{x}(t) = \omega_1 x_k \cos(\omega_1 t + \varphi)$$

$$\ddot{x}(t) = -\omega_1^2 x_k \sin(\omega_1 t + \varphi)$$

$$|\ddot{x}|_{\max} = \omega_1^2 x_k \Rightarrow F_{k \max} = m_k \omega_1^2 x_k$$

D'autre part on :

$$x_k = x_{k+1} - \Delta_{k+1}$$

$$\text{avec } \Delta_{k+1} = \frac{T_{k+1}}{R_{k+1}} \quad \text{et} \quad T_{k+1} = \sum_{r=k+1}^n F_r$$

On aura donc

$$x_k = x_{k+1} - \frac{\omega_i^2}{R_{k+1}} \sum_{r=1}^{r=n} m_r x_r$$

avec : Δ_{k+1} déplacement relatif du niveau $k+1$ / au niveau k

T_{k+1} effort tranchant qui produit le déplacement Δ_{k+1}

R_{k+1} rigidité relative du niveau $k+1$.

Le vecteur déplacement x est appelé forme propre ;
à chaque pulsation ω_i est associé une forme propre x_i
définie par :

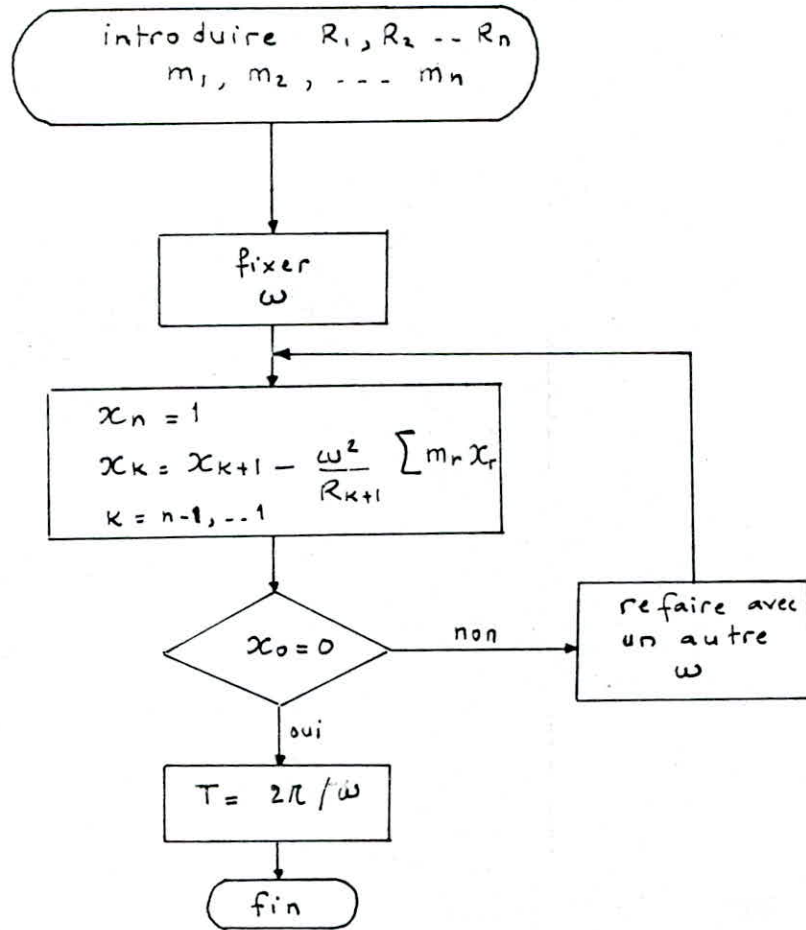
$$x_k = x_{k+1} - \frac{\omega_i^2}{R_{k+1}} \sum_{r=1}^n m_r x_r \quad (1)$$

Procédé de détermination des périodes propres :

Le calcul étant itératif, on se fixe ω au départ
et on calcule la forme propre associée à ω par la
formule (1) en partant de $x_n = 1$ (Hypothèse) jusqu'à
 x_0 qui doit être nul (déplacement relatif à la base = 0)
si $x_0 = 0$ alors ω est la pulsation cherchée, on
calcule dans ce cas $T = 2\pi / \omega$

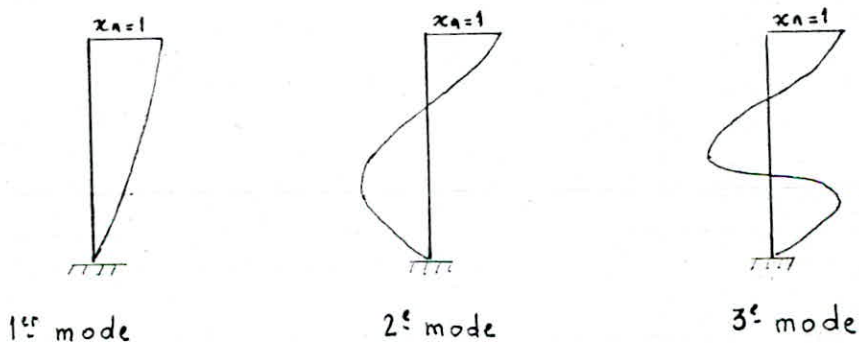
si $x_0 \neq 0$ on refait avec une autre pulsation ω .

Un organigramme simple de calcul est le suivant :



En général pour la détermination des périodes propres, les 3 premiers modes suffisent. Le 1^{er} mode étant caractérisé par un vecteur propre $\{x_1\}$ (forme propre) positif ne changeant pas de signe - dans le 2^{ème} mode $\{x_2\}$ change de signe une seule fois - et dans le 3^{ème} modes $\{x_3\}$ change de signe 2 fois.

Les 3 modes auront l'allure suivantes :



évaluation des poids de niveaux

Niveau	Bloc A (W_i [t])				
	5	4	3	2	1
Plancher	407,12	398,36	398,36	398,36	321,52
Retombée - Poutre 0,95 . 0,40	202,16	202,16	202,16	202,16	134,33
Retombée - Poutre 0,35 . 0,35	26,46	26,46	26,46	35,28	35,28
Poteaux 40 . 80	16,80	33,60	33,60	33,60	45,36
Poteaux 40x40	—	—	—	2,8	8,4
Acrotère escalier	17,76	17,76	17,76	17,76	6,72 12,13
$W_{TOTAL} = \sum W_i$	670,30	678,34	678,34	687,56	563,74

Niveau	Bloc B (W_i [t])				
	5	4	3	2	1
Plancher	293,73	320,61	359,27	375,87	336,82
Retombée - Poutre 0,95 . 0,40	149,15	163,59	182,78	187,53	148,77
Retombée - Poutre 0,35 . 0,35	24,82	29,23	32,99	41,04	39,14
Poteaux 40 . 80	13,60	28	29,60	30,04	47,20
Poteaux 40 . 40	0,80	2,40	4,40	7,20	14
Acrotère escalier	16,04	16,04	16,90	16,02	16,88 12,19
$W_{TOTAL} = \sum W_i$	498,14	559,87	625,94	658,06	615

Bloc C					
Niveau	5	4	3	2	1
Plancher	203,56	199,18	199,18	199,18	199,18
Retombée - Poutre 0,45 . 0,40	101,08	101,08	101,08	101,08	101,08
Retombée - Poutre 0,35 . 0,35	17,64	17,64	17,64	17,64	17,64
Poteaux 40 . 80	11,2	22,4	22,4	22,4	33,6
Poteaux x 40x40	/	/	/	/	/
Acrotère	21,84	21,84	21,84	21,84	21,84
$W_{TOTAL} = \sum W_i$	355,32	362,14	362,14	362,14	373,34

Formes et Périodes Propres

			BLOC A		
			SENS LONGITUDINAL		
			formes propres $\{x_i\}$		
NIVEAU	W_i [kg]	R_i [N/m] 10^7	1 ^{er} mode	2 ^e mode	3 ^e mode
			$\omega_1^2 = 181,4$ (rd/s) ²	$\omega_2^2 = 1434$	$\omega_3^2 = 3348$
5	670300	118,923	1,000	1,000	1,000
4	678340	118,923	0,902	0,202	-0,943
3	678340	118,923	0,714	-0,759	-1,032
2	687,560	132,370	0,455	-1,107	0,909
1	563,740	178,976	0,215	-0,669	1,011
Périodes T [s]			0,466	0,166	0,107
			SENS TRANSVERSAL		
			$\omega_1^2 = 56,5$	$\omega_2^2 = 459$	$\omega_3^2 = 1101,64$
5	670300	36,681	1,000	1,000	1,000
4	678340	36,681	0,897	0,161	-1,013
3	678340	36,681	0,700	-0,814	-0,962
2	687560	45,902	0,430	-1,098	1,049
1	563,740	68,261	0,178	-0,571	0,925
Périodes T [s]			0,836	0,293	0,189

BLOC 8

SENS LONGITUDINAL

formes propres $\{x_i\}$

NIVEAU	W_i [Kg]	R_i [M/m] 10^7	1 ^e mode	2 ^e mode	3 ^e mode
			$\omega_1^2 = 225,26$ (rad/s) ²	$\omega_2^2 = 1690,65$	$\omega_3^2 = 4195,47$
5	498140	110,237	1,000	1,000	1,000
4	559870	136,061	0,898	0,233	-0,902
3	625940	158,313	0,732	-0,549	-0,88
2	658060	134,845	0,524	-0,854	-0,600
1	615000	197,017	0,223	-0,507	1,107
Périodes T (s)			0,419	0,153	0,097

SENS TRANSVERSAL

	W_i [Kg]	R_i	$\omega_1^2 = 68,47$	$\omega_2^2 = 473,62$	$\omega_3^2 = 1156,39$
			1,000	1,000	1,000
5	498140	29,227	1,000	1,000	1,000
4	559870	35,662	0,881	0,181	-1,000
3	625940	41,553	0,686	-0,637	-0,794
2	658060	46,257	0,448	-0,869	0,782
1	615000	65,397	0,192	-0,485	0,894
Périodes T (s)			0,759	0,289	0,185

BLOC C

SENS LONGITUDINAL

formes propres $\{x_i\}$

NIVEAU	W_i [kg]	R_i [N/m] 10 ⁶	1 ^{er} mode	2 ^e mode	3 ^e mode
			$\omega_1^2 = 62,73$	$\omega_2^2 = 526,21$	$\omega_3^2 = 1269,66$
5	355320	244,54	1,000	1,000	1,000
4	362140	244,54	0,909	0,235	-0,845
3	362140	244,54	0,733	-0,713	-1,101
2	362140	244,54	0,489	-1,105	0,714
1	373340	376,80	0,200	-0,636	1,186
Périodes T (s)			0,793	0,274	0,176

SENS TRANSVERSAL

NIVEAU	W_i [kg]	R_i [N/m] 10 ⁶	$\omega_1^2 = 175,14$	$\omega_2^2 = 1469,65$	$\omega_3^2 = 3543,6$
			$\omega_1^2 = 175,14$	$\omega_2^2 = 1469,65$	$\omega_3^2 = 3543,6$
5	355320	646,94	1,000	1,000	1,000
4	362140	646,94	0,904	0,193	-0,946
3	362140	646,94	0,719	-0,773	-1,015
2	362140	646,94	0,464	-1,103	0,930
1	373340	1259,79	0,163	-0,525	1,031
Périodes T (s)			0,475	0,164	0,106

CHAPITRE 6

ETUDE AU SEISME

Evaluation des Forces Sismiques

SOLLICITATIONS MODALES

Les forces sismiques correspondant à chaque mode de vibration sont données par la relation suivante :

$$F_{ki} = \Gamma_i \cdot A \cdot B \cdot D_i \cdot Q \cdot W_k \cdot \chi_{ki}$$

avec : Γ_i facteur de contribution du mode i ; $\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \chi_{ki}}{\sum_{k=1}^n W_k \chi_{ki}^2}$

A coefficient d'accélération de zone (RPA-3.3.1.1)

B facteur de comportement de la structure (RPA 3.3.1.3)

D_i facteur d'amplification dynamique du mode i (RPA 3.3)

Q facteur de qualité (RPA) 3,3.1.4)

W_k poids revenant au plancher k

$\{\chi_{ki}\}$ vecteur propre correspondant au mode i

Les coefficients A, B et Q donnés par le RPA et correspondant à notre ouvrage sont :

$$A = 0,15 \quad ; \quad B = 0,25 \quad \text{et} \quad Q = 1,3.$$

Le facteur d'amplification dynamique (cas d'un sol meuble) est donné par

$$D_i = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T_i}} \quad \text{il doit être} \leq 2$$

SOLLICITATION RESULTANTE

Les différents modes ne sont pas en phase, et une addition arithmétique conduirait à des valeurs assez élevées, pour

tenir compte de cette différence de phase, il faut en général considérer une superposition quadratique.

$$F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2} = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + F_{k3}^2}$$

EFFORT TRANCHANT DE NIVEAU

L'effort tranchant de niveau j est donné par :

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

Forces Sismiques de Niveau

BLOC - A -

SENS LONGITUDINAL			
MODE	1 ^{er}	2 ^e	3 ^e
Γ_i	1,27	-0,40	0,16
D_i	2	2	2

F _{ki} [t]					F [t]	V [t]
N I V E A U	5	83	-26,14	8,04	87,39	87,39
	4	75,6	-5,08	-7,68	76,16	163,55
	3	58,97	20,44	-8,40	62,97	226,52
	2	37,03	29,65	+7,49	48,02	274,54
	1	15,42	14,33	6,73	22,90	297,44

SENS TRANSVERSAL			
Γ_i	1,439	-0,395	0,177
D_i	1,54	2	2

F _{ki} [t]					F [t]	V [t]
N I V E A U	5	72,7	-25,81	11,57	78	78
	4	66	-4,20	-11,86	67,19	145,19
	3	51,5	21,26	-11,26	56,84	202,03
	2	32,06	29,07	12,44	45,03	247,06
	1	10,88	12,40	9	18,79	265,85

BLOC - B -

SENS LONGITUDINAL

MODE	1 ^e	2 ^e	3 ^e
Γ_i	1,297	-0,54	0,213
D_i	2	2	2

		F_{ki} [t]		
NIVEAU	5	62,99	26,23	10,34
	4	63,58	-6,87	-10,49
	3	57,94	18,09	-11,44
	2	43,61	29,59	8,20
	1	17,34	16,42	14,14

F [t]	V [t]
69,01	69,01
64,80	133,81
61,77	195,58
53,34	248,92
27,75	276,67

SENS TRANSVERSAL

Γ_i	1,327	-0,474	0,215
D_i	1,62	2	2

		F_{ki} [t]		
NIVEAU	5	52,20	-23,02	10,44
	4	51,69	-4,68	-11,74
	3	45	18,43	-10,42
	2	30,9	26,43	10,79
	1	12,37	13,78	11,52

F [t]	V [t]
58,00	58
53,21	111,21
49,73	160,94
42,07	203,01
21,81	224,82

BLOC - C -

SENS LONGITUDINAL

Mode	1 ^e	2 ^e	3 ^e
Γ_i	1,264	-0,395	0,200
D_i	1,59	2	2

F_{ki}				
N I V E A U	5	34,81	-13,68	6,93
	4	32,25	-3,28	-5,97
	3	26,01	9,94	-7,77
	2	17,35	15,41	5,04
	1	7,31	9,14	8,63

F [t]	V [t]
38,04	38,04
32,96	71
28,91	99,91
23,75	123,66
14,54	138,20

SENS TRANSVERSAL

Mode	1 ^e	2 ^e	3 ^e
Γ_i	1,265	-0,399	0,208
D_i	2	2	2

F_{ki}				
N I V E A U	5	43,82	-13,82	7,20
	4	40,38	-2,72	-6,95
	3	32,11	10,89	-7,45
	2	20,72	15,54	6,83
	1	7,50	7,62	7,81

F [t]	V [t]
46,51	46,51
41,06	87,57
34,71	122,28
26,78	149,06
13,24	162,30

vérification au renversement

Chaque structure doit être calculée à fin de résister aux efforts qui provoquent un renversement de la structure.

A chaque niveau, l'augmentation du moment de renversement calculé à l'étage considéré doit être distribuée aux différents éléments résistants de ce niveau. Cette distribution peut se faire dans la même proportion que celle des efforts tranchants.

Le moment de renversement supporté par l'étage le plus-bas de cet élément doit être transmis à la fondation en tant que charge.

Moment de renversement = Moment extérieur en console + effort tranchant à la base $\times Z$

Z : étant la profondeur d'ancrage

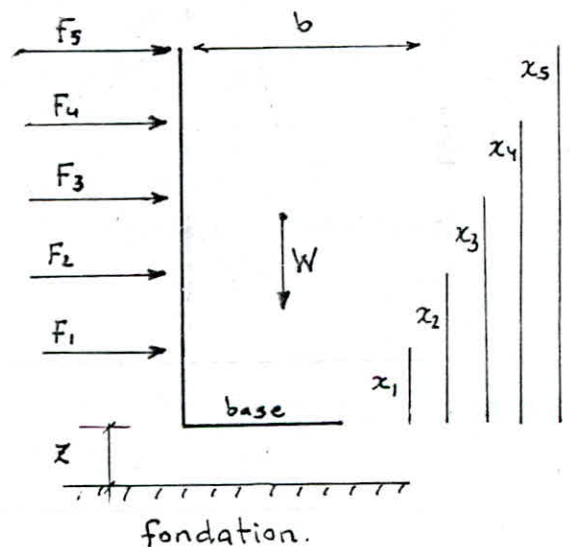
Moment extérieur en console :

$$\sum_{i=1}^5 F_i x_i$$

effort tranchant à la base :

$$Y = \sum_{i=1}^5 F_i$$

Moment résistant = $W \cdot \frac{b}{2}$



b : étant la dimension du bâtiment en plan dans le sens considéré

a) Sens longitudinal :

$$\sum F_i x_i = 22,9 \cdot 3,10 + 48,02 \cdot 6,20 + 62,97 \cdot 9,3 \\ + 76,16 \cdot 12,4 + 87,39 \cdot 15,5 = 3253,26 \text{ t.m}$$

$$H = \sum F_i = 22,9 + 48,02 + 62,97 + 76,16 + 87,39 = 297,44 \text{ t.}$$

Moment de renversement : $\sum F_i x_i + V \cdot z$

$$3253,26 + 297,44 \cdot 2 = 3848,14 \text{ t.m.}$$

Moment résistant : $W \cdot \frac{b}{2} = 3278,28 \cdot 15,20 = 49829,86 \text{ t.m.}$

Pour que la stabilité soit assurée, il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \gg 1,5$$

$$\frac{49829,86}{3848,14} = 12,95 > 1,5 \quad \text{vérifiée.}$$

a) Sens transversal :

$$\sum F_i x_i = 18,79 \cdot 3,10 + 45,03 \cdot 6,20 + 56,84 \cdot 9,3 + 67,19 \cdot 12,4 \\ + 78 \cdot 15,5 = 2908,20 \text{ t.m.}$$

$$V = \sum F_i = 265,85 \text{ t.}$$

Moment. ext $\neq V \cdot z = 3439,9 \text{ t.m.}$

Moment résistant $W \cdot \frac{b}{2} = 3278,28 \cdot 14,4 = 47207,23 \text{ t.m}$

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} = 13,72 > 1,5 \quad \text{vérifiée}$$

BLOC B.

$Z = 2 \text{ m}$

•) Sens longitudinal :

$$\text{Moment de renversement} = 3417,71 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment résistant} = W \cdot \frac{b}{z} = 2957,01 \cdot 15,20 = 44946,55 \text{ t.m}$$

$$\frac{44946,55}{3417,71} = 13,15 > 1,5 \quad \text{vérifié.}$$

•) Sens transversal

$$\text{Moment de renversement} = 2799,38 \text{ t.m.}$$

$$\text{Moment résistant} = 2957,01 \cdot 14,4 = 42580,94 \text{ t.m.}$$

$$\frac{42580,94}{2799,38} = 15,21 > 1,5 \quad \text{vérifié.}$$

BLOC C

$Z = 3,55 \text{ m}$

•) sens longitudinal :

$$\text{Moment de renversement} : 1943,21 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment résistant} = 1815,18 \cdot 14,4 = 26137,15 \text{ t.m.}$$

$$26137,15 / 1943,21 = 13,45 > 1,5$$

•) Sens transversal :

$$\text{Moment de renversement} : 2336,10 \text{ t.m}$$

$$\text{Moment résistant} : 1815,08 \cdot 7,6 = 13794,61 \text{ t.m}$$

$$13794,61 / 2336,10 = 5,9 > 1,5 \quad \text{vérifié.}$$

Déformations Horizontales

Le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la création du désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement du fait que les pièces en béton armé sont assez rigides et que seulement une partie de l'énergie est dissipée sous forme d'énergie élastique, ainsi sous les sollicitations horizontales, il ya lieu d'éviter le heurt de deux constructions voisines affectés de telles déplacements. On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable.

1) DETERMINATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS D'ETAGES (RPA 81. art. 3.3.7.1)

Les déplacements relatifs latéraux donnés par le RPA sont :

$$\delta_j = \frac{V_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B}$$

avec V_j : effort tranchant du niveau j .

R_j : rigidité relative du niveau j .

B : facteur de comportement de la structure

Le rapport $1/2B$ doit être au moins égal à 1.

Dans notre cas $B = 0,25 \rightarrow 1/2B = 2$

Les déplacements relatifs admissibles sont : $\bar{\delta}_j = 0,0075 \cdot h_j$
 h_j étant la hauteur d'étage j .

On doit donc vérifier que $\delta_j \leq \bar{\delta}_j$. (1)

Pour nous $h_j = \text{cte} = 3,10 \text{ m}$. $\Rightarrow \bar{\delta}_j = 2,33 \text{ cm}$

Les déplacements relatifs de niveau pour les 3 blocs sont les suivants :

- Bloc A -

SENS LONGITUDINAL				SENS TRANSVERSAL		
	V_j [t]	Q_j [t/cm]	δ_j (cm)	V_j [t]	Q_j [t/cm]	δ_j (cm)
5	87,39	1189,23	0,15	78	366,81	0,42
4	163,55	1189,23	0,27	145,19	366,81	0,79
3	226,52	1189,23	0,38	202,03	366,81	1,10
2	274,54	1323,70	0,41	247,06	459,02	1,08
1	294,44	1789,76	0,33	265,85	682,59	0,79

- Bloc B -

5	69,01	1102,37	0,13	58	292,27	0,40
4	133,81	1360,61	0,20	111,21	356,62	0,62
3	195,58	1583,13	0,25	160,94	415,53	0,77
2	248,92	1348,45	0,37	203,01	462,57	0,88
1	276,67	1970,17	0,28	224,82	653,97	0,69

- Bloc C -

5	38,04	244,54	0,31	46,51	646,94	0,14
4	71	244,54	0,58	87,57	646,94	0,27
3	99,91	244,54	0,82	122,28	646,94	0,38
2	123,66	244,54	1,01	149,06	646,94	0,46
1	138,20	376,80	0,73	162,03	1259,79	0,26

On voit ainsi que la condition (1) est bien vérifiée

*) DETERMINATION DE LA LARGEUR DU JOINT ENTREE

BLOCS

Sous l'action des secousses, tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement sans contact préjudiciable (RPA - art. 2.3.2.4) -

La largeur minimum admissible des joints parasismiques est 2 cm (RPA - art. 2.3.2.5) .

La largeur du joint minimale est calculée à partir des déplacements effectifs maximaux des blocs adjacents, Ces déplacements étant égaux à :

$$\delta_{\max} = \sum_{i=1}^5 \delta_i$$

pour le bloc (A) $\delta_{\max} \begin{cases} \text{sens longit.} = 1,54 \text{ cm} \\ \text{sens transv.} = 4,18 \text{ cm} \end{cases}$

bloc (B) $\delta_{\max} \begin{cases} \text{sens longit.} = 1,23 \text{ cm} \\ \text{sens transv.} = 3,36 \text{ cm} \end{cases}$

bloc (C) $\delta_{\max} \begin{cases} \text{sens longit.} = 1,51 \text{ cm} \\ \text{sens transv.} = 3,45 \text{ cm} \end{cases}$

Largeur minimal des joints :

- joint longitudinal = 6 cm.

$$\delta_{\max} = 3,45 + 1,54 = 4,99 \text{ cm}$$

- joint transversal = 8 cm

$$\delta_{\max} = 4,18 + 3,36 = 7,54 \text{ cm}$$

CHAPITRE 7

ETUDE AU VENT

Etude au Vent

L'objet de l'étude dans ce chapitre est l'évaluation des sollicitations engendrés par l'action du vent.

L'étude a été faite pour les trois blocs de notre ouvrage, mais nous n'exposerons ici que les résultats concernant le bloc (A) qui sont d'ailleurs les plus importants.

Le calcul est conduit suivant les règlements N.V. 65 exposés dans ce qui suit :

Les actions du vent sur les différentes faces de la constructions admettent une résultante géométrique R qui se décompose en :

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

\vec{T} : force de traînée, elle est parallèle à la direction du vent.

\vec{L} : force de dérive perpendiculaire à la direction du vent

\vec{U} : force de portance de direction verticale ascendante qui produit donc un soulèvement.

1) DETERMINATION DE LA FORCE DE TRAÎNÉE (T)

La force de traînée par unité de longueur est :

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot D \cdot q$$

avec :

C_t : coefficient de traînée lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale de la structure, il dépend donc de celle-ci et de l'élanement de l'ouvrage.

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$$

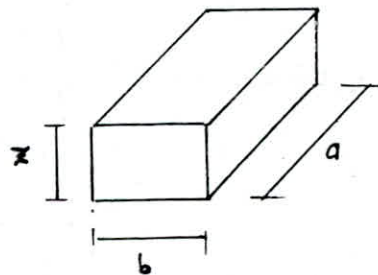
Notre ouvrage est de catégorie I (un prisme à 4 côtés)

$$\Rightarrow C_{t0} = 1,3$$

Le coefficient γ_0 est donné par le diagramme R.III-5, Règle NV.65, il dépend de l'élanement de la construction et de ses dimensions en plan. a et b ($a > b$)

$$a = 30,4^m; b = 28,8^m \text{ et } z = 17,5 \text{ m}$$

$$\lambda_a = \frac{z}{a}, \quad \lambda_b = \frac{z}{b}$$



• Vent normal à la grande face :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = 0,57 \\ b/a = 0,95 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1 \quad \Rightarrow \quad C_t = 1,3$$

• Vent normal à la petite face :

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = 0,61 \\ a/b = 1,05 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1 \quad \Rightarrow \quad C_t = 1,3$$

✓ β : coefficient de majoration dynamique lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration T de la construction et de la cote z du niveau considéré

pour le vent normal
$$\beta_n = \max \left[\theta \left(1 + \frac{z}{T} \right), 1 \right]$$

avec $\theta = 0,70$ pour $z \leq 30 \text{ m}$

$\theta = 0,70 + 0,01(z - 30)$ pour $30 < z < 60 \text{ m}$

$\theta = 1$ pour $z \geq 60^m$

pour nous $z < 30^m \rightarrow \theta = 0,70$.

θ est donné en fonction de la période T du mode

fondamental et pour des ouvrages de divers degrés d'amortissement par l'un des diagrammes fig. R.III-3. (NV 65).

$$\text{sens longitudinal } T_L = 0,466 \text{ s} \rightarrow \xi_L = 0,4$$

$$\text{sens transversal } T_t = 0,836 \text{ s} \rightarrow \xi_t = 0,7$$

T : coefficient de pulsation il est fonction de la hauteur du niveau considéré

$$\text{notre cas } H = 15,5 \text{ m} \rightarrow T = 0,34$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_L &= 0,70 (1 + 0,4 \cdot 0,34) = 0,79 \\ \beta_t &= 0,70 (1 + 0,7 \cdot 0,34) = 0,86 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \beta = 1$$

δ : coefficient de réduction, il tient compte de l'effet des dimensions - il est donné par le tableau R.III.2 en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent et de la cote Z du niveau considéré.

L'inclusion du coefficient δ fait suite aux observations selon lesquelles la force du vent agit par "paquets" localisés de dimensions relativement faibles. Le coefficient δ est destiné à pénaliser les éléments de construction relativement petits par rapport aux ouvrages de grandes dimensions. En effet ces derniers présentent une plus faible probabilité d'être frappés sur la totalité de leur surface par la même pression du vent.

$$\text{pour notre cas : } \delta_L = 0,765 \quad ; \quad \delta_t = 0,77$$

q : pression du vent ; dépend du site et de la hauteur de l'ouvrage.

$$q = K_m \cdot K_s \cdot q_H$$

K_m : coefficient de masque (site non protégé) $K_m = 1$.

K_s : coefficient de site (site normal, région II) $K_s = 1$.

q_H : pression dynamique $q_H = 2,5 q_{10} \frac{H+18}{H+60}$

q_{10} : pression de base qui s'exerce à une hauteur de 10 m au dessus du sol pour un site normal

$$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$$

pour $H = 17,5 \text{ m} \Rightarrow q_H = 80,16 \text{ Kg/m}^2$

└ largeur du maître-couple : D

vent longitudinal $D_L = 28,8 \text{ m}$

vent transversal $D_T = 30,4 \text{ m}$

2) DETERMINATION DE LA FORCE DE DERIVE (L)

Cette force prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN dont la période est d'après l'annexe 8.31 NV65 lorsque $T = T_K$

$$T = \frac{d}{S \cdot v} \quad \text{ou} \quad d: \text{largeur du maître-couple}$$

S: Nombre de Strouhal

v: vitesse du fluide

Ces tourbillons n'apparaissent que pour des vitesses faibles ($v \leq 25 \text{ m/s}$). Généralement seuls les ouvrages de très grande hauteur et de période propre importante ($\geq 1,5 \text{ s}$), nécessitent un calcul à la résonance.

sens longitudinal $V_{cr} = \frac{d}{S T_u} = \frac{28,8}{0,25 \cdot 0,466} = 247,21 \text{ m/s}$

sens transversal $V_{cr} = \frac{30,4}{0,25 \cdot 0,836} = 145,45 \text{ m/s}$

V_{cr} dans les 2 sens est supérieure à 25 m/s donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul à la résonance.

3) DETERMINATION DE LA FORCE DE PORTANCE (U)

Cette force est donnée par $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$.

C_u : coefficient de portance $C_u = C_i - C_e$

C_i : coefficient de surpression intérieur pour la terrasse

contraction fermée $\rightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,380) = 0,3$

C_e : coefficient de dépression extérieur pour la terrasse

$\alpha = 0$ (inclinaison du toit)
 $\delta_0 = 1$ } $\Rightarrow C_e = -0,5$.

$\rightarrow C_u = C_i - C_e = 0,8$.

δ : coefficient de dimension.

La plus grande dimension de la toiture est $d = 30,4 \text{ m}$.

$d = 30,4 \text{ m}$
 $z = 17,5 \text{ m}$ } $\Rightarrow \delta = 0,765$ (fig R III-2 N 65)

S_u : aire de la surface de terrasse: $S_u = 875,52 \text{ m}^2$

$U = 0,8 \cdot 0,765 \cdot 80,16 \cdot 875,52 = 42951,19 \text{ kg}$

cas extrême $U_e = 1,75 U_n = 75,16 \text{ t}$.

Comme le poids de la structure $W = 3278,28 \text{ t} \gg U_e$
 donc il n'y a pas risque de soulèvement.

4) CALCUL DE LA FORCE DE TRAINEE DE NIVEAU

$T = C_e \cdot \beta \cdot S \cdot D \cdot q$ tous les coefficients étant déterminés

$T_e = 1.3 \cdot 1 \cdot 0.77 \cdot 30.4 \cdot q = 30.43 \cdot q$: sens transversal

$T_L = 1.3 \cdot 1 \cdot 0.765 \cdot 28.8 \cdot q = 28.64 \cdot q$: sens longitudinal

Pour les différents niveaux les valeurs sont données dans le tableau

suivant :

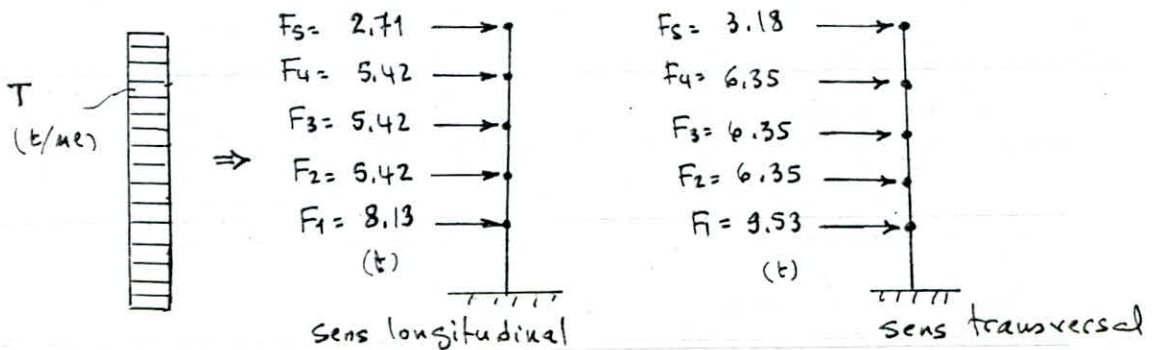
H (m)	q (kg/m ³)	T _e (kg/ml)	T _L (kg/m)
15.5	77.65	2052.29	1757.22
12.4	73.48	1942.29	1662.85
9.3	68.94	1822.08	1560.11
6.2	63.97	1690.73	1447.64
3.10	58.52	1546.68	1324.31
0	52.5	1387.57	1188.07

Nous adopterons pour le calcul des diagrammes linéaires uniforme en élévation. - Nous considérons donc que notre structure est sollicitée par un vent de pression uniforme, constante en hauteur égale à :

dans le sens longitudinal $T_L = 1757.22 \text{ kg/ml} = 1.76 \text{ t/ml}$

dans le sens transversal $T_e = 2052.29 \text{ kg/ml} = 2.05 \text{ t/ml}$

5) Forces revenant à chaque niveau.



CHAPITRE 8

CHARGES HORIZONTALES

Charges Horizontales

Le but de ce présent chapitre est d'évaluer les sollicitations engendrées par les charges horizontales (seisme, vent) dans les portiques (poteaux et poutres), pour cela nous utiliserons la méthode de MUTO.

On donnera les résultats concernant le bloc (A).

Étapes de Calcul

1) Efforts tranchants dans les portiques :

L'effort tranchant de niveau j , V_j est distribué entre les portiques de ce niveau comme suit :

$$\text{portiques longitudinaux } T_{jx} = V_{jx} = \frac{R_j^l}{R_j^l} + V_{jx} \cdot e_y \frac{R_j^l}{R_{j0}} \cdot Y_j$$

$$\text{portique transversaux } T_{jy} = V_{jy} \frac{R_j^t}{R_j^t} + V_{jy} \cdot e_x \frac{R_j^t}{R_{j0}} X_j$$

L'effort tranchant V_j est distribué entre les portiques proportionnellement à leur rigidités (1^{er} terme), le 2^e terme étant l'effort tranchant dû à la torsion provoqué par l'excentricité (e_x ou e_y).

Y_j et X_j position des portiques respectivement longitudinaux et transversaux / au repère (CXY).

Ce 2^e terme doit être négligé s'il est négatif (RPA art 3.3.5)

2) Efforts tranchants revenant aux poteaux :

L'effort tranchant d'un portique au niveau j T_j est distribué entre les poteaux de ce portique proportionnellement à leur rigidités

$$\text{poteau } i \quad t_j^{(i)} = \frac{a_i k_i}{\sum a_j k_j} \cdot T_j$$

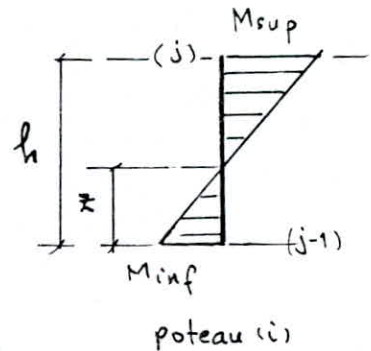
3) Moments fléchissant dans les poteaux

$$M_{sup} = t_j (h - z) .$$

$$M_{inf} = t_j z .$$

avec $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

et $z = y \cdot h$



z : position du point d'inflexion, calculée

en fonction des caractéristiques géométriques du portique

y_0 : coefficient donné par des tableaux (MUTO) en fonction de \bar{k} , du nombre total de niveau du portique, et du rang de niveau occupé par le poteau considéré.

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire des poutres supérieures et inférieures

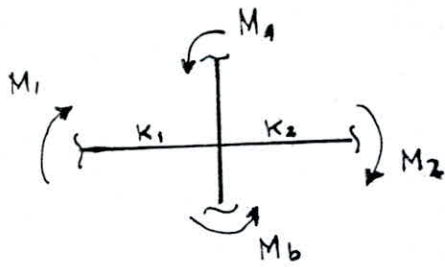
y_2 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage supérieur adjacent.

y_3 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage inférieur adjacent.

tous ces coefficients sont donnés par des tableaux.

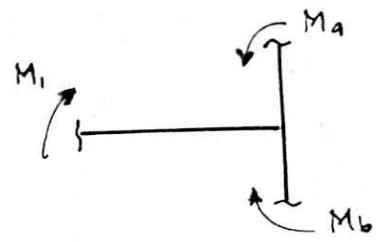
4) Moments dans les poutres

Dans un nœud donné, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud se répartit entre les poutres proportionnellement à leur rigidités linéaires, ainsi l'équilibre du nœud sera assuré.



$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2} \cdot (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2} \cdot (M_a + M_b)$$



$$M_1 = M_a + M_b$$

5) Moments en travées

A partir des moments aux noeuds On peut calculer aisément le moment en travée

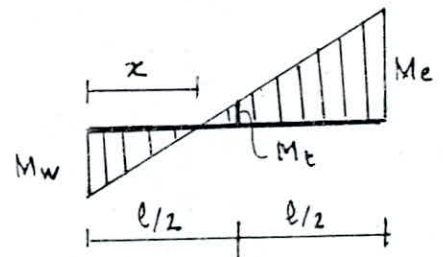
Considérons la poutre isolée avec les moments aux noeuds ; On a

$$\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \quad (\text{triangles semblables})$$

$$\Rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} \cdot l$$

$$\text{et } \frac{x}{M_w} = \frac{l/2 - x}{M_e}$$

$$\Rightarrow M_e = \frac{M_e - M_w}{2}$$



(fig. 1)

6) Efforts tranchants dans les poutres

Ils sont calculés à partir des moments aux noeuds.

Pour une travée indépendante (fig. 1), l'équation du moment est :

$$M = ax + b \quad \text{et} \quad T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$\text{à } x=0 \rightarrow M = M_w \rightarrow b = M_w$$

$$\text{à } x=l \rightarrow M = -M_e \rightarrow -M_e = a \cdot l + M_w$$

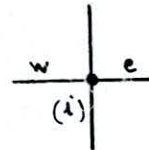
$$\Rightarrow T = - \frac{M_w + M_e}{l}$$

7) Efforts normaux dans les poteaux

Pour un nœud considéré, les efforts tranchants dans les poutres à droite et à gauche de ce nœud seront transmis comme effort normal dans le poteau.

pour un nœud (i)

$$N_i = - (T_{ie} - T_{iw})$$



Convention de signe :

$N_i < 0$ → traction .

$N_i > 0$ → compression .

REPARTITION DES EFFORTS HORIZENTAUX (SEISME - VENT)

BLOC A - SENS LONGITUDINAL -

Niv	Portique	SEISME		VENT	
		V [t]	T [t]	V [t]	T [t]
5	1	87,39	14,36	2,71	0,44
	2		13,71		0,42
	3		13,06		0,40
	4,5,6,7		12,41		0,38
4	1	163,55	26,88	8,13	1,33
	2		25,67		1,27
	3		24,45		1,21
	4,5,6,7		23,23		1,15
3	1	226,52	37,23	13,55	2,22
	2		35,54		2,12
	3		33,86		2,02
	4,5,6,7		32,17		1,92
2	1	274,54	45,93	18,97	3,17
	2		43,69		3,02
	3		41,46		2,86
	4,5,6,7		39,22		2,71
1	1	297,44	49,03	27,10	4,47
	2,		46,85		4,27
	3		44,67		4,07
	4,5,6,7		42,49		3,87

Bloc A - SENS TRANSVERSAL -

Niv.	Portique	SEISME		VENT	
		V [t]	T [t]	V [t]	T [t]
5	A, B	78	26	3.18	1.06
	D		27.33		1.11
4	A, B	145.19	48.40	9.53	3.18
	D		50.88		3.34
3	A, B	202.03	67.34	15.88	5.29
	D		70.79		5.56
2	A	247.06	69.43	22.23	6.22
	B		66.03		5.94
	C		49.63		4.46
	D		65.81		5.92
1	A	265.85	86.03	31.76	10.28
	B		74.06		8.85
	C		45.72		5.46
	D		73.38		8.77

MOMENTS DANS LES POTEAUX

PORTIQUE LONGITUDINAL 2.

Niv	Poteau	y (m)	SEISME			VENT		
			E	M _{sup}	M _{inf}	E	M _{sup}	M _{inf}
5	A2	0.30	3.75	8.18	3.50	0.11	0.24	0.10
		0.30						
	B2	0.35	6.24	12.57	6.77	0.19	0.38	0.21
		0.30						
	D2	0.30	3.77	8.18	3.50	0.11	0.24	0.10
		0.30						
4	A2	0.40	7.02	13.09	8.73	0.35	0.65	0.43
		0.40						
	B2	0.45	11.63	19.88	16.26	0.57	0.97	0.79
		0.40						
	D2	0.40	7.02	13.09	8.73	0.35	0.65	0.43
		0.40						
3	A2	0.45	9.72	16.57	13.56	0.58	0.99	0.81
		0.45						
	B2	0.45	16.10	27.45	22.46	0.96	1.64	1.34
		0.45						
	D2	0.45	9.72	16.66	13.63	0.58	0.99	0.81
		0.45						
2	A2	0.50	8.10	12.55	12.55	0.56	0.87	0.87
		0.50						
	B2	0.50	20.05	31.08	31.08	1.39	2.15	2.15
		0.50						
	C2	0.50	4.31	6.68	6.68	0.30	0.46	0.46
		0.50						
D2	0.50	11.25	34.87	34.87	0.78	1.21	1.21	
	0.50							
1	A2	0.74	16.48	13.28	37.80	1.50	1.21	3.44
		0.70						
	B2	0.60	25.81	32	4.8	2.35	2.91	4.37
		0.60						
	C2	0.50	4.56	7.07	7.07	0.42	0.65	0.65
		0.50						

y ↑ seisme
↓ vent

PORTIQUE TRANSVERSAL B .

Niv	Poteau	y (m)	SEISME			VENT		
			t [t]	M _{sup}	M _{inf}	t [t]	M _{sup}	M _{inf}
5	B1	0.30	2.54	5.51	2.36	0.31	0.67	0.29
		0.30						
	B2 → B6	0.35	4.18	8.42	4.53	0.51	1.03	0.55
		0.30						
	B7	0.35	2.54	5.51	2.36	0.31	0.67	0.29
		0.30						
4	B1	0.40	4.72	8.78	5.85	0.93	1.73	1.15
		0.35						
	B2 → B6	0.45	7.79	13.28	10.87	1.53	2.61	2.13
		0.40						
	B7	0.40	4.72	8.78	5.85	0.93	1.73	1.15
		0.35						
3	B1	0.45	6.57	11.20	9.16	1.55	2.64	2.16
		0.45						
	B2 → B6	0.48	10.84	18.15	15.46	2.56	4.28	3.65
		0.45						
	B7	0.45	6.57	11.20	9.16	1.55	2.64	2.16
		0.45						
2	B1	0.50	6.45	10	10	2.17	3.36	3.36
		0.50						
	B2 → B6	0.50	10.63	16.48	16.48	3.58	5.55	5.55
		0.50						
	B7	0.50	6.45	10	10	2.17	3.36	3.36
		0.50						
1	B1	0.70	8.94	8.31	19.40	3.84	3.57	8.33
		0.70						
	B2 → B6	0.50	11.22	17.04	17.74	4.82	7.62	7.32
		0.50						
	B7	0.70	8.94	8.31	19.40	3.84	3.57	8.33
		0.70						

EFFORTS DANS LES POUTRES

- PORTIQUE TRANSVERSAL 8 -

Niv	Poutre	SEISME				VENT			
		M _w	M _e	M _t	T	M _w	M _e	M _t	T
5	1-2	5.52	4.21	0.65	-2.03	0.67	0.51	0.08	-0.24
	2-3/5-6	4.21	4.21	0	-1.75	0.51	0.51	0	-1.75
	6-7	4.21	5.52	-0.65	-2.03	0.51	0.67	-0.08	-0.24
4	1-2	11.40	8.90	1.12	-4.17	2.02	1.58	0.22	-0.75
	2-3/5-6	8.90	8.90	0	-3.71	1.58	1.58	0	-0.66
	6-7	8.90	11.14	-1.12	-4.17	1.58	2.02	-0.22	-0.75
3	1-2	17.05	14.51	1.27	-6.57	3.79	3.20	0.29	-1.45
	2-3/5-6	14.51	14.51	0	-6.04	3.20	3.20	0	-1.33
	6-7	14.51	17.05	-1.27	-6.57	3.20	3.79	-0.29	-1.45
2	1-2	19.16	12.73	3.21	-6.64	5.52	4.6	0.46	-2.11
	2-3/5-6	12.73	12.73	0	-5.30	4.6	4.60	0	-1.92
	6-7	12.73	19.16	-3.21	-6.64	4.6	5.56	-0.46	-2.11
1	1-2	18.31	13.52	2.39	-6.63	6.93	6.58	0.17	-2.81
	2-3/5-6	13.52	13.52	0	-5.61	6.58	6.58	0	-2.74
	6-7	13.52	18.31	-2.39	-6.63	6.58	6.93	-0.17	-2.81

- PORTIQUE LONGITUDINAL 2 -

Niv	Poutre	SEISME				VENT			
		M _w	M _e	M _t	T	M _w	M _e	M _t	T
5	A-B	8.18	6.28	0.95	-0.95	0.24	0.19	0.025	-0.028
	B-D	6.28	8.18	-0.95	-0.95	0.19	0.24	-0.025	-0.028
4	A-B	16.59	13.32	1.63	-1.97	0.75	0.59	0.08	-0.09
	B-D	13.32	16.59	-1.63	-1.97	0.59	0.75	-0.08	-0.09
3	A-B	25.39	21.92	1.73	-3.11	1.42	1.21	0.10	-0.17
	B-D	21.92	25.39	-1.73	-3.11	1.21	1.42	-0.10	-0.17
2	A-B	26.11	13.25	6.43	-2.59	1.68	0.86	0.66	-0.13
	B-C	40.21	4.48	17.86	-10.15	2.63	0.31	1.16	-0.19
	C-D	2.20	48.43	-23.11	-5.27	0.15	2.02	-0.93	-0.14
1	A-B	25.83	15.61	5.11	-2.73	2.08	1.25	0.41	-0.22
	B-C	47.47	13.75	16.86	-13.91	3.81	1.11	1.35	-0.32

- PORTIQUE TRANSVERSAL C -

MOMENTS DANS LES POTEAUX

Niv	Poteau	SEISME			VENT			y (m)
		t	M _{sup}	M _{inf}	t	M _{sup}	M _{inf}	
2	C1	5.29	8.20	8.20	0.47	0.74	0.74	0.50
	C2..C6	7.81	12.10	12.10	0.70	1.08	1.08	0.50
								0.50
C7	5.29	8.20	8.20	0.47	0.74	0.74	0.50	
1	C1	5.55	6.20	11.02	0.66	0.74	1.32	0.64
	C2..C6	6.92	8.80	12.66	0.83	1.15	1.41	0.64
								0.53
C7	5.55	6.20	11.02	0.66	0.74	1.32	0.55	
								0.64

EFFORTS DANS LES POUTRES

Niv	Poutre	SEISME				VENT			
		M _w	M _e	M _t	T	M _w	M _e	M _t	T
2	1-2	8.20	6.02	1.09	-2.96	0.74	0.54	0.097	-0.26
	2-3 / 5-6	6.02	6.02	0	-2.51	0.54	0.54	0	-0.23
	6-7	6.02	8.20	-1.09	-2.96	0.54	0.74	-0.097	-0.26
1	1-2	14.4	10.45	1.97	-5.18	1.48	1.12	0.18	-0.54
	2-3 / 5-6	10.45	10.45	0	-4.35	1.12	1.12	0	-0.46
	6-7	10.45	14.4	-1.97	-5.18	1.12	1.48	-0.18	-0.54

EFFORTS DANS LES POTEAUX

Niv	Poteau	SEISME				VENT			
		M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum}
2	1c	8.20	8.20	-2.96	-2.96	0.74	0.74	-0.26	-0.26
	2c	12.10	12.10	0.45	0.45	1.08	1.08	0.04	0.04
	3c-5c	12.10	12.10	0	0	1.08	1.08	0	0
	6c	12.10	12.10	-0.45	-0.45	1.08	1.08	-0.04	-0.04
	7c	8.20	8.20	2.96	2.96	0.74	0.74	0.26	0.26
1	1c	6.20	11.02	-5.18	-8.14	0.74	1.31	-0.54	-0.81
	2c	6.20	12.66	0.82	1.28	1.15	1.41	0.07	0.11
	3c-5c	8.80	12.66	0	0	1.15	1.41	0	0
	6c	8.80	12.66	-0.82	-1.28	1.15	1.41	-0.07	-0.11
	7c	6.20	11.02	5.18	8.14	0.74	1.31	0.54	0.81

EFFORTS DANS LES POTEAUX

PORTIQUE LONGITUDINAL 2-

		SEISME			
Niv	Poteau	M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum}
5	A2	8.18	3.50	-0.95	-0.95
	B2	12.57	6.77	0.	0.
	D2	8.18	3.50	0.95	0.95
4	A2	13.09	8.73	-1.97	-2.92
	B2	19.88	16.26	0	0
	D2	13.09	8.73	1.97	2.92
3	A2	16.57	13.56	-3.11	-6.03
	B2	27.45	22.46	0	0
	D2	16.66	13.63	3.11	6.03
2	A2	12.55	12.55	-2.59	-8.62
	B2	31.08	31.08	-0.35	-0.35
	C2	6.68	6.68	-0.39	-0.39
	D2	34.87	34.87	3.33	9.36
1	A2	13.28	37.80	-2.73	-11.35
	B2	32	48	-1.3	-1.65
	C2	7.07	7.07	4.03	3.64

		VENT			
Niv	Poteau	M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum}
5	A2	0.24	0.10	-0.028	-0.028
	B2	0.38	0.21	0	0
	D2	0.24	0.10	0.028	0.028
4	A2	0.65	0.43	-0.09	-0.12
	B2	0.97	0.79	0	0
	D2	0.65	0.43	0.09	0.12
3	A2	0.99	0.81	-0.17	-0.29
	B2	1.64	1.34	0	0
	D2	0.99	0.81	0.17	0.29
2	A2	0.87	0.87	-0.13	-0.42
	B2	2.15	2.15	-0.06	-0.06
	C2	0.46	0.46	0.05	0.05
	D2	1.21	1.21	0.14	0.43
1	A2	1.21	3.44	-0.22	-0.64
	B2	2.91	4.37	-0.1	-0.16
	C2	0.65	0.65	0.32	0.37

PORTIQUE TRANSVERSAL B

Niv.	Poteau	SEISME				VENT			
		M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum.}	M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum.}
5	B1	5.51	2.36	-2.03	-2.03	0.67	0.29	-0.24	-0.24
	B2	8.42	4.53	0.28	0.28	1.03	0.55	0.03	0.03
	B3..B5	8.42	4.53	0	0	1.03	0.55	0	0
	B6	8.42	4.53	-0.28	-0.28	1.03	0.55	-0.03	-0.03
	B7	5.51	2.36	2.03	2.03	0.67	0.29	0.24	0.24
4	B1	8.78	5.85	-4.17	-6.2	1.73	1.15	-0.75	-0.99
	B2	13.28	10.87	0.46	0.74	2.61	2.13	0.09	0.12
	B3..B5	13.28	10.87	0	0	2.61	2.13	0	0
	B6	13.28	10.87	-0.46	-0.74	2.61	2.13	-0.09	-0.12
	B7	8.78	5.85	4.17	6.2	1.73	1.15	0.75	0.99
3	B1	11.20	9.16	-6.57	-12.77	2.64	2.16	-1.45	-2.44
	B2	18.15	15.46	0.53	1.27	4.28	3.65	0.12	0.24
	B3..B5	18.15	15.46	0	0	4.28	3.65	0	0
	B6	18.15	15.46	-0.53	-1.27	4.28	3.65	-0.12	-0.24
	B7	11.20	9.16	6.57	12.77	2.64	2.16	1.45	2.44
2	B1	10	10	-6.64	-19.41	3.36	3.36	-2.11	-4.55
	B2	16.48	16.48	1.34	2.61	5.55	5.55	0.19	0.43
	B3..B5	16.48	16.48	0	0	5.55	5.55	0	0
	B6	16.48	16.48	-1.34	-2.61	5.55	5.55	-0.19	-0.43
	B7	10	10	6.64	19.41	3.36	3.36	2.11	4.55
1	B1	8.31	19.40	-6.63	-26.04	3.57	8.33	-2.81	-7.36
	B2	17.04	17.74	1	3.61	7.62	7.32	0.07	0.56
	B3..B5	17.04	17.74	0	0	7.62	7.32	0	0
	B6	17.04	17.04	-1	-3.61	7.62	7.32	-0.07	-0.56
	B7	8.31	19.40	6.63	26.04	3.57	8.33	2.81	7.36

CHAPITRE 9

CHARGES VERTICALES

Charges Verticales

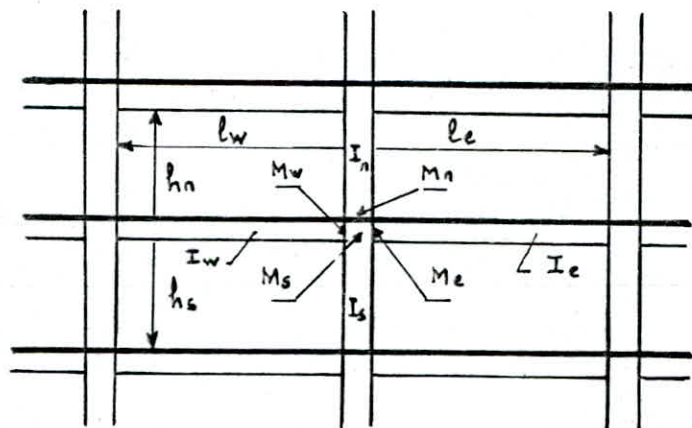
Pour déterminer les sollicitations dans les portiques dûes aux Charges verticales, nous avons appliqué une méthode approchée préconisée par les règlements BAEL 83 ; c'est la méthode des continuités simplifiée due à Albert Caquot.

I Exposé de la méthode :

La méthode suppose que :

- Les poutres sont solidaires des poteaux
- Les moments d'inertie des poteaux sont constants
- En plus il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

Le principe consiste à considérer chaque noeud et à déterminer les moments de continuité dans les sections des nus en ne tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud (travée de gauche $\rightarrow w$, travée de droite $\rightarrow e$) et de la résistance offerte par les tronçons supérieur (n) et inférieur (s) aboutissant à ce noeud.



On détache de chaque côté des appuis des travées fictives désignées par (l') :

$$l'_w = 0,8 l_w \quad \text{et} \quad l'_e = 0,8 l_e .$$

On détache au dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux :

$$h'_n = 0,9 h_n \quad \text{--- si le noeud appartient à l'avant dernier plancher}$$

$$\left. \begin{array}{l} h'_n = 0,8 h_n \\ h'_s = 0,8 h_s \end{array} \right\} \quad \text{--- dans les autres cas .}$$

Soient q_w , q_e charges uniformément réparties par unité de longueur sur les travées respectivement gauche et droite
 Dans le cas où il n'y a pas de charges concentrées ,

On pose

$$M'_w = \frac{q_w l_w'^2}{8,5} \quad ; \quad M'_e = \frac{q_e \cdot l_e'^2}{8,5}$$

I_w , I_e , I_n , I_s désignant les moments d'inertie respectivement des éléments formant le noeud considéré , On pose :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad ; \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad ; \quad K_n = \frac{I_n}{l'_n} \quad ; \quad K_s = \frac{I_s}{l'_s}$$

$$\text{et} \quad D = K_w + K_e + K_n + K_s .$$

• Les moments dans les sections dangereuses (nus d'appuis) en valeur absolue sont alors :

- travée de gauche -----	$M_w = M'_e K_w/D + M'_w (1 - K_w/D)$
- travée de droite -----	$M_e = M'_e (1 - K_e/D) + M'_w K_e/D$
- nu inférieur des poteaux ---	$M_n = K_n/D \cdot (M'_e - M'_w)$
- nu supérieur des poteaux ---	$M_s = K_s/D (M'_e - M'_w)$

Remarques :

- Pour les travées de rive, les longueurs fictives sont données en fonction de χ :

$$l'_w = \chi l_w \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \chi = 0,8 & \text{si } K_s + K_n \geq 1,5 K_e \\ \chi = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_e} & \text{sinon} \end{cases}$$

$$l'_e = \chi l_e \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \chi = 0,8 & \text{si } K_s + K_n \geq 1,5 K_w \\ \chi = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_w} & \text{sinon} \end{cases}$$

- M_e et M_w sont négatifs.

- Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e ou M'_w . La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

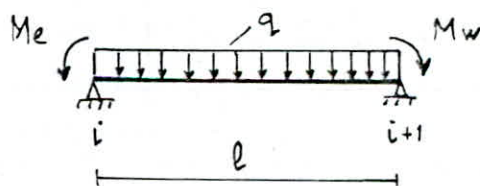
II Détermination des efforts tranchants dans les poutres et efforts normaux dans les poteaux

On ne fait pas état, dans le calcul, par simplification, des efforts tranchants dans les poteaux ainsi que des efforts normaux dans les poutres (BAEL 83 - art F.2.4-8).

Après avoir calculé les moments aux nœuds, les efforts tranchants dans les poutres peuvent être déterminés en considérant la travée indépendante avec les moments aux appuis et la charge uniforme

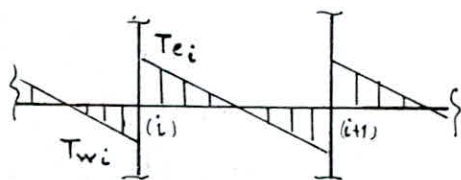
$$T_e = q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

$$T_w = -q \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$



Les efforts tranchant à gauche et à droite d'un noeud sont transmis comme effort normal dans le poteau voisin.

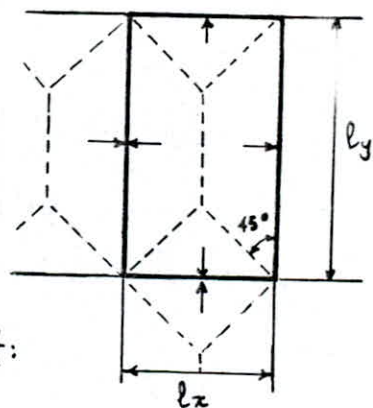
$$N_i = |T_{ei}| + |T_{wi}|$$



DETERMINATION DES CHARGES REVENANT AUX PORTIQUES :

Le mode de transmission des charges agissant sur les dalles vers les poutres est celui déterminé par les lignes de rupture. Ces sont en forme de dent de scie pour les poutres secondaires (charge triangulaire) et des trapèzes (charge trapézoïdale) pour les poutres principales.

Pour le calcul ces charges sont ramenées à des charges uniformes équivalentes calculées comme suit :



1 - Pour les portiques porteurs :

- Charge uniforme pour le calcul de l'effort tranchant :

$$q_T = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\beta_w}{2}\right) l_{xw} + \left(1 - \frac{\beta_e}{2}\right) l_{xe} \right]$$

- Charge uniforme pour le calcul des moments fléchissant :

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\beta_w^2}{3}\right) l_{xw} + \left(1 - \frac{\beta_e^2}{3}\right) l_{xe} \right]$$

avec : $\beta_w = l_{xw}/l_y$; $\beta_e = l_{xe}/l_y$ et q : charge surfacique.

2 - Pour les portiques non porteurs :

travée de rive $q_M = q_T = q \frac{\sum l_{xi}^2}{4 \sum l_{xi}}$ / travée intermédiaire $\rightarrow q_M = q_T = q \frac{\sum l_{xi}^2}{2 \sum l_{xi}}$

Caractéristiques Géométriques des Portiques

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

Niv	Noeud	$f_{10}(m)$	$f_{1e}(m)$	$f_{1'1}(m)$	$f_{1's}$	$K_{10} (10^4)$	$K_e \cdot 10^4$	$K_{10} \cdot 10^4$	$K_s \cdot 10^4$	$D \cdot 10^{-4}$
5	A	0	11,52	0	1,6	0	38,51	0	106,68	145,19
	B	11,52	11,52	0	1,6	38,51	38,51	0	106,68	183,70
	D	11,52	0	0	1,6	38,51	0	0	106,68	1145,19
4	A	0	0	1,80	1,6	0	38,51	94,83	106,68	240,02
	B	0	0	1,80	1,6	38,51	38,51	94,83	106,68	278,53
	D	0	0	1,80	1,6	38,51	0	94,83	106,68	240,02
3	A	0	0	1,60	1,6	0	38,51	106,68	106,68	251,87
	B	0	0	1,60	1,6	38,51	38,51	106,68	106,68	290,38
	D	0	0	1,60	1,6	38,51	0	106,68	106,68	251,87
2	A	0	11,52	1,60	1,6	0	38,51	106,68	106,68	251,87
	B	11,52	3,52	1,60	1,6	38,51	126,05	106,68	106,68	377,92
	C	3,52	7,58	0	1,6	126,05	57,77	0	13,33	197,15
1	D	7,68	0	1,60	4,08	57,77	0	106,68	44,84	206,29
	A	0	11,52	1,60	1,6	0	38,51	106,68	106,68	251,87
	B	11,52	3,52	1,60	1,6	38,51	126,05	106,68	106,68	377,92
	C	3,52	0	1,60	1,6	126,05	0	13,33	13,33	152,71

PORTIQUE TRANSVERSAL B

Niv	Noeud	$l'w(m)$	$l'e(m)$	$h'n(m)$	$h's(m)$	$Kw(10^{-4})$	$Ke(10^{-4})$	$Kn(10^{-4})$	$Ks(10^{-4})$	$D.10^{-4}$
5	1	0	3,52	0	2,08	0	10,36	0	20,51	30,87
	2-6	3,52	3,52	0	2,08	10,36	10,36	0	20,51	41,23
	7	3,52	0	0	2,08	10,36	0	0	20,51	30,87
4	1	0	3,52	2,34	2,08	0	10,36	18,23	20,51	49,1
	2-6	3,52	3,52	2,34	2,08	10,36	10,36	18,23	20,51	59,46
	7	3,52	0	2,34	2,08	10,36	0	18,23	20,51	49,1
3	1	0	3,52	2,34	2,08	0	10,36	20,51	20,51	51,38
	2-6	3,52	3,52	2,34	2,08	10,36	10,36	20,51	20,51	61,74
	7	3,52	0	2,34	2,08	10,36	0	20,51	20,51	51,38
2	1	0	3,52	2,08	2,08	0	10,36	20,51	20,51	51,38
	2-6	3,52	3,52	2,08	2,08	10,36	10,36	20,51	20,51	61,74
	7	3,52	0	2,08	2,08	10,36	0	20,51	20,51	51,38
1	1	0	3,52	2,08	2,08	0	10,36	20,51	20,51	51,38
	2-6	3,52	3,52	2,08	2,08	10,36	10,36	20,51	20,51	61,74
	7	3,52	0	2,08	2,08	10,36	0	20,51	20,51	51,38

PORTIQUE TRANSVERSAL C.

Niv	Noeud	$l'w(m)$	$l'e(m)$	$l'n(m)$	$h's(m)$	$Kw (10^{-4})$	$Ke (10^{-4})$	$Kn (10^{-4})$	$Ks (10^{-4})$	$D (10^{-4})$
2	1	0	3,52	0	2,18	0	10,36	0	20,51	30,87
	2-6	3,52	3,52	0	2,18	10,36	10,36	0	20,51	41,23
	7	3,52	0	0	2,18	10,36	0	0	20,51	30,87
1	1	0	3,52	2,08	2,08	0	10,36	20,51	20,51	51,38
	2-6	3,52	3,52	2,08	2,08	10,36	10,36	20,51	20,51	61,74
	7	3,52	0	2,08	2,08	10,36	0	20,51	20,51	51,38

		PORTIQUE 2			
Niv	Travée	g_M	g_T	p_M	p_T
5		3,10	2,87	1,34	1,18
4-3		3,07	2,83	1,34	1,18
2	A-B	3,07	2,83	1,34	1,18
	B-C	2,46	2,13	0,96	0,75
	C-D	2,99	2,67	1,29	1,09
1	A-B	3,07	2,83	1,34	1,18
	B-C	2,92	2,48	1,33	1,04

CHARGES ET SURCHARGES

		PORTIQUE B	
Niv		$g_M = g_T$	$p_M = p_T$
5		1,49	0,73
4-2		1,46	0,73
1		1,66	0,89

		PORTIQUE C	
Niv		$g_M = g_T$	$p_M = p_T$
2		1,46	0,73
1		1,81	1,02

Moments aux Noeuds

PORTIQUE LONGITUDINAL 2 - SOUS G -

Niv	Noeud	$L_{w(m)}$	$L_{e(m)}$	$G_{w \frac{L}{h}}$	$G_{e \frac{L}{h}}$	$M'_{w \frac{L}{m}}$	$M'_{e \frac{L}{m}}$	$M_w \frac{L}{m}$	$M_e \frac{L}{m}$	$M_{Nw} \frac{L}{m}$	$M_s \frac{L}{m}$
5	A	/	41.52	/	3.10	/	48.31	/	35.54	/	35.54
	B	41.52	41.52	3.10	3.10	48.31	48.31	48.31	48.31	/	/
	D	41.52	/	3.10	/	48.31	/	35.54	/	/	-35.54
4	A	/	41.52	/	3.01	/	47.96	/	40.26	18.95	21.32
	B	41.52	41.52	3.01	3.01	47.96	47.96	47.96	47.96	/	/
	D	41.52	/	3.01	/	47.96	/	40.26	/	-18.95	-21.32
3	A	/	41.52	/	3.01	/	47.96	/	40.63	20.31	20.31
	B	41.52	41.52	3.01	3.01	47.96	47.96	47.96	47.96	/	/
	D	41.52	/	3.01	/	47.96	/	40.63	/	-20.31	-20.31
2	A	/	41.52	/	3.01	/	47.96	/	40.63	20.31	20.31
	B	41.52	3.52	3.01	2.41	47.96	3.59	43.44	18.39	-12.52	-12.52
	C	3.52	1.68	2.41	2.99	3.59	20.11	14.51	15.73	/	1.16
1	D	1.68	/	2.99	/	20.11	/	14.85	/	-10.14	-4.21
	A	/	41.52	/	3.01	/	47.96	/	40.63	20.31	20.31
	B	41.52	3.52	3.01	2.92	47.96	4.25	43.50	18.23	-12.34	-12.34
1	C	3.52	/	2.92	/	4.25	/	0.74	/	-0.11	-0.11

PORTIQUE LONGITUDINAL 2 - SOUS P -

Niv	Noeud	$l'w$	$l'e$	P_w	P_e	$M'w$	$M'e$	M_w	M_e	M_n	M_s
5	A	0	11.52	0	1.34	0	20.94	0	15.38	0	15.38
	B	11.52	11.52	1.34	1.34	20.94	20.94	20.94	20.94	0	0
	D	11.52	0	1.34	0	20.94	0	15.38	0	0	-15.38
4	A	0	11.52	0	1.34	0	20.94	0	17.58	8.27	9.31
	B	11.52	11.52	1.34	1.34	20.94	20.94	20.94	20.94	0	0
	D	11.52	0	1.34	0	20.94	0	17.58	0	-8.27	-9.31
3	A	0	11.52	0	1.34	0	20.94	0	17.74	8.87	8.87
	B	11.52	11.52	1.34	1.34	20.94	20.94	20.94	20.94	0	0
	D	11.52	0	1.34	0	20.94	0	17.74	0	-8.87	-8.87
2	A	0	11.52	0	1.34	0	20.94	0	17.74	8.87	8.87
	B	11.52	3.52	1.34	0.96	20.94	1.40	18.95	7.92	-5.51	-5.51
	C	3.52	7.86	0.96	1.29	1.40	8.96	6.23	6.74	0	0.51
	D	7.68	0	1.29	0	8.96	0	6.45	0	-4.63	-1.82
1	A	0	11.52	0	1.34	0	20.94	0	17.74	8.87	8.87
	B	11.52	3.52	1.34	1.33	20.94	1.94	19	8.23	-5.36	-5.36
	C	3.52	0	1.33	0	1.94	0	0.34	0	-0.17	-0.17

PORTIQUE TRANSVERSAL B - SOUS G -

Niv	Nœud	$l'w$	$l'e$	Gw	Ge	$M'w$	$M'e$	Mw	Me	Mn	Ms
5	1	0	3.52	0	1.49	0	2.17	0	1.44	0	1.44
	2→6	3.52	3.52	1.49	1.49	2.17	2.17	2.17	2.17	0	0
	7	3.52	0	1.49	0	2.17	0	1.44	0	0	-1.44
4	1	0	3.52	0	1.46	0	2.13	0	1.68	0.79	0.89
	2→6	3.52	3.52	1.46	1.46	2.13	2.13	2.13	2.13	0	0
	7	3.52	0	1.46	0	2.13	0	1.68	0	-0.79	-0.89
3	1	0	3.52	0	1.46	0	2.13	0	1.70	0.85	0.85
	2→6	3.52	3.52	1.46	1.46	2.13	2.13	2.13	2.13	0	0
	7	3.52	0	1.46	0	2.13	0	1.70	0	-0.85	-0.85
2	1	0	3.52	0	1.46	0	2.13	0	1.70	0.85	0.85
	2→6	3.52	3.52	1.46	1.46	2.13	2.13	2.13	2.13	0	0
	7	3.52	0	1.46	0	2.13	0	1.70	0	-0.85	-0.85
1	1	0	3.52	0	1.66	0	2.42	0	1.93	0.97	0.97
	2→6	3.52	3.52	1.66	1.66	2.42	2.42	2.42	2.42	0	0
	7	3.52	0	1.66	0	2.42	0	1.93	0	-0.97	-0.97

PORTIQUE TRANSVERSAL B - SOUS P -

Niv	Nœud	$l'w$	$l'e$	P_w	P_e	$M'w$	$M'e$	M_w	M_e	M_n	M_s
5	1	/	3.52	/	0.73	/	1.07	0	0.71	/	0.71
	2→6	3.52	3.52	0.73	0.73	1.07	1.07	1.07	1.07	/	/
	7	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.71	/	/	-0.71
4	1	/	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.84	0.40	0.45
	2→6	3.52	3.52	0.73	0.73	1.07	1.07	1.07	1.07	/	/
	7	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.84	/	-0.40	-0.45
3	1	/	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.85	0.43	0.43
	2→6	3.52	3.52	0.73	0.73	1.07	1.07	1.07	1.07	/	/
	7	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.85	/	-0.43	-0.43
2	1	/	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.85	0.43	0.43
	2→6	3.52	3.52	0.73	0.73	1.07	1.07	1.07	1.07	/	/
	7	3.52	/	0.73	/	1.07	/	0.85	/	-0.43	-0.43
1	1	/	3.52	/	0.89	/	1.30	/	1.04	0.52	0.52
	2→6	3.52	3.52	0.89	0.89	1.30	1.30	1.30	1.30	/	/
	7	3.52	/	0.89	/	1.30	/	1.04	/	-0.52	-0.52

PORTIQUE TRANSVERSAL C - SOUS G -

Niv	Nœud	l'_w	l'_e	G_w	G_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s	M_n
2	1	0	3.52	0	1.46	0	3.34	0	2.22	2.22	0
	2→6	3.52	3.52	1.46	1.46	3.34	3.34	3.34	3.34	0	0
	7	3.52	0	1.46	0	3.34	0	2.22	0	-2.22	0
1	1	0	3.52	0	1.81	0	4.12	0	3.29	1.64	1.64
	2→6	3.52	3.52	1.81	1.81	4.12	4.12	4.12	4.12	0	0
	7	3.52	0	1.81	0	4.12	0	3.29	0	-1.64	-1.64

PORTIQUE TRANSVERSAL C - SOUS P -

Niv	Nœud	l'_w	l'_e	P_w	P_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_s	M_n
2	1	0	3.52	0	0.73	0	1.67	0	1.11	1.11	0
	2→6	3.52	3.52	0.73	0.73	1.67	1.67	1.67	1.67	0	0
	7	3.52	0	0.73	0	1.67	0	1.11	0	-1.11	0
1	1	0	3.52	0	1.02	0	2.32	0	1.85	0.93	0.93
	2→6	3.52	3.52	1.02	1.02	2.32	2.32	2.32	2.32	0	0
	7	3.52	0	1.02	0	2.32	0	1.85	0	-0.93	-0.93

Efforts dans les Poteaux

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

Niv	Poteau	Sous G				Sous P			
		Msup	Minf	N	Ncum	Msup	Minf	N	Ncum
5	A	35.54	18.95	21.55	21.55	15.38	8.27	8.92	8.92
	B	0	0	39.52	39.52	0	0	16.3	16.3
	D	-35.54	-18.95	21.55	21.55	-15.38	-8.27	8.92	8.92
4	A	21.32	20.31	20.89	42.44	9.31	8.87	8.77	17.69
	B	0	0	39.64	79.16	0	0	16.6	32.9
	D	-21.32	-20.31	20.89	42.44	-9.31	-8.87	8.77	17.69
3	A	20.31	20.31	20.89	63.33	8.87	8.87	8.76	26.46
	B	0	-12.52	39.64	110.8	0	-5.51	16.64	49.54
	D	-20.31	-10.74	20.89	63.33	-8.87	-4.63	8.76	26.45
2	A	20.31	20.31	20.55	83.88	8.87	-8.87	8.62	35.07
	B	-12.52	-12.34	23.98	142.78	-5.51	-5.36	9.71	59.25
	C	1.16	-0.37	18.32	18.32	0.51	-5.36	7.23	7.23
	D	-4.21	/	12.92	76.25	-1.82	/	5.56	31.71
1	A	20.31	10.15	20.55	104.43	8.87	4.43	8.63	43.7
	B	-12.34	-6.17	21.64	164.42	-5.36	-2.68	8.94	68.19
	C	-0.37	-0.18	9.44	27.96	-0.17	-0.08	4.08	11.31

PORTIQUE TRANSVERSAL 8

Niv.	Poteau	SOUS G				SOUS P			
		M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N	N _{cum}
5	1	1.44	0.79	3.42	3.42	0.71	0.40	1.68	1.68
	2	/	/	6.42	6.42	/	/	3.15	3.15
	3→5	/	/	6.56	6.56	/	/	3.22	3.22
	6	/	/	6.42	6.42	/	/	3.15	3.15
	7	-1.44	-0.79	3.42	3.42	-0.71	-0.40	1.68	1.68
4	1	0.89	0.85	3.30	6.72	0.45	0.43	1.65	3.33
	2	/	/	6.36	12.78	/	/	3.18	6.33
	3→5	/	/	6.44	13	/	/	3.22	6.44
	6	/	/	6.36	12.78	/	/	3.18	6.33
	7	-0.89	-0.85	3.30	6.72	-0.45	-0.43	1.65	3.33
3	1	0.85	0.85	3.30	10.02	0.43	0.43	1.65	4.98
	2	/	/	6.36	19.14	/	/	3.18	9.51
	3→5	/	/	6.44	19.44	/	/	3.22	9.66
	6	/	/	6.36	19.14	/	/	3.18	9.51
	7	-0.85	0.85	3.30	10.02	-0.43	-0.43	1.65	4.98
2	1	0.85	0.97	3.30	13.32	0.43	0.52	1.65	6.63
	2	/	/	6.36	25.5	/	/	3.18	12.69
	3→5	/	/	6.44	25.88	/	/	3.22	12.88
	6	/	/	6.36	25.5	/	/	3.18	12.69
	7	-0.85	0.97	3.30	13.32	0.43	-0.52	1.65	6.63
1	1	0.97	0.48	3.75	17.07	0.52	0.26	2.01	8.64
	2	/	/	7.23	32.73	/	/	3.88	16.57
	3→5	/	/	7.32	33.2	/	/	3.92	16.80
	6	/	/	7.23	32.73	/	/	3.88	16.57
	7	-0.97	-0.48	3.75	17.07	-0.52	-0.26	2.01	8.64

PORTIQUE TRANSVERSAL C

Niv	Poteau	SOUS G				SOUS P			
		Msup	Minf	N	Neum	Msup	Minf	N	Neum
2	1	2.22	1.64	3.48	3.48	1.11	0.93	1.74	1.74
	2	/	/	6.19	6.19	/	/	3.09	3.09
	3 → 5	/	/	6.44	6.44	/	/	3.22	3.22
	6	/	/	6.19	6.19	/	/	3.09	3.09
	7	-2.22	-1.64	3.48	3.48	-1.11	-0.93	1.74	1.74
1	1	1.64	0.82	3.79	7.27	0.93	0.47	2.35	4.09
	2	/	/	8.15	14.34	/	/	4.38	7.47
	3 → 5	/	/	7.96	14.4	/	/	4.48	7.7
	6	/	/	8.15	14.34	/	/	4.38	7.47
	7	-1.64	-0.82	4.17	7.27	-0.93	-0.47	2.35	4.09

Efforts dans les Poutres

- PORTIQUE LONGITUDINAL 2 -

Niv	travée	SOUS G					SOUS P				
		Mw	Me	Me	Tw	Te	Mw	Me	Me	Tw	Te
5	A-B	35.54	48.37	38.34	21.55	-19.76	15.38	20.94	16.6	8.92	-8.15
	B-D	48.37	35.54	38.34	19.76	-21.55	20.94	15.38	16.6	8.15	-8.92
4	A-B	40.26	47.96	35.51	20.89	-19.82	17.58	20.94	15.5	8.77	-8.30
	B-D	47.96	40.26	35.51	19.82	-20.89	20.94	17.58	15.5	8.30	-8.77
3	A-B	40.63	47.96	35.33	20.89	-19.82	17.74	20.94	15.42	8.76	-8.32
	B-D	47.96	40.63	35.33	19.82	-20.89	20.94	17.74	15.42	8.32	-8.76
2	A-B	40.63	43.44	31.59	20.55	-20.16	17.74	18.95	16.41	8.62	-8.45
	B-c	18.39	14.57	-10.51	3.82	-5.56	7.82	6.23	-4.75	1.26	-2.03
	c-D	15.53	14.95	19.15	12.76	-12.92	6.74	6.45	8.28	5.20	-5.26
1	A-B	40.63	43.50	37.56	20.55	-20.15	17.74	19	16.39	8.63	-8.45
	B-c	18.23	0.74	-2.42	1.49	-9.44	8.23	0.34	-1.06	0.49	-4.08

- PORTIQUE TRANSVERSAL C -

Niv	travée	SOUS G					SOUS P				
		Mw	Me	Me	Tw	Te	Mw	Me	Me	Tw	Te
2	1-2	2.22	3.34	0.76	3.48	-2.97	1.11	1.67	0.38	1.74	-1.48
	2-3/5-6	3.34	3.34	0.20	3.22	-3.22	1.67	1.67	0.10	1.61	-1.68
	6-7	3.34	2.22	0.76	2.97	-3.48	1.67	1.11	0.38	1.48	-1.74
1	1-2	3.29	4.12	0.67	4.17	-3.79	1.85	2.32	0.38	2.35	-2.14
	2-3/5-6	4.12	4.12	0.26	3.98	-3.98	2.32	2.32	0.15	2.14	-2.24
	6-7	4.12	3.29	0.67	3.79	-4.17	2.32	1.85	0.38	2.14	-2.35

- PORTIQUE TRANSVERSAL 3 -

Niv	travée	Sous G					Sous P				
		Mw	Me	Me	Tw	Te	Mw	Me	Me	Tw	Te
5	1-2	1.56	2.17	1.74	3.42	-3.14	0.77	1.07	0.85	1.68	-1.54
	2-3/5-6	2.17	2.17	1.44	3.28	-3.28	1.07	1.07	0.70	1.61	-1.61
	6-7	2.17	1.56	1.74	3.14	-3.42	1.07	0.77	0.85	1.54	-1.68
4	1-2	1.77	2.13	1.59	3.30	-3.14	0.89	1.07	0.79	1.64	-1.57
	2-3/5-6	2.13	2.13	1.41	3.22	-3.22	1.07	1.07	0.60	1.61	-1.61
	6-7	2.13	1.77	1.59	3.14	-3.30	1.07	0.89	0.79	1.57	-1.64
3	1-2	1.78	2.13	1.59	3.30	-3.14	0.89	1.07	0.79	1.64	-1.57
	2-3/5-6	2.13	2.13	1.41	3.22	-3.22	1.07	1.07	0.70	1.61	-1.61
	6-7	2.13	1.78	1.59	3.14	-3.30	1.07	0.89	0.79	1.57	-1.64
2	1-2	1.78	2.13	1.59	3.30	-3.14	0.89	1.07	0.79	1.64	-1.57
	2-3/5-6	2.13	2.13	1.41	3.22	-3.22	1.07	1.07	0.70	1.61	-1.61
	6-7	2.13	1.78	1.59	3.14	-3.30	1.07	0.89	0.79	1.57	1.64
1	1-2	2.03	2.42	1.80	3.75	-3.57	1.09	1.30	0.97	2.01	-1.92
	2-3/5-6	2.42	2.42	1.60	3.66	-3.66	1.30	1.30	0.86	1.96	-1.96
	6-7	2.42	2.03	1.80	3.57	-3.75	1.30	1.09	0.97	1.92	-2.01

CHAPITRE 10

SUPERPOSITION DES

SOLLICITATIONS

Combinaisons des Sollicitations

Les éléments structuraux (poteaux, poutres) doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges verticales et horizontales données par les bases des règlements BAEL 83 et des règles du RPA 81 .

1) COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER POUR LES ETATS-LIMITES ULTIMES DE RESISTANCE :

a) Situations durables ou transitoires :

$$1,35G + 1,5P \pm 1,2W$$

$$1,35G + P \pm 1,5W$$

b) Situations accidentelles : (RPA.81 art. 3.3.2)

$$G + P \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

} Pour les poutres

$$G + P \pm 1,2E$$

$$0,8G \pm E$$

} Pour les poteaux

2) COMBINAISONS D'ACTIONS A CONSIDERER POUR LES ETATS-LIMITES DE SERVICE :

$$G + P \pm 0,9W$$

$$G + 0,8P \pm W$$

Notations: on désigne par -

G: charges permanentes

P: surcharges d'exploitation

W: charge dû au vent

E: charge dû au seisme

Remarque :

Le signe (\pm) traduit le fait que pour une direction considérée les charges horizontales peuvent être dans un sens ou dans l'autre.

- Moments en travée pour les différentes combinaisons :

1) Etat-limite ultime :

- situations durables :

$$M_t = M_0 (1,35G + 1,5P) - \frac{M_w(1,35G) + M_e(1,35G)}{2} \pm M_E(1,2W)$$

$$M_t = M_0 (1,35G + P) - \frac{M_w(1,35G) + M_e(1,35G)}{2} \pm M_E(1,5W)$$

- situations accidentelle :

$$M_t = M_0 (G + P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \pm M_E(E)$$

$$M_t = M_0 (0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} \pm M_E(E)$$

2) Etat limite de service :

$$M_t = M_0 (G + P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \pm M_E(0,9W)$$

$$M_t = M_0 (G + 0,8P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \pm M_E(W)$$

NB. : M_0 est le moment en travée isostatique ($M_0 = ql^2/8$)

Unités : les moments M en (t.m)
les efforts tranchants en (t)
les efforts normaux (N) en (t)

PORTIQUE TRANSVERSAL B .

E.L.U

		$1,35G+1,5P+1,2W$	$1,35G+1,5P-1,2W$	$1,35G+P+1,5W$	$1,35G+P-1,5W$	G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E					
Niv	Travée	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e				
5	1	4,06	5,15	2,46	3,92	3,88	4,76	1,84	3,23	8,95	8,29	-4,29	-1,81	6,77	5,94	-4,27	-2,47
	2-6	5,15	5,15	3,92	3,92	4,76	4,76	3,23	3,23	8,29	8,29	-1,81	-1,81	5,94	5,94	-2,47	-2,47
	7	5,15	4,06	3,92	2,46	4,76	3,88	3,23	1,84	8,29	8,95	-1,81	-4,29	5,95	6,77	-2,47	-2,47
4	1	6,15	6,38	1,30	2,58	6,30	6,31	0,25	1,57	16,03	13,88	-10,71	-7,48	12,56	10,6	-9,72	-7,20
	2-6	6,38	6,38	2,58	2,58	6,31	6,31	1,57	1,57	13,88	13,88	-7,48	-7,48	10,6	10,6	-7,20	-7,20
	7	6,38	6,15	2,58	1,30	6,31	6,30	1,57	0,25	13,88	16,03	-7,48	-10,71	10,6	12,56	-7,20	-9,72
3	1	8,29	8,32	-0,81	0,64	8,98	8,74	-2,33	-0,85	23,13	20,61	-7,79	-14,21	18,47	16,21	-15,63	-12,81
	2-6	8,32	8,32	0,64	0,64	8,74	8,74	-0,85	-0,85	20,61	20,61	-14,21	-14,21	16,21	16,21	-12,81	-12,81
	7	8,32	8,29	0,64	-0,81	8,74	8,74	-0,85	-2,33	20,61	23,13	-14,21	-7,79	18,47	16,21	-15,63	-12,81
2	1	10,36	10	-2,89	-1,04	11,57	10,84	-4,99	-2,95	25,66	18,48	-20,32	-12,08	20,58	14,34	-17,74	-11,03
	2-6	10	10	-1,04	-1,04	10,84	10,84	-2,95	-2,95	18,48	18,48	-12,08	-12,08	14,34	14,34	-11,03	-11,03
	7	10	10,36	-1,04	-2,89	10,84	11,57	-2,95	-4,99	18,48	25,66	-12,08	-20,32	14,34	20,58	-17,74	-11,03
1	1	12,69	13,11	-3,94	-2,68	14,22	14,44	-6,56	-5,30	25,09	19,94	-18,85	-12,50	19,93	15,46	-16,69	-11,58
	2-6	13,11	13,11	-2,68	-2,68	14,44	14,44	-5,30	-5,30	19,94	19,94	-12,50	-12,50	15,46	15,46	-11,58	-11,58
	7	13,11	12,69	-2,68	-3,94	14,44	14,22	-5,30	-6,56	19,94	25,09	-12,50	-18,85	15,46	19,93	-16,69	-11,58

Moments aux Noeuds

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

		E.L.U															
		1,356+1,5P+1,2W		1,356+1,5P-1,2W		1,356+P+1,5W		1,356+P-1,5W		G+P+E		G+P-E		0,86+E		0,86-E	
Niv	Travée	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
5	A-B	71,34	96,94	71,05	96,48	63,72	86,6	63	85,88	59,1	75,59	50,92	63,03	36,61	44,98	20,25	32,42
	B-D	96,94	71,34	96,48	71,05	86,6	63,72	85,88	63	75,59	59,1	63,03	50,92	44,98	36,61	32,42	20,25
4	A-B	81,62	96,86	79,82	95,45	73,05	86,57	70,81	84,80	74,43	82,22	41,25	55,58	48,80	51,69	15,62	25,05
	B-D	96,86	81,62	95,45	79,82	86,57	73,05	84,80	70,81	82,22	74,43	55,58	41,25	51,69	48,80	25,05	15,62
3	A-B	83,16	97,61	79,75	94,70	74,72	87,50	70,46	83,87	83,76	90,82	32,98	46,98	57,89	60,29	7,99	16,45
	B-D	97,61	83,16	94,70	79,75	87,5	74,72	83,87	70,46	90,82	83,76	46,98	32,98	60,29	57,89	16,45	7,11
2	A-B	83,48	88,10	79,44	86,04	75,11	78,88	72,59	76,30	84,48	75,64	32,26	49,14	58,61	4,8	6,39	21,50
	B-C	39,86	29,39	33,55	28,64	36,69	26,36	28,80	25,43	66,52	25,28	-13,9	16,32	54,92	16,14	-25,5	7,18
	C-D	31,52	32,28	31,16	27,43	28,20	29,66	27,75	23,60	24,67	69,83	20,27	21,4	14,78	60,39	10,38	-36,47
1	A-B	83,95	88,72	78,96	85,72	75,71	79,6	69,47	75,85	84,2	78,11	32,54	46,89	58,33	50,41	6,67	19,19
	B-C	41,53	2,84	32,38	0,18	38,55	3	27,12	-0,326	73,93	14,23	-21,01	-12,67	62,05	14,34	-32,89	-13,16

83

Efforts Tranchants dans les Poutres

PORTIQUE TRANSVERSAL 8

E.L.U

Niv	Travée	1.35G + 1.5P + 1.2W						1.35G + 1.5P + 1.9W						1.35G + P + 1.5W					
		Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te	Tu	Te		
5	1-2	7,442	-6,926	6,885	-6,884	6,666	-5,440	5,994	-6,614	7,54	-2,24	2,66	-7,11	4,77	-0,48	0,71	-4,54		
	2-6	7,09	-6,59	6,59	-7,09	6,35	-5,72	5,72	-6,35	6,99	-2,79	2,79	-6,99	4,37	-0,87	0,87	-4,37		
	6-7	6,84	-6,85	6,26	-7,42	6,14	-5,94	5,42	-6,66	7,12	-2,66	2,24	-7,54	4,54	-0,71	0,48	-4,77		
4	1-2	7,83	-5,69	6,03	-7,49	7,23	-4,68	4,98	-6,93	9,95	0,29	-0,05	-9,71	6,81	1,66	-1,53	-6,68		
	2-6	7,55	-5,97	5,97	-7,55	6,95	-4,97	4,97	-6,95	9,28	-0,38	0,38	-9,28	6,29	1,13	-1,13	-6,29		
	6-7	7,49	-6,03	5,69	-7,83	6,93	-4,98	4,68	-7,23	9,71	0,05	-0,29	-9,95	6,68	1,53	-1,66	-6,81		
3	1-2	8,67	-4,85	5,19	-8,33	8,28	-3,63	3,93	-7,98	12,83	3,17	-2,93	-12,59	9,21	4,06	-3,93	-9,08		
	2-6	8,36	-5,17	5,17	-8,36	7,95	-3,96	3,96	-7,95	12,08	2,42	-2,42	-12,08	8,62	3,46	-3,46	-8,62		
	6-7	8,33	-5,19	4,85	-8,67	7,98	-3,93	3,63	-8,28	12,59	2,93	-3,17	-12,83	9,08	3,93	-4,06	-9,21		
2	1-2	9,46	-4,06	4,40	-9,13	9,27	-2,64	2,94	-8,97	12,92	3,26	-3,02	-12,68	9,28	4,13	-4	-9,15		
	2-6	9,07	-4,83	4,46	-8,69	8,84	-3,54	3,08	-8,37	11,19	-2,90	-1,53	-6,76	7,88	-0,97	-2,72	-4,19		
	6-7	8,33	-5,19	4,85	-8,67	7,98	-3,93	3,63	-8,28	12,59	2,93	-3,17	-12,83	9,08	3,93	-4,06	-9,21		
1	1-2	11,45	-4,33	4,70	-11,07	11,29	-2,52	2,76	-10,95	13,72	2,77	-2,2	-13,45	9,63	3,77	-3,63	-9,51		
	2-6	11,17	-4,59	4,59	-11,17	11,01	-2,79	2,79	-11,01	12,38	1,14	-1,14	-12,38	8,56	2,70	-2,70	-8,56		
	6-7	11,07	-4,70	4,33	-11,45	10,95	-2,86	2,52	-11,28	13,45	2,20	-2,47	-13,72	9,49	3,63	-3,77	-9,63		

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

E.L.U

		1,356+1,5P+1,2w				1,356+1,5P+1,2w				1,356+P+1,5w				1,356+P-1,5w				G+P+E		G+P-E		0,8G+E		0,8G-E	
Niv	Travée	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te		
5	A-B	42,50	-38,87	42,44	-38,93	38,05	-34,78	37,97	-34,87	31,42	-24,96	29,52	-28,86	18,19	-14,86	16,29	-16,76								
	B-D	38,93	-42,44	38,87	-42,51	34,87	-37,97	34,78	-38,05	28,86	-29,52	26,96	-31,42	16,76	-16,29	14,86	-18,19								
4	A-B	41,46	-39,10	41,25	-39,31	37,10	-34,92	36,84	-35,19	31,63	-26,15	27,69	-30,09	18,68	-13,89	14,74	-17,83								
	B-D	39,31	-41,25	39,1	-41,46	35,12	-36,84	34,92	-37,10	30,09	-27,69	26,15	-31,63	17,83	-14,74	13,89	-18,68								
3	A-B	41,54	-39,03	41,14	-39,44	37,22	-34,82	36,71	-35,33	32,76	-25,03	26,54	-31,25	19,82	-12,75	13,60	-18,97								
	B-D	39,44	-41,14	39,03	-41,54	35,33	-36,71	34,82	-37,22	31,25	-26,54	25,03	-32,76	18,97	-13,60	12,75	-19,82								
2	A-B	40,83	-39,73	40,52	-40,05	36,56	-35,47	36,17	-35,86	31,76	-26,02	26,58	-31,2	19,03	-13,54	13,85	-18,72								
	B-C	7,27	-10,32	6,82	-10,78	6,70	-9,25	6,13	-9,82	8,02	-4,65	2,14	-10,53	5,99	-1,51	0,12	-7,39								
	C-D	25,19	-25,16	24,86	-25,5	22,64	-22,49	22,22	-22,91	21,29	-14,85	14,63	-21,51	13,54	-7	6,88	-13,67								
1	A-B	40,95	-39,61	40,42	-40,14	36,70	-35,32	36,04	-35,98	31,91	-25,87	26,45	-31,33	19,17	-13,39	13,71	-18,85								
	B-C	3,13	-18,48	2,36	-19,25	2,98	-16,34	2,02	-17,30	6,01	-9,49	-2,05	-17,55	5,22	-3,52	-2,84	-11,58								

Moments en travées

PORTIQUE TRANSVERSAL 8.

		E.L.U							
Niv	Travée	1,35G+1,5P+1,2W	1,35G+1,5P-1,2W	1,35G+P+1,5W	1,35G+P-1,5W	G+P+E	G+P-E	0,8G+E	0,8G-E
5	1	5,10	4,91	4,24	4	4,16	2,86	2,04	0,74
	2-6	4,60	4,60	3,71	3,71	3,21	3,21	1,15	1,15
	7	4,91	5,10	4	4,24	2,86	4,16	0,74	2,04
4	1	5,07	4,54	4,25	3,52	4,48	2,24	2,39	0,15
	2-6	4,56	4,56	3,67	3,67	3,18	3,18	1,13	1,13
	7	4,54	5,07	3,59	4,25	2,24	4,48	0,15	2,39
3	1	5,15	4,45	4,35	3,48	4,63	2,09	2,54	0,002
	2-6	4,56	4,56	3,67	3,67	3,18	3,18	1,13	1,13
	7	4,45	5,15	3,48	4,35	2,09	4,63	0,002	2,54
2	1	5,35	4,25	4,61	3,23	6,57	0,15	4,48	-1,94
	2-6	4,56	4,56	3,67	3,67	3,18	3,18	1,13	1,13
	7	4,25	5,35	3,23	4,61	0,15	6,57	-1,94	4,48
1	1	5,88	5,46	4,85	4,33	8,35	1,57	3,83	-0,95
	2-6	5,40	5,40	4,32	4,32	3,76	3,76	1,28	1,28
	7	5,46	5,88	4,33	4,85	1,57	6,35	-0,95	3,83

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

Niv	Travée	1,35G+1,5P+1,2W	1,35G+1,5P-1,2W	1,35G+1,5W+Q	1,35G+Q-1,5W	G+Q+E	G+Q-E	0,8G+E	0,8G-E
5	A-B	103,93	103,87	86,55	86,48	74,05	72,15	31,62	29,72
	B-D	103,87	103,93	86,48	86,55	72,25	74,05	29,72	31,62
4	A-B	100,17	99,97	82,82	82,58	71,9	68,64	30,04	26,78
	B-D	99,98	100,17	82,58	82,82	68,74	71,80	26,78	30,04
3	A-B	99,95	99,71	82,60	82,30	71,82	68,36	29,99	26,53
	B-D	99,71	99,95	82,30	82,60	68,36	71,82	26,53	29,99
2	A-B	103,68	102,09	86,49	84,51	78,79	65,92	36,50	23,64
	B-C	-9,31	-12,1	-10,13	-13,61	9,67	-26,05	9,45	-26,27
	C-D	47,04	49,28	39,33	42,12	10,91	57,13	-7,79	38,43
1	A-B	103,34	102,35	86,08	84,85	77,43	67,21	35,16	24,94
	B-C	3,19	-0,04	1,98	-2,06	17,69	-16,05	14,92	-18,80

Moments dans les Poteaux

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

E.L.U

		1356 + 1,5P + 1,2W		1356 + 1,5P - 1,2W		1356 + 1,5 + 1,5W		1356 + P - 1,5W		G + P + 1,2E		G + P - 1,2E		0,86 + E		0,86 - E	
Niv	Poteau	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
5	A	71,34	38,11	70,76	37,87	63,72	34	63	33,70	60,74	31,42	41,10	23,02	36,61	18,66	20,25	11,66
	B	0,46	0,25	-0,46	-0,25	0,57	0,31	-0,57	-0,31	15,08	8,12	-15,08	-8,12	12,57	6,77	-12,57	-6,77
	D	-70,76	-37,87	-71,34	-38,11	-63	-33,70	-63,72	-34	-41,10	-23,02	-60,74	-31,42	-20,25	-11,66	-36,61	-18,66
4	A	43,53	41,24	41,97	40,21	39,07	36,93	31,72	35,64	46,34	39,66	14,92	18,70	30,15	24,98	3,97	7,52
	B	1,16	0,948	-1,16	-0,948	1,45	1,18	-1,45	-1,18	23,82	19,51	-23,82	-19,51	19,88	16,22	-19,88	-16,22
	D	-41,97	-40,21	-43,53	-41,24	-37,12	-35,64	-39,07	-36,93	-14,92	-18,70	-46,34	-39,66	-3,97	-7,52	-30,15	-24,98
3	A	41,91	41,69	39,53	39,75	37,77	37,5	34,8	35,07	49,06	45,45	9,30	12,91	32,82	29,81	-0,32	2,69
	B	1,97	-23,56	-1,97	-26,77	2,46	-20,4	-2,46	-21,42	38,94	8,92	-32,94	-44,98	27,45	12,44	-27,45	-32,48
	D	-39,53	-20,47	-41,91	-22,42	-34,8	-17,91	-37,77	-20,34	-9,30	0,90	-49,06	-31,64	0,32	4,97	-32,82	-22,15
2	A	41,77	41,77	39,68	39,68	37,59	37,59	34,98	34,98	44,24	44,24	14,12	14,12	28,80	28,80	3,70	3,70
	B	-22,59	-22,12	-27,75	-27,28	-19,19	-18,59	-25,64	-25,64	19,27	19,60	-55,33	-55	21,06	21,21	-41,09	-40,95
	C	2,88	-0,16	1,78	-1,27	2,77	0,06	1,39	-1,32	9,69	7,51	-6,35	-8,53	7,61	6,41	-5,75	-6,95
1	A	-6,96	-2,75	-9,86	-5,66	-5,69	-1,94	-9,32	-5,57	45,12	59,95	13,24	-30,71	29,53	45,92	2,97	-29,68
	B	42,17	24,49	39,27	16,23	38,10	23,30	34,47	12,98	20,7	48,75	-56,1	-66,45	22,13	43,06	-41,87	-52,94
	C	-21,21	-7,10	-28,19	-17,59	-17,65	-4,45	-26,39	-17,56	7,94	8,21	-9,02	-8,75	6,77	6,92	-7,37	-7,22

PORTIQUE TRANSVERSAL B

E.L.U

		E.L.U								6 + P + 1,2E		6 + P - 1,2E		0,86 + E		0,86 - E	
		1,356+1,5P+1,2w		1,356+1,5P-1,2w		1,356+P+1,5w		1,356+P-1,5w									
Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
5	1	4,06	2,10	2,46	1,40	3,88	1,97	1,87	1,10	8,94	4,08	-4,28	-1,58	6,76	3,02	-4,26	-1,7
	2-6	1,24	0,66	-1,24	-0,66	1,54	0,82	-1,54	-0,82	10,10	5,44	-10,10	-5,44	8,42	4,53	-8,42	-4,53
	7	-2,46	-1,40	-4,06	-2,10	-1,87	-1,10	-3,88	-1,97	4,28	1,58	-8,94	-4,08	4,26	1,70	-6,76	-3,20
4	1	4,04	3,26	-0,11	0,50	4,32	3,38	-0,87	-0,07	11,94	8,36	-9,14	-5,68	9,52	6,56	-8,04	-5,14
	2-6	3,13	2,56	-3,13	-2,56	3,91	3,19	-3,91	-3,19	15,94	13,04	-15,94	-13,04	13,28	10,87	-13,28	-10,87
	7	0,11	-0,50	-4,04	-3,26	0,87	0,07	-4,32	-3,38	9,14	5,68	-11,94	-8,36	8,04	5,14	-9,52	-6,56
3	1	5,04	4,47	-1,29	-0,71	5,61	4,89	-2,31	-1,59	14,78	12,33	-12,1	-9,65	11,91	9,87	-10,49	-8,45
	2-6	5,14	4,38	-5,14	-4,38	6,42	5,47	-6,42	-5,47	21,78	18,55	-21,78	-18,55	18,15	15,46	-18,15	-15,46
	7	1,29	0,71	-5,04	-4,47	2,31	1,59	-5,61	-4,89	12,1	9,65	-14,78	-12,33	10,49	8,45	-11,91	-9,87
2	1	5,91	6,20	-2,15	-1,86	6,69	6,94	-3,39	-3,14	13,34	13,55	-10,66	-10,45	10,71	10,81	-9,29	-9,19
	2-6	6,66	6,66	-6,66	-6,66	8,32	8,32	-8,32	-8,32	19,78	19,78	-19,78	-19,78	16,48	16,48	-16,48	-16,48
	7	2,15	1,86	-5,91	-6,20	3,39	3,14	-6,69	-6,94	10,66	10,45	-13,34	-13,55	9,29	9,19	-10,71	-10,81
1	1	6,46	11,08	-2,11	-8,91	7,26	13,45	-3,45	-11,54	11,52	24,05	-8,42	-22,05	9,12	19,8	-7,50	-19
	2-6	9,14	8,78	-9,14	-8,78	11,43	10,98	-11,43	-10,98	20,45	21,29	-20,45	-21,29	17,04	17,74	-17,04	-17,74
	7	2,11	8,91	-6,46	-11,08	3,45	11,54	-7,26	-13,45	8,42	22,05	-11,52	-24,05	7,50	19	-9,12	-19,8

88

Efforts Normaux dans les Poteaux

PORTIQUE TRANSVERSAL B

		E.L.U							
Niv	POT	1,35G+1,5P+1,2W	1,35G+1,5P+1,2W	1,35G+P+1,5W	1,35G+P+1,5W	6+P+1,2E	6+P-1,2E	0,8G+E	0,8G-E
5	1	6,85	7,42	5,94	6,66	2,66	7,54	0,71	4,77
	2	13,43	13,36	11,86	11,77	9,91	9,23	5,42	4,86
	3-5	13,69	13,69	12,08	12,08	9,78	9,78	5,25	5,25
	6	13,69	13,43	11,77	11,86	9,23	9,91	4,86	5,42
	7	7,42	6,85	6,66	5,94	7,54	2,66	4,77	0,71
4	1	12,88	15,25	10,92	13,89	2,61	17,49	-0,82	11,58
	2	26,89	26,60	23,76	23,40	20	18,22	10,96	9,48
	3-5	27,21	27,21	23,99	23,99	19,44	19,44	10,40	10,40
	6	26,60	26,89	23,40	23,76	18,22	20	9,48	10,96
	7	15,25	12,88	13,89	10,92	17,49	2,61	11,58	-0,82
3	1	18,07	23,92	14,85	22,17	-0,32	30,32	-4,75	20,79
	2	40,39	39,82	35,71	34,99	30,17	27,13	16,58	14,04
	3-5	40,73	40,73	35,90	35,90	29,10	29,10	15,55	15,55
	6	39,82	40,39	34,99	35,71	30,17	27,13	16,58	14,04
	7	23,92	18,07	22,17	14,85	30,32	-0,32	20,79	-4,75
2	1	22,47	33,39	17,79	31,44	-3,34	43,24	-8,75	30,07
	2	53,98	52,94	47,76	46,47	41,32	35,06	23,01	17,79
	3-5	54,26	54,26	47,82	47,82	38,76	38,76	20,70	20,70
	6	52,94	53,98	46,47	47,76	35,06	41,32	17,79	23,01
	7	33,39	22,47	31,44	17,79	43,24	-3,34	30,07	-8,75
1	1	27,17	44,84	20,64	42,72	-5,54	56,96	-12,38	39,70
	2	69,64	68,44	61,5	60	53,63	44,97	29,79	22,57
	3-5	70,02	70,02	61,62	61,62	50	50	26,56	26,56
	6	68,44	69,64	60	61,50	44,97	53,63	22,57	29,79
	7	44,84	27,17	42,72	20,64	56,96	-5,54	39,70	-12,38

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

		E.L.U							
Niv	Traveé	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum
5	A	42,44	42,51	37,97	38,05	29,33	31,61	16,29	18,19
	B	77,80	77,80	69,65	69,65	56,96	54,68	32,57	30,67
	D	42,51	42,44	38,05	37,97	31,61	29,33	18,19	16,29
4	A	83,68	83,97	74,80	75,16	56,63	63,63	31,03	36,87
	B	156,216	156,216	139,77	139,77	112,06	112,06	63,33	63,33
	D	83,97	83,68	75,16	74,80	63,63	56,63	36,87	31,03
3	A	124,82	125,52	111,51	112,38	82,54	97,02	44,63	56,69
	B	234,69	234,69	209,92	209,92	168,34	168,34	95,04	95,04
	D	125,52	124,82	112,38	111,51	97,02	82,54	56,69	44,63
2	A	165,34	166,35	147,68	148,94	108,61	129,29	58,48	75,72
	B	281,56	281,7	251,91	252,09	201,61	202,45	113,87	114,57
	C	35,64	35,52	32,04	31,88	25,08	26,02	14,27	15,05
	D	151,02	149,99	135,29	134	119,19	96,73	70,36	51,64
1	A	205,76	207,30	183,72	185,64	134,51	161,75	72,19	94,89
	B	324,06	324,44	289,92	290,40	230,63	234,59	129,89	133,19
	C	85,53	86,79	78,73	67,81	63,99	63,11	22,58	21,84

PORTIQUE TRANSVERSAL C

Niv	Pot	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum	Ncum
2	1	6,99	7,63	6,04	6,84	1,66	8,77	-0,18	5,75
	2	13,04	12,94	11,51	11,38	9,82	8,73	5,41	4,50
	3-5	13,52	13,52	11,91	11,91	9,66	9,66	5,15	5,15
	6	12,94	13,04	11,38	11,51	8,73	9,82	4,50	5,41
	7	7,63	6,99	6,84	6,04	8,77	1,66	5,75	-0,18
1	1	14,98	16,92	12,69	15,12	1,59	21,13	-2,32	13,95
	2	30,70	30,43	27	26,66	23,34	20,28	12,75	10,19
	3-5	30,99	30,99	27,14	27,14	22,1	22,1	11,52	11,52
	6	30,43	30,70	26,66	27	20,28	23,34	10,19	12,75
	7	16,92	14,98	15,12	12,69	21,13	1,59	13,95	-2,32

Moments dans les Poutres

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

E.L.S													
		G + P + 0,9w			G + P - 0,9w			G + 0,8P + w			G + 0,8P - w		
Niv	Travée	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t
5	A-B	51,14	69,48	73,12	50,70	69,14	73,08	48,08	65,31	66,17	47,60	64,93	66,12
	B-D	69,48	51,14	73,08	69,14	50,70	73,12	65,31	48,08	66,12	64,93	47,60	66,17
4	A-B	58,51	69,43	70,34	57,16	68,37	70,20	55,07	65,30	63,40	53,57	64,12	63,24
	B-D	69,43	58,51	70,20	68,37	57,16	70,34	65,30	55,07	63,24	64,12	53,57	63,40
3	A-B	59,65	69,99	70,18	57,09	67,81	70	56,24	65,92	63,24	53,40	63,50	63,04
	B-D	69,99	59,65	70	67,81	57,09	70,18	65,92	56,24	63,04	63,50	53,40	63,24
2	A-B	59,88	63,16	72,94	56,86	61,62	71,75	56,50	59,46	66,05	54,14	57,74	64,74
	B-C	28,68	21,08	-7,14	23,94	20,52	-9,23	27,36	19,86	-7,49	22,10	18,24	-9,81
	C-D	22,60	23,22	33,18	22,33	19,58	34,86	21,27	22,13	30,12	20,97	18,03	31,38
1	A-B	60,24	63,62	55,68	56,50	61,37	54,94	56,90	59,95	48,77	52,74	57,45	47,95
	B-D	29,890	2,08	2,02	23,03	0,08	-0,41	28,62	2,12	1,51	21	-0,098	-1,19

PORTIQUE TRANSVERSAL B

E.L.S													
		G + P + 0,9w			G + P - 0,9w			G + 0,8P + w			G + 0,8P - w		
Niv	Travée	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t	M _w	M _e	M _t
5	1	2,93	3,70	3,58	1,73	2,78	3,44	2,85	3,54	3,24	1,51	2,52	3,08
	2-6	3,70	3,70	3,21	2,78	2,78	3,21	3,54	3,54	2,86	2,52	2,52	2,86
	7	3,70	2,93	3,44	2,78	1,73	3,58	3,54	2,85	3,08	2,52	1,51	3,24
4	1	4,48	4,62	3,56	0,84	1,78	3,16	4,50	4,57	3,23	0,46	1,41	2,79
	2-6	4,62	4,62	3,18	1,78	1,78	3,18	4,57	4,57	2,83	1,41	1,41	2,83
	7	4,62	4,48	3,16	1,78	0,84	3,56	4,57	4,50	2,79	1,41	0,46	3,23
3	1	6,08	6,08	3,62	-0,74	0,32	3,10	6,28	6,19	3,30	-1,30	-0,21	2,72
	2-6	6,08	6,08	3,18	0,32	0,32	3,18	6,19	6,19	2,83	-0,21	-0,21	2,83
	7	6,08	6,08	3,10	0,32	-0,74	3,62	6,19	6,28	2,72	-0,21	-1,30	3,80
2	1	7,64	7,34	3,77	-2,30	-0,94	2,95	8,01	7,59	3,47	-3,03	-1,61	2,55
	2-6	7,34	7,34	3,18	-0,94	-0,94	3,18	7,59	7,59	2,83	-1,61	-1,61	-1,61
	7	7,34	7,64	2,95	-0,94	-2,30	3,77	7,59	8,01	2,55	-1,61	-3,03	3,47
1	1	9,36	9,64	4,12	-3,12	-2,20	3,80	9,83	10,04	3,70	-4,03	-3,12	3,35
	2-6	9,64	9,64	3,76	-2,20	-2,20	3,76	10,04	10,04	3,33	-3,12	-3,12	3,33
	7	9,64	9,36	3,80	-2,20	-3,12	4,12	10,04	9,83	3,35	-3,12	-4,03	3,70

Efforts dans les Poteaux

PORTIQUE LONGITUDINAL 2

		E.L.S											
		G + P + 0,9W			G + P - 0,9W			G + 0,8P + W			G + 0,8P - W		
Niv	POT	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}
5	A	30,44	5,14	27,31	30,49	50,70	27,13	28,66	48,08	25,67	28,71	47,60	25,47
	B	55,82	0,34	0,19	55,82	-0,34	-0,19	52,56	0,38	0,21	52,56	-0,38	-0,21
	D	30,49	-50,70	-27,13	30,44	-51,14	-27,31	28,71	-47,60	-25,47	28,66	-48,08	-25,67
4	A	60,02	31,21	29,57	60,24	30,04	28,79	56,47	29,42	27,84	56,71	28,12	26,98
	B	112,06	0,87	0,71	112,06	-0,87	-0,71	105,48	0,97	0,79	105,48	-0,97	-0,79
	D	60,24	-30,04	-28,79	60,02	-31,21	-29,57	56,71	-28,12	-26,98	56,47	-29,42	-27,84
3	A	89,52	30,07	29,91	90,04	28,29	28,45	84,2	28,40	28,22	84,78	26,42	27
	B	168,34	1,48	1,21	168,34	-1,48	-1,21	158,43	1,64	1,34	158,43	-1,64	-1,34
	D	90,04	-28,29	-14,64	89,52	-30,07	-16,10	84,78	-26,42	-13,63	84,2	-28,40	-15,25
2	A	118,57	29,96	29,96	119,33	28,39	28,39	111,12	28,28	28,28	112,36	26,54	26,54
	B	201,98	-16,09	-15,76	202,08	-19,96	-19,63	190,12	-14,78	-14,48	190,24	-19,08	-18,78
	C	25,59	2,08	-0,13	25,50	1,26	-0,95	24,15	2,03	-0,05	24,05	1,11	-0,97
	D	108,35	-4,94	-1,93	107,57	-7,12	-4,10	102,05	-4,46	-1,62	101,19	-6,88	-4,04
1	A	147,55	30,27	17,69	148,71	28,09	11,49	138,75	28,62	17,14	140,03	26,20	10,26
	B	232,47	-15,08	-4,92	232,75	-20,32	-12,78	218,81	-13,72	-3,94	219,13	-19,54	-12,68
	C	63,88	0,04	0,31	63,22	-1,12	-0,85	56,76	0,14	0,4	56,02	-1,16	-0,9

PORTIQUE TRANSVERSAL C

		E.L.S											
		G + P + 0,9W			G + P - 0,9W			G + 0,8P + W			G + 0,8P - W		
Niv	POT	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}	N _{cum}	M _{sup}	M _{inf}
2	1	4,98	3,99	3,23	5,46	2,66	1,90	4,60	3,85	3,12	5,14	2,37	1,65
	2	9,32	0,98	0,98	9,24	-0,98	-0,98	8,70	1,09	1,09	8,62	-1,09	-1,09
	3-5	9,66	0,98	0,98	9,66	-0,98	-0,98	9,02	1,09	1,09	9,02	-1,09	-1,09
	6	9,24	0,98	0,98	9,32	-0,98	-0,98	8,62	1,09	1,09	8,70	-1,09	-1,09
	7	5,46	-2,66	-1,9	4,98	-3,99	-3,23	5,14	-2,37	-1,65	4,60	-3,85	-3,12
1	1	10,63	3,24	2,47	12,09	1,90	0,1	9,73	3,12	2,51	11,35	1,64	+0,12
	2	21,91	1,04	1,04	21,71	-1,04	-1,04	20,43	1,15	1,15	20,20	-1,15	-1,15
	3-5	22,1	1,04	1,04	22,1	-1,04	-1,04	20,56	1,15	1,15	20,56	-1,15	-1,15
	6	21,71	1,04	1,04	21,91	-1,04	-1,04	20,20	1,15	1,15	20,43	-1,15	-1,15
	7	12,09	-1,90	-0,1	10,63	-3,24	-2,47	11,35	-1,64	-0,12	9,73	-3,12	-2,51

		G + P + 0,9w			G + P - 0,9w			G + 0,8P + w			G + 0,8P - w		
Niv	POT	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf	Ncum	Msup	Minf
5	1	4,88	2,93	1,51	5,32	1,73	0,99	4,52	2,85	1,46	5	1,51	0,88
	2	9,60	0,33	0,49	9,54	-0,93	-0,49	8,97	1,03	0,55	8,91	-1,03	-0,55
	3-5	9,78	0,93	0,49	9,78	-0,93	-0,49	9,14	1,03	0,55	9,14	-1,03	-0,55
	6	9,54	0,93	0,49	9,60	-0,93	-0,49	8,91	1,03	0,55	8,97	-1,03	-0,55
	7	5,32	-1,73	-0,99	4,88	-2,93	-1,51	5	-1,51	-0,88	4,52	-2,85	-1,46
4	1	9,16	2,96	2,37	10,94	-0,16	0,30	8,39	3,04	2,4	10,37	-2,42	0,10
	2	19,22	2,35	1,92	19	-2,35	-1,92	17,96	2,61	2,13	17,72	-2,61	-2,13
	3-5	19,44	2,35	1,92	19,44	-2,35	-1,92	18,15	2,61	2,13	18,15	-2,61	-2,13
	6	19	2,35	1,92	19,22	-2,35	-1,92	17,72	2,61	2,13	17,96	-2,61	-2,13
	7	10,94	0,16	-0,30	9,16	-2,96	-2,37	10,37	0,42	-0,10	8,39	-3,04	-2,4
3	1	12,80	3,72	3,28	17,20	-1,04	-0,6	11,56	3,89	3,41	16,44	-1,39	-0,91
	2	28,87	3,85	3,28	28,43	-3,85	-3,28	26,99	4,28	3,65	26,51	-4,28	-3,65
	3-5	29,1	3,85	3,28	29,1	-3,85	-3,28	27,17	4,28	3,65	27,17	-4,28	-3,65
	6	28,43	3,85	3,28	28,87	-3,85	-3,28	26,51	4,28	3,65	26,99	-4,28	-3,65
	7	17,20	1,04	0,6	12,80	-3,72	-3,28	16,44	1,39	0,91	11,56	-3,89	-3,41
2	1	15,85	4,36	4,57	24,04	-1,68	-1,47	14,07	4,61	4,80	23,17	-2,11	-1,92
	2	38,58	4,99	4,99	37,80	-4,99	-4,99	36,08	5,55	5,55	35,22	-5,55	-5,55
	3-5	38,76	4,99	4,99	38,76	-4,99	-4,99	36,84	5,55	5,55	36,84	-5,55	-5,55
	6	37,80	4,99	4,99	38,58	-4,99	-4,99	35,22	5,55	5,55	36,08	-5,55	-5,55
	7	24,04	1,68	1,47	15,85	-4,36	-4,57	23,17	2,11	1,92	14,07	-4,61	-4,80
1	1	19,09	4,76	8,27	32,33	-1,66	-6,72	16,62	5,01	9,05	31,34	-2,13	-7,61
	2	49,75	6,86	6,59	48,85	-6,86	-6,59	46,49	7,62	7,32	45,49	-7,62	-7,32
	3-5	50	6,86	6,59	50	-6,86	-6,59	46,64	7,62	7,32	46,64	-7,62	-7,32
	6	48,85	6,86	6,59	49,75	-6,86	-6,59	45,49	7,62	7,32	46,49	-7,62	-7,32
	7	32,33	1,66	6,72	19,09	-4,76	-8,27	31,34	7,61	-5,01	16,62	-5,01	-9,05

E.L.U

		$1,35G+1,5P+1,2w$				$1,35G+1,5P-1,2w$				$1,35G+P+1,5w$				$1,35G+P-1,5w$				$G+P+1,2E$		$G+P-1,2w$		$0,86+E$		$0,86-E$		
Niv	Pot	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	
2	1	5,55	4,49	3,78	2,72	5,21	4,25	3	2,04	13,17	12,41	-6,51	-7,27	9,97	9,51	-6,42	-6,89									
	2-6	1,30	1,30	-1,30	-1,30	1,63	1,63	-1,63	-1,63	14,52	14,52	-14,52	-14,52	12,10	12,10	-12,10	-12,10									
	7	-3,78	-2,72	-5,55	-4,49	-3	-2,04	-5,21	-4,25	6,51	-7,27	-13,17	-12,41	6,42	6,89	-9,97	-9,51									
1	1	4,50	3,38	2,72	0,22	4,25	3,55	2,03	0,40	10	14,51	-4,87	-11,94	7,51	11,67	-4,89	-10,36									
	2-6	1,38	1,69	-1,38	-1,69	1,73	2,11	-1,73	-2,11	10,56	15,19	-10,56	-15,19	8,80	12,66	-8,80	-12,66									
	7	-2,72	-0,22	-4,50	-3,38	-2,03	-0,4	-4,25	-3,55	4,87	11,94	-10	-14,51	4,89	10,36	-7,51	-11,67									

CHAPITRE 11

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Ferraillage des éléments

INTRODUCTION .

A la lumière des résultats des chapitres précédents, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constitutifs de notre ouvrage .

Le calcul de ces sections sera mené selon les règles du béton armé aux états limites (BAEL 83) qui tendent à remplacer les règles aux contraintes admissibles (CCBA 68) dont l'insuffisance est aujourd'hui démontrée, insuffisance qui transparaît à travers les deux principales raisons suivantes :

- les règles C.C.B.A 68 ne tiennent pas compte de la possibilité de plastification de la section qui permet, après le dépassement de la limite élastique, une augmentation du moment fléchissant de 50% pour une section rectangulaire
- les règles C.C.B.A. 68 ne sont pas en mesure de garantir une sécurité suffisante vis à vis d'une augmentation accidentelle des charges appliquées, ce qui a été à l'origine de nombreux accidents.

Les règles B.A.E.L ont pallié ces problèmes en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'actions avec des coefficients qui tiennent compte d'une part de la variation possible, dans le cas défavorable, des intensités des actions, d'autre part de la probabilité de ces

Combinaisons dans lesquelles les actions auraient leurs valeurs.

DIMENSIONNEMENT

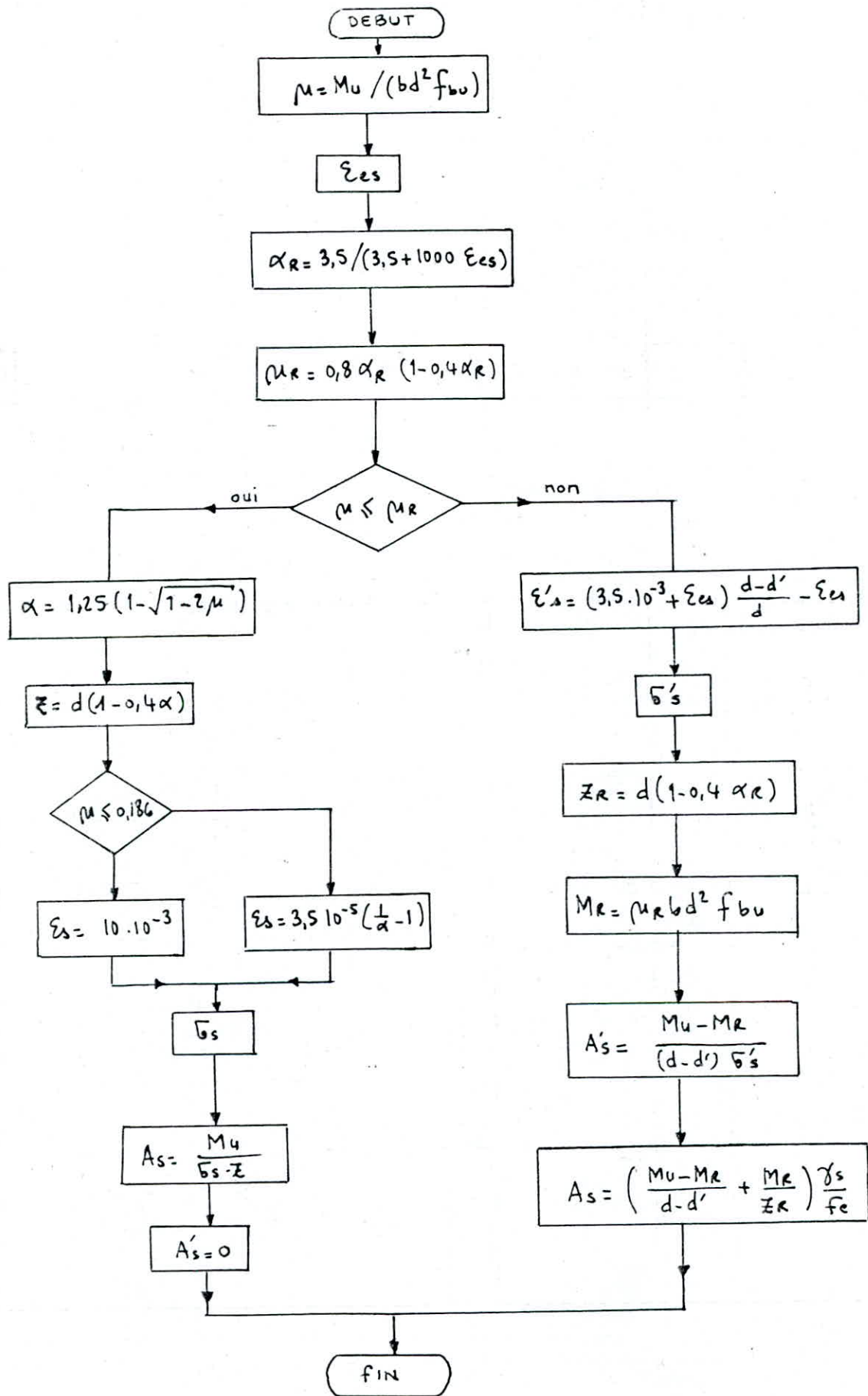
Une section d'un élément peut avoir l'un ou plusieurs des quatre modes de travail suivants :

- Compression centrée .
- Traction simple
- Flexion simple
- Flexion composée .

Pour les deux derniers modes nous avons établi des programmes pour le calcul des sections d'armature et vérification des contraintes ; vérification de l'état limite de compression du béton (f_{bc}) et de l'état limite d'ouverture des fissures (f_s). Le calcul est fait à l'état limite ultime et la vérification à l'état limite de service et ça pour des sections rectangulaires ou en T. Nous exposons dans ce qui suit les étapes de calcul à partir du cours de béton armé de M. Paul Dinnequin pour une section rectangulaire.

•/ Flexion simple

- Hypothèses de calcul : ils sont donnés dans le Chapitre 2
- les étapes de calcul sont dans l'organigramme suivant :



1/ vérification des contraintes

Pour le calcul des contraintes on doit trouver d'abord la position de l'axe neutre (y). y est racine de l'équation

$$\frac{b_0 y^2}{2} + 15y(A+A') - 15[A'd' + Ad] = 0$$

- On calcul ensuite le moment d'inertie de la section homogénéisée

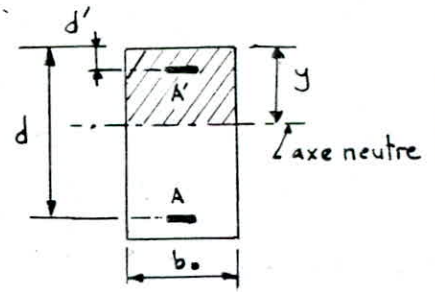
$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + 15A'(y-d')^2 + 15A(d-y)^2$$

les contraintes sont alors :

$$\bar{\sigma}_{bc} = M_{ser} y / I \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 15 M_{ser} \frac{d-y}{I} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_s = 15 M_{ser} \frac{y-d'}{I}$$

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}'_s \leq \bar{\sigma}'_s$$



•/ FLEXION COMPOSEE

- Hypothèses de calcul : données dans le chapitre 2.

- Étapes de calcul :

Le système N_u, M_u est équivalent à une force unique N_u appliquée en un point c appelé centre de pression contenu dans le plan de symétrie et tel que : $e_0 = M_u / N_u$



les sollicitations à considérer à l'ELU sont :

- si N_u est une traction ($N < 0$) :

$$N_u = \sum \gamma_i N_i \quad ; \quad M_u = \sum \gamma_i M_i$$

γ_i : coefficients de sécurité relatifs aux diverses actions

- Si N_u est une compression ($N_u > 0$) :

les sections ainsi chargées doivent en principe être vérifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme (flambement)

toute fois lorsque l'élanement mécanique $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} \quad \text{avec} \quad i_{\min} = \sqrt{I_{\min} / B} \quad B: \text{section béton}$$

On peut effectuer des calculs en flexion composée à condition:

1. d'introduire dans la direction la plus défavorable une excentricité accidentelle e_A traduisant les imperfections géométriques

$$e_A = \max(2 \text{ cm}, l/250) \quad l: \text{longueur de l'élément}$$

2. d'opérer avec les sollicitations majorées par les coefficients suivants:

$$\gamma_f = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } e_0/h \leq 1$$

$$\gamma_f = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \cdot \frac{h}{e_0} \quad \text{si } e_0/h > 1$$

$$N_u = \gamma_f \sum \delta_i N_i \quad \text{et} \quad M_u = \gamma_f \sum \delta_i M_i + N_u e_A$$

Nous ferons la réduction des forces au centre de gravité des armatures tendues :

$$N_{uA} = N_u \quad \text{et} \quad M_{uA} = M_u + N_u (d - h/2)$$

En flexion composée quatre situations peuvent se présenter :

1. la section est entièrement comprimée (SEC)
2. la section est entièrement tendue (SET)
3. la section est partiellement comprimée (SPC)
4. la section est partiellement comprimée surabondante (SPCS)

Ou pose : avec c : enrobage ; d : hauteur utile

$$T_1 = (d-c) N_u - M_{uA} \quad ; \quad T_2 = (0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu}$$

$$T_3 = (0,5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} \quad ; \quad T_4 = 0,81 b h f_{bu}$$

$$T_5 = N_u d (1 - 0,514 \cdot \frac{N_u}{b d f_{bu}}) \quad ; \quad T_6 = b h^2 f_{bu} (\frac{5}{14} - \frac{N_u}{b h f_{bu}} \cdot (\frac{6}{7} - \frac{d}{h}))$$

1°) Si $N_u \leq T_4$ et $M_{uA} \leq T_5$ ou $N_u \geq T_4$ et $M_{uA} < T_6$ alors la section est surabondante ou a $A_s = A'_s = 0$

2°) si $T_1 \leq T_2$ la section est partiellement comprimée, on peut l'organigramme de flexion simple avec $M_u = M_{uA}$

a. si $\mu \leq \mu_R \rightarrow A'_s = 0$

$$A_s = \frac{M_{uA} - N_u z}{\sigma_s} \quad ; \quad z = d (1 - 0,4 \alpha)$$

b. si $\mu > \mu_R \rightarrow A'_s = \frac{M_{uA} - M_{uR}}{(d-c) \sigma_s}$

$$A_s = \left(\frac{M_{uA} - M_{uR}}{(d-c)} + \frac{M_R - N_u}{z R} \right) \frac{\sigma_s}{f_e}$$

si $A_s < 0 \rightarrow$ prendre $A_s = 0$

et $A'_s = \frac{N_u - 0,8 \alpha b f_{bu}}{\sigma'_s}$ avec $0,8 \alpha = c + \sqrt{c^2 + \frac{2(d-c)N_u - M_{uA}}{b f_{bu}}}$

3°) si $T_2 \leq T_1 \leq T_3$ la section est entièrement comprimée

$$A'_s = \frac{N_u - (1-\chi) b h f_{bu}}{\sigma'_s} \quad \chi = \frac{0,5 - c/h - \frac{(d-c)N_u - M_{uA}}{b h^2 f_{bu}}}{\frac{6}{7} - \frac{c}{h}}$$

$$A_s = 0$$

si $T_1 > T_3$ la section est entièrement comprimée avec armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{M_{uA} - b h f_{bu} (d - h/2)}{(d-c) \cdot \sigma'_s} \quad \text{avec} \quad \sigma'_s = \sigma'_s(2\%)$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma'_s} - A'_s$$

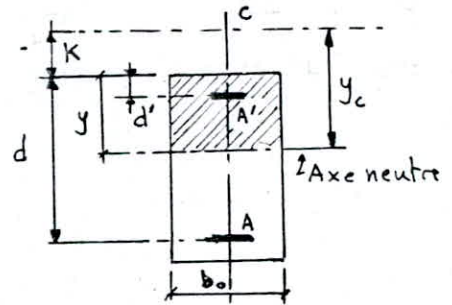
4) si $N_u < 0$ (traction) et $-(d - \frac{h}{2}) < e < (d - h/2)$
 la section est entièrement tendue

$$A's = \frac{M_u A}{(d-c) \bar{\sigma}_s} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_s (10\%)$$

$$A_s = \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} - A's$$

Vérification des contraintes :

cas d'une section partiellement comprimée
 la distance y_c (même signe que N_{ser})
 est racine de l'équation :



$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

avec en posant $K = d - e_A$

$$p = -3K^2 - 90 A' (K - d') / b_0 + 90 A (d - K) / b_0$$

$$q = -2K^3 - 90 A' (K - d')^2 / b_0 - 90 A (d - K)^2 / b_0$$

Cette équation peut-être résolue par une méthode itérative, on utilise pour cela la méthode de Newton.

On a ensuite avec

$$y = y_c + K \quad \text{et} \quad I = b_0 y^3 / 3 + 15 A' (y - d')^2 + 15 A_s (d - y)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = N_{ser} y_c (y_c + K) / I \quad , \quad \bar{\sigma}_s = 15 \bar{\sigma}_{bc} \cdot (d - y_c - K) / (y_c + K)$$

$$\text{et} \quad \bar{\sigma}'_s = 15 N_{ser} (K + y_c - d') \cdot y_c / I$$

Ferraillage des Poutres

Les poutres se calculent en flexion simple, il ne sera tenu compte que des moments fléchissants et efforts tranchants sollicitant celles-ci. Par simplification, on ne fait pas état, dans le calcul, des efforts normaux (BAEL art F.2.4.8).

On calcul les poutres sous deux sollicitations :

1°) A l'état limite ultime en situation durable :

$$\text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / 1,15 = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

2°) - A l'état limite ultime en situation accidentelle :

$$\text{avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e / 1 = 400 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service (ELS) : on procédera à une vérification des contraintes ; une vérification de l'état limite de compression du béton, de déformation et d'ouverture de fissures.

RECOMMANDATIONS DU RPA (art 4.2.3.2) :

• Le % minimal total des aciers longitudinaux est de 0,3%

(aciers à haute adhérence) soit :

$$\begin{array}{ll} \text{poutre } 110 \times 40 & \rightarrow A_{se} \text{ min} = 13,2 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre } 50 \times 35 & \rightarrow A_{se} \text{ min} = 5,25 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{poutre } 110 \times 40 \\ \text{poutre } 50 \times 35 \end{array}} \right\} \text{ sur toute la longueur}$$

Le % maximal total est de 2,5%

$$\begin{array}{ll} \text{poutre } 110 \times 40 & \rightarrow A_{se} \text{ max} = 110 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre } 110 \times 35 & \rightarrow A_{se} \text{ max} = 43,75 \text{ cm}^2 \end{array}$$

• Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées

principalement par les forces sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de celle des appuis.

- les poutres porteuses doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) comme indiqué par la fig. ci-dessous.

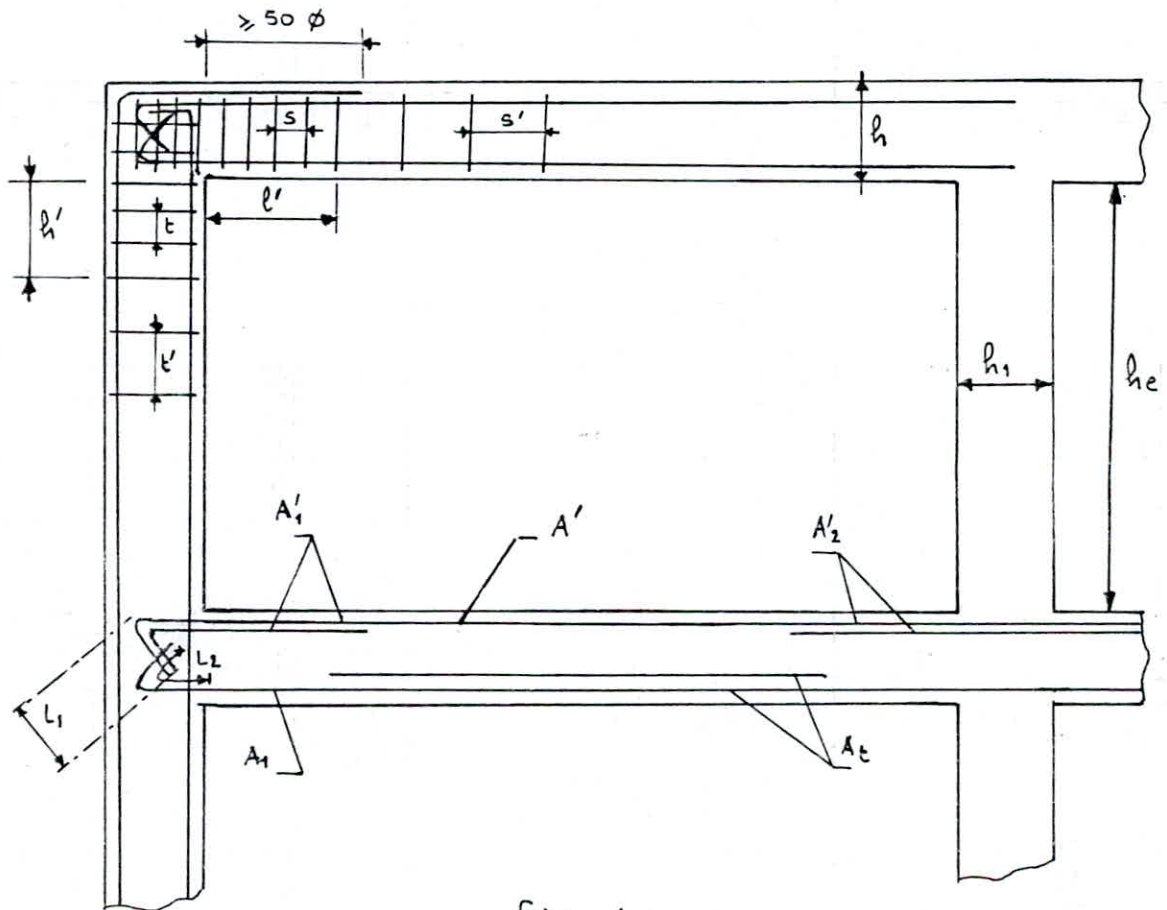


fig - 1 -

$$l' = 2h_1, \quad h' = \max \{ h_e/c, b_1; h_1; 60 \text{ cm} \}$$

$$t \leq \min (10\phi; 15 \text{ cm}) \quad (\text{Zone I, II}) ; \quad t' \leq 12\phi \quad (\text{Zone I, II})$$

$$s \leq \min (h/4; 12\phi; 30 \text{ cm}) ; \quad s' \leq h/2$$

$$A' \geq \max (A'_1/4, A'_2/4; 3 \text{ cm}^2) \quad \text{et} \quad A_s \geq \max (A_1/2; A_t/4; 3 \text{ cm}^2)$$

- Les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale.

VERIFICATIONS DIVERSES

- Les recommandations du RPA concernant les sections d'armatures longitudinales (% max, min) sont respectés.
- Condition de non fragilité : (BAEL 83 art A.4.2.1).

Elle est donnée par :

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} \geq 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A \geq 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{poutre } 110 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 4,83 \text{ cm}^2$$

$$\text{poutre } 50 \times 35 \Rightarrow A_{\min} = 1,9 \text{ cm}^2$$

Cette condition comme le calcul des contraintes est incluse dans le programme. Elle est vérifiée dans tous les cas.

- Vérification des contraintes :

Les contraintes calculées sont données sous formes de tableaux toutes les contraintes sont vérifiées.

$$\bar{\sigma}_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}'_s < \bar{\sigma}_s.$$

- Etat limite de déformation (BAEL 83 - art A.4.6.2)

les conditions qui dispensent d'un calcul de flèche énoncées dans l'article B.6.5 du BAEL 83 à savoir :

$$h/l \geq \max \left[\frac{M_t}{10 M_0} ; 1/16 \right] \text{ et } \frac{A}{b \cdot d} \leq 4,2 / f_e,$$

n'étant pas applicable pour notre cas, on procède donc à un calcul de flèche suivant les principes exposés en B.6.5.2 du BAEL.

On prendra pour cela la poutre la plus sollicitée. avec :

$$M_{t \text{ ser}} = 54,94 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad M_t(G) = 38,34 \text{ t.m}$$

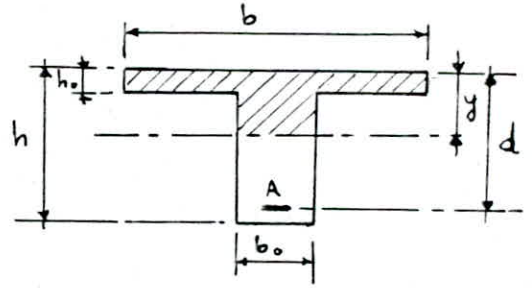
$$l = 14,4 \text{ m}$$

• Données :

$$h_0 = 0,15 \text{ m} \quad , \quad h = 1,1 \text{ m} \quad , \quad b = 3,28 \text{ m}$$

$$b_0 = 0,4 \text{ m} \quad ; \quad d = 1 \text{ m}$$

$$A = 37,68 \text{ cm}^2$$



•/ Position de l'axe neutre : à partir de l'équation du U^{st} statique

$$y = \frac{-K_2 + \sqrt{K_4}}{2K_1} \quad \text{avec ;}$$

$$K_1 = b_0/2 \quad ; \quad K_2 = (b-b_0)h_0 + 15A$$

$$K_3 = -(b-b_0) \frac{h_0^2}{2} - 15A \cdot d \quad . \quad K_4 = K_2^2 - 4K_1 \cdot K_3$$

$$\Rightarrow \quad y = 0,17 \text{ m}$$

•/ Moment d'inertie de la section totale homogénéisée :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y^3 + (h-y)^3) + (b-b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (y-h_0/2)^2 \right] + 15A(d-y)^2$$

$$I_0 = 0,122 \text{ m}^4$$

•/ Expressions des flèches :

- Déformations instantanées (i) $f_i = Ml^2 / (10 E_i I_{fi})$.

- Déformations de longue durée (v) $f_v = Ml^2 / (10 E_v I_{fv})$.

avec les moments d'inertie fictifs :

$$I_{fi} = I_0 / (1 + \lambda_i \mu) \quad ; \quad I_{fv} = I_0 / (1 + \lambda_v \mu)$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3b_0/b) \rho} \quad \text{et} \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$E_i = 32164 \text{ MPa} \quad ; \quad E_v = 10819 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{et} \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \quad (\mu \gg 0)$$

ρ : pourcentage de l'armature tendue à la section utile

de la nervure ; $\rho = \frac{A}{b_0 d} \cdot 100\% = 0,94\% \Rightarrow$

$$\lambda_i = 4,72 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 1,89$$

$\bar{\sigma}_s$: contrainte effective de traction de l'armature A déterminée suivant le cas de charge (G ou G+P) par

$$\bar{\sigma}_s = \frac{M}{\beta d \cdot A}$$

avec $\alpha = y/d$ et $\beta = 1 - \alpha/3$.

$$\alpha = 0,17 \rightarrow \beta = 0,943.$$

• / flèche totale : $f_t = f_{Gv} + f_{(G+P)i} - f_{Gi}$.

Sous G : $M = 38,34 \text{ t.m}$.

$$\bar{\sigma}_s = 107,9 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = 0,403.$$

$$\lambda_{Gi} = 4,72 \text{ et } \lambda_{Gv} = 1,89$$

$$I_{f_{Gi}} = 4,2 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4, \quad I_{f_{Gv}} = 6,93 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow f_{Gi} = 0,59 \text{ cm}; \quad f_{Gv} = 1,06 \text{ cm}$$

Sous G+P $M = 54,94 \text{ t.m}$

$$\bar{\sigma}_s = 205,78 \text{ MPa} \Rightarrow \mu = 0,626$$

$$I_{f_{Gi}} = 3,08 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4 \Rightarrow f_{(G+P)i} = 1,15 \text{ cm}$$

$$\text{flèche totale } f_t = 1,15 - 0,59 + 1,06 = 1,62 \text{ cm}.$$

• flèche admissible

l : longueur entre nu d'appuis

$$l = 14,4 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{l}{1000} = 1,94 \text{ cm}$$

$$f_t = 1,62 < \bar{f} = 1,94$$

La flèche est donc vérifiée.

• Vérification de l'adhérence. (art. A.6.1. BAEL)

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s donnée par $\tau_s = \frac{1}{u} dF/dx$.

où dF/dx : augmentation par unité de longueur de l'effort axial exercé sur l'armature - u périmètre utile de l'armature

toutes les barres doivent être créées d'une longueur $l_s = 40 \phi$ (ϕ diamètre de la barre HA).

Sur toute la longueur d'average la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement \rightarrow barre HA : $\psi_s = 1,5$.

De plus on doit vérifier que la contrainte d'entraînement des barres reste admissible.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d U_i} \cdot \frac{A_{si}}{A_s} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

V_u : effort tranchant. U_i : périmètre du paquet de barre

A_s : section totale des armatures tendues

A_{si} : section d'une barre (i)

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$l_s = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

EFFORT TRANCHANT / ARMATURES TRANSVERSALES (BAEL art A 51)

Les poutres soumises à des efforts T sont justifiées vis à vis de l'état limite ultime. Cette justification concerne les armatures transversales et les zones d'appuis.

La justification de l'âme d'une poutre est conduite à partir de la contrainte tangente prise égale à

$$T_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

V_u : effort tranchant à l'ELU; b : largeur de l'âme
 d : hauteur utile de la poutre.

• Contrainte tangentielle limite :

$$\bar{T}_u = \min \left[\left(0,03 + 0,08 \cdot \frac{90}{\alpha} \right) f_{c28} ; 0,5 + 2,5 \cdot \frac{90}{\alpha} \right] \text{ MPa}$$

pour fissuration préjudiciable. - avec α : inclinaison des armatures transversales.

• Armatures transversales :

Le béton par sa faible résistance en traction ne peut équilibrer les contraintes de traction engendrées par l'effort tranchant, il est nécessaire de pallier cette insuffisance par des armatures qui vont couvrir les fissures. Leur disposition logique est donc perpendiculaire à la section et dirigée vers l'about de la poutre - Cependant pour faciliter la réalisation et parce que leur efficacité est peu amoindrie, les armatures transversales sont le plus souvent perpendiculaire à la fibre neutre ($\alpha = 90^\circ$).

les aciers doivent satisfaire à l'inéquation :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(T_u - 0,5K) b}{0,8 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

si $K = 0$ s'il y a reprise de bétonnage ou fissur. très préjudiciable

$K = 1$ dans les autres cas.

$K = 1 + \frac{3Nu}{B f_{c28}}$ en flexion composée ($Nu > 0$) avec compression.

$K = 1 - \frac{10 Nu}{B f_{c28}}$ en flexion composée ($Nu < 0$) avec traction.
 B : section du béton.

/ De plus on doit vérifier les conditions suivantes :

- Pourcentage minimal :

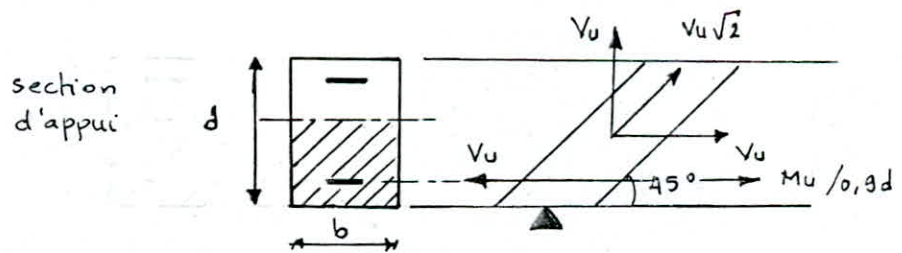
$$\frac{A_t}{b s_t \sin \alpha} \cdot f_e \geq \text{Max} \left[\frac{T_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right]$$

$$\bar{s}_t = \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \text{que } s_t \leq \bar{s}_t$$

$$\phi_t \leq \text{min} (\phi_{\text{min}} ; \frac{h}{35} ; b/10)$$

- Zones d'appuis :

L'effort tranchant provoque une force de compression dans la bielle de béton égale à $\sqrt{2} V_u$, et une force de traction dans l'armature inférieure égale à V_u . Le moment négatif de l'appui provoque une compression dans l'armature inférieure



On distingue deux cas :

si $V_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures inférieures.

si $V_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction égale à $V_u + \frac{M_u}{0,9d}$ et leur section doit être

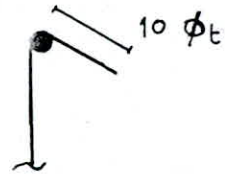
telle que l'on ait :

$$\frac{A_{fe}}{\gamma_s} \gg V_u + \frac{M_u}{0,9d} \dots$$

Recommandation du RPA : (art. 12.322)

- quantité d'armatures transversales minimales : $A_{t_{\min}} = 0,003 \times S \times b$.
- les espacements maximaux en zones nodales (S) et en zone courante (S') sont donnés dans la fig 1.

De plus les armatures transversales doivent être bouclées autour des aciers longitudinaux et ancres dans la masse du béton comprimé



FERRAILLAGE PORTIQUE 2

Niv	Appui	SITUATION DURABLE		SITUATION ACCIDENTELLE				SECTION ADOPTEE		VERIFICATION A E.L.S			
		Mu (t.m)	As	Msup	As	Minf	Ai	As	Ai	Mser	$\sqrt{bc(M.Ra)}$	$\sqrt{S(M.Ra)}$	$\sqrt{Sc(M.Ra)}$
5	A	71.34	21.99	59.1	15.42	20.25	5.13	25.13	12.56	51.14	7.32	228	76.16
	B	96.94	30.78	75.59	19.98	32.42	8.29	34.55	12.56	69.48	9	228.5	98.36
	D	71.34	21.99	59.1	15.42	20.25	5.13	25.13	12.56	51.14	7.32	228	76.16
4	A	81.62	25.45	74.43	19.65	15.62	3.95	31.41	18.84	58.51	7.38	209.72	78.72
	B	96.86	30.75	82.22	21.85	25.05	6.37	34.55	18.84	69.43	8.50	227.19	92.07
	D	81.62	25.45	74.43	19.65	15.62	3.95	31.41	18.84	58.51	7.38	209.72	78.72
3	A	83.16	25.98	83.76	22.28	7.11	1.79	31.41	18.84	59.65	7.52	213.74	80.22
	B	97.61	31.01	90.82	24.30	16.45	4.16	34.55	18.84	69.99	8.57	229.02	92.81
	D	83.16	25.98	83.76	22.28	7.11	1.79	31.41	18.84	59.65	7.52	213.74	80.22
2	A	83.48	26.09	84.48	22.49	6.39	1.60	31.41	18.84	59.88	7.55	214	80.5
	B	88.10	27.68	75.64	19.99	21.50	5.45	31.41	18.84	63.16	7.97	226.4	84.97
	C	31.52	9.33	25.28	6.43	7.18	1.80	18.84	18.84	22.60	3.39	132.45	32.54
	D	32.28	9.56	69.83	18.37	36.47	9.35	18.84	18.84	23.22	3.48	136.1	33.43
1	A	83.95	26.25	84.2	22.41	6.67	1.67	31.41	18.84	60.24	7.60	215.92	81.04
	B	88.72	27.89	78.11	20.68	19.19	4.68	25.13	12.56	63.62	8.03	228.04	85.6
	D	3	0.86	14.23	3.59	13.16	2.32	12.56	12.56	2.12	0.37	18.41	3.16

MOMENT EN TRAVÉE PORTIQUE 2

		SITUATION DURABLE		SITUATION ACCIDENTUELLE		SECTION		VERIFICATION		
Niv	travée	M_u (k.m)	As	M_u (k.m)	As	As	ϕ	Mser	$\sqrt{b_{cr}}$	$\sqrt{s_{(H.P.)}}$
5	A-B	103,93	30,22	74,05	18,63	37,69	12T20	73,12	2,8	205,4
	B-D	103,93	30,22	74,05	18,63	37,69	12T20	73,12	2,8	205,4
4	A-B	100,17	29,11	71,90	18,08	37,69	12T20	70,34	2,7	198
	B-D	100,17	29,11	71,90	18,08	37,69	12T20	70,34	2,7	198
3	A-B	99,95	29,05	71,82	18,06	37,69	12T20	70,18	2,7	198
	B-D	99,95	29,05	71,82	18,06	37,69	12T20	70,18	2,7	198
2	A-B	103,68	30,15	78,79	19,83	37,69	12T20	72,94	2,8	205
	B-C	-13,61	3,92	-26,27	6,58	12,56	4T20	-9,81	1	82,24
	C-D	49,28	14,24	57,13	14,35	18,84	6T20	34,86	2	193,6
1	A-B	103,34	30,05	77,43	19,48	31,4	10T20	57,68	2,4	194
	B-C	-2,06	4,83	-18,80	4,83	12,56	4T20	2,02	0,2	16,9

PORTIQUE TRANSVERSAL B

		SITUATION ACCIDENTELLE		SECTION		VERIFICATION		
Niv	Appui	$M_u_{(E-N)}$	A_s	A_s	ϕ	M_{ser}	$\sqrt{f_{bc}}_{(M.Pa)}$	$\sqrt{f_s}_{(M.Pa)}$
5	1	8,95	5,14	6,03	3T16	2,93	3,17	117,14
	2-6	8,29	4,76	6,03	3T16	3,70	3,17	117,14
	7	8,95	5,14	6,03	3T16	3,70	3,17	117,14
4	1	16,03	9,53	10,05	5T16	4,50	4,08	112,7
	2-6	13,88	8,17	10,05	5T16	4,62	4,08	112,7
	7	16,03	9,53	10,05	5T16	4,50	4,08	112,7
3	1	23,13	14,24	16,58	4T20 + 2T16	6,28	4,9	98,1
	2-6	20,61	12,53	12,56	4T20	6,19	5,2	125,6
	7	23,13	14,24	12,56	4T20	6,28	4,9	98,1
2	1	25,66	16,02	16,58	4T20 + 2T16	8,01	6,2	125,1
	2-6	18,48	11,12	12,56	4T20	7,59	6,4	154
	7	25,66	16,02	16,58	4T20 + 2T16	8,01	6,2	125,1
1	1	25,09	15,61	16,58	4T20 + 2T16	9,83	7,6	153,5
	2-6	19,94	12,08	12,56	4T20	10,04	8,5	203,7
	7	25,09	15,61	16,58	4T20 + 2T16	9,83	7,6	153,5

CONTRAINTE D ADHERENCE

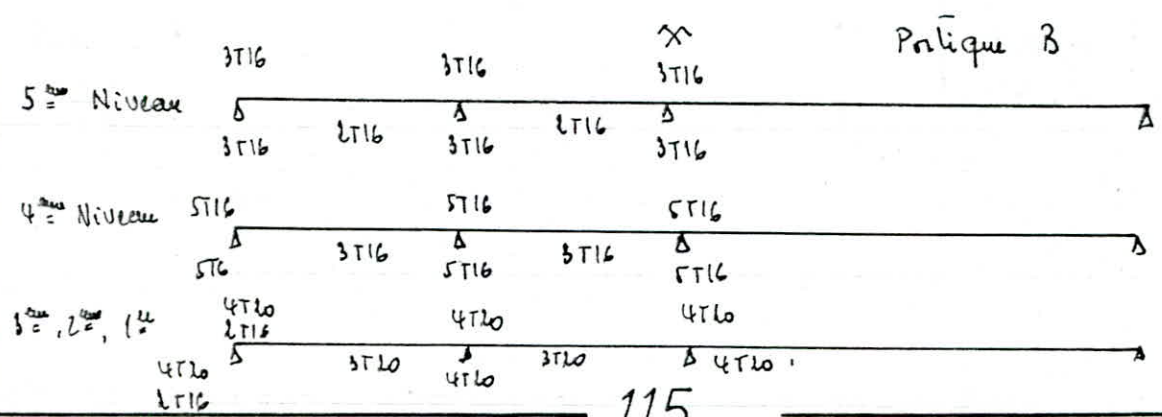
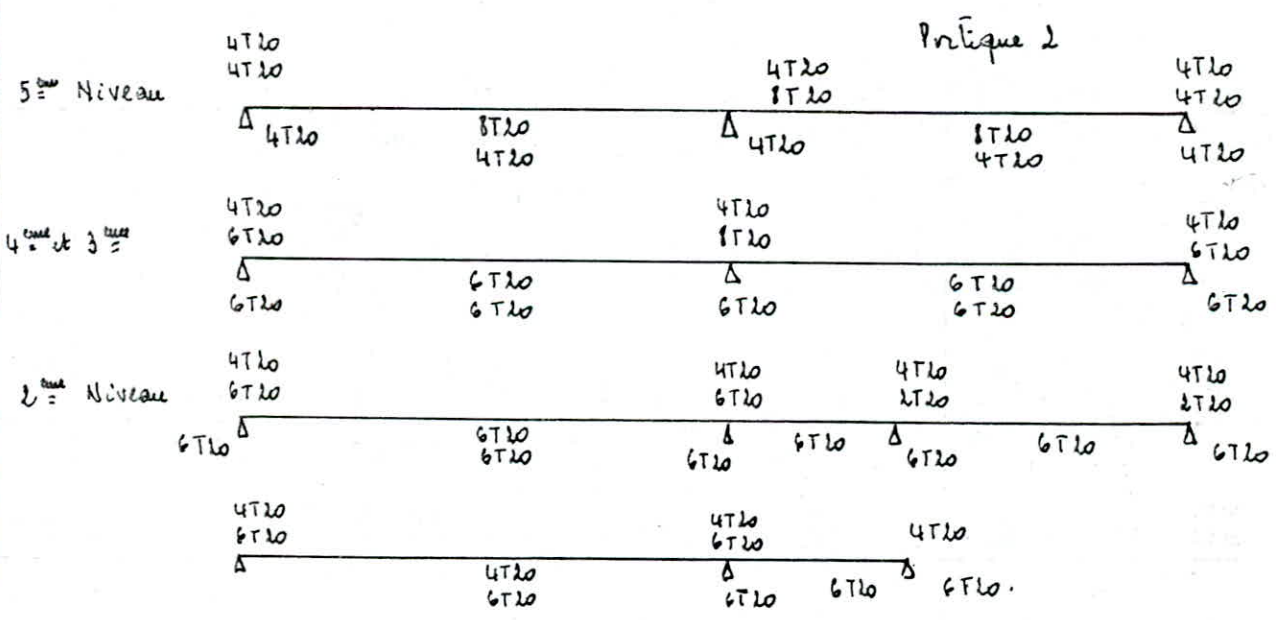
Niv	Noeud	V_u (t)	A_s (cm ²)	A_{si} (cm ²)	U_i (cm)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$
5	A/D	42.5	25.13	12.56	25,12	0,94	2,84
	B	38.93	37.68	12.56	25,12	0,57	
4	A/D	41.46	31.41	18.84	37,70	0,73	
	B	39,31	37.68	18.84	37,70	0,58	
2	A/D	40.83	31.41	18.84	37,70	0,72	
	B	40.05	31,41	18.84	37,70	0,71	
	C	25.19	18.84	18.84	37,70	0,74	
1	A	40,95	31,41	18.84	37,70	0,72	
	B	40,42	25,13	18.84	37,70	0,89	
	C	19,25	12,56	12.56	25,12	0,85	

EFFORT TRANCHANT

Niv	Sens	$V_{u,max}$ (t)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	A_t (cm ²)	ϕ	Z.N	Z.C	S_t (Z.N)	S_t (Z.C)
5	Long	42.5	1,07	2,01	4T8	9,6	55	9	16
	Trans	7,54	0,48	2,01	4T8	9,6	25	9	16
4	Long	41,46	1,05	2,01	4T8	9,6	55	9	16
	Trans	9,95	0,63	2,01	4T8	9,6	25	9	16
3	Long	41,54	1,05	2,01	4T8	9,6	55	9	16
	Trans	12,83	0,81	2,01	4T8	9,6	25	9	16
2	Long	40,83	1,03	2,01	4T8	9,6	55	9	16
	Trans	12,32	0,82	2,01	4T8	9,6	25	9	16
1	Long	40,95	1,03	2,01	4T8	9,6	55	9	16
	Trans	13,72	0,87	2,01	4T8	9,6	25	9	16

Niv	Sens	Vu (t)	Mu (t.m)	Vu + $\frac{Mu}{0,9d}$	Observations
5	Long	38,93	96,94	-68,78	Vériifié
	Trans	7,09	8,29	-13,38	Vériifié
4	Long	39,31	96,86	-68,31	Vériifié
	Trans	7,55	13,88	-26,72	Vériifié
3	Long	39,44	97,61	-69,01	Vériifié
	Trans	8,36	20,61	-42,53	Vériifié
2	Long	39,73	88,10	-58,16	Vériifié
	Trans	9,07	18,48	-36,56	Vériifié
1	Long	40,14	88,72	-58,44	Vériifié
	Trans	11,17	19,94	-38,06	Vériifié

Ferrailage Recapitulatif



Ferraillage des Poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée à l'état limite ultime en situation durable et accidentelle dans les deux sens longitudinal et transversal.

1. Situation durable :

On prend pour chaque sens, le moment M_{max} et l'effort normal correspondant, en ajoutant à l'effort normal le poids propre du poteau majoré de 35%.

2. Situation accidentelle :

On considère pour cette situation les combinaisons de sollicitations suivantes :

$$N_{max}, M_{corr} ; N_{min}, M_{corr} ; M_{max} \text{ et } N_{corr}.$$

Recommandation du RPA (art. 4.2.3.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA) droites et sans crochets ; avec

- un pourcentage minimal de 1% (Zone II)
- un pourcentage maximal de 4% (Zone II)
- ϕ_e minimum = 14 mm
- longueur minimale de recouvrement = $5\phi_e$
- distance entre les barres verticale au plus égale à 25 cm dans une face du poteau.

Les résultats du ferraillage, calcul et vérification, sont donnés sous forme de tableaux, la méthode de calcul est celle exposée dans le § ferraillage des éléments (flexion composée).

• Armatures transversales

• Recommandation du RPA (art. 42.3.12).

- La vérification à l'effort tranchant doit être effectuée avec $T = 2$ fois l'effort tranchant de calcul si l'élanement $\lambda > 15$ qui est notre cas ($\lambda = 18$).

* disposition constructive (fig 1 § Ferrailage des poutres)

- les cadres et étriers doivent être formés par des crochets à 135° ayant une longueur d'ancrage de 10ϕ et minimum.

- le diamètre minimum des mailles formés par les armatures transversales est au moins égal à 12 cm pour permettre une vibration correcte du béton.

les armatures transversales sont données par :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{h_1 \bar{\sigma}_{\text{ben}}}$$

avec $T = 2V_u$ et $h_1 = 80 \text{ cm}$, $\bar{\sigma}_{\text{ben}} = 235 \text{ MPa}$

espacements admissibles :

en zone nodale $\bar{e} = \min(10\phi, 15 \text{ cm})$

en zone courante $\bar{e} = 12\phi_{\text{min}}$

où ϕ_{min} : diamètre minimal des armatures longitudinales.

			SITUATION DURABLE					SITUATION ACCIDENTELLE				
			M		N			M _{Cor}		N _{max}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
5	2A	L	70,34	54,46	S.P.C	28,8	0	41,10	31,61	S.P.C	11,87	0
		T	1,54	54,46	S.P.C.S	0	0	10,10	4,48	S.P.C	6,7	0
4	2A	L	43,53	98,05	S.P.C	9,10	0	18,70	63,63	S.P.C.S	0	0
		T	3,91	98,05	S.P.C.S	0	0	15,94	9,14	S.P.C	10,57	0
3	2A	L	41,91	146,45	S.P.C	4,4	0	12,91	97,02	S.P.C.S	0	0
		T	6,42	146,45	S.P.C.S	0	0	21,78	13,88	S.P.C	14,66	0
2	2A	L	41,74	194,33	S.P.C	2,73	0	14,12	129,29	S.P.C.S	0	0
		T	8,32	194,33	S.P.C.S	0	0	19,78	19,6	S.P.C	12,47	0
1	2A	L	42,17	243,81	S.P.C	4,19	0	30,77	161,75	S.P.C.S	0	0
		T	11,43	243,81	S.P.C.S	0	0	21,29	26,47	S.P.C	12,99	0

			SITUATION ACCIDENTELLE									
			M _{Cor}		N _{min}			M _{max}		N _{Cor}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
5	2A	L	36,61	16,29	S.P.C	11,66	0	60,74	29,33	S.P.C	20,43	0
		T	8,42	1,6	S.P.C	5,8	0	10,10	4,48	S.P.C	6,7	0
4	2A	L	30,15	31,03	S.P.C	7,51	0	46,34	56,63	S.P.C	11,59	0
		T	13,28	2,97	S.P.C	9,23	0	15,94	9,14	S.P.C	10,57	0
3	2A	L	32,82	44,63	S.P.C	7,09	0	49,06	82,54	S.P.C	10,14	0
		T	18,15	4,28	S.P.C	12,80	0	21,78	13,88	S.P.C	14,66	0
2	2A	L	28,8	58,48	S.P.C	3,81	0	44,24	108,61	S.P.C	5,49	0
		T	16,48	4,79	S.P.C	11,46	0	19,78	19,6	S.P.C	12,47	0
1	2A	L	45,52	72,19	S.P.C	9,73	0	59,95	134,51	S.P.C	11,61	0
		T	17,74	6,32	S.P.C	12,27	0	21,29	26,47	S.P.C	12,99	0

			SITUATION DURABLE					SITUATION ACCIDENTELLE				
			M		N			M _{cor}		N _{max}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A' _s	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A' _s
5	2B	L	2,1	88,49	S.P.C.S	0	0	15,08	56,96	S.P.C.S	0	0
		T	2,64	88,49	S.P.C.S	0	0	10,10	11,51	S.P.C	5,89	0
4	2B	L	4,84	179,42	S.P.C.S	0	0	23,86	112,06	S.P.C.S	0	0
		T	6,96	179,42	S.P.C.S	0	0	15,94	20	S.P.C	9,4	0
3	2B	L	31,14	265,86	S.P.C.S	0	0	32,94	168,34	S.P.C.S	0	0
		T	11,10	265,86	S.P.C.S	0	0	21,78	30,17	S.P.C	13,02	0
2	2B	L	33,19	324,88	S.P.C.S	0	0	55,33	202,45	S.P.C	4,89	0
		T	15,30	324,88	S.P.C.S	0	0	6,76	41,32	S.P.C.S	0	0
1	2B	L	26,21	382	S.E.C	0	0	66,45	234,59	S.P.C	9,31	3,6
		T	19,25	382	S.E.C	0	0	12,38	53,63	S.P.C	2,95	0

			SITUATION ACCIDENTELLE									
			M _{cor}		N _{min}			M _{max}		N _{cor}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A' _s	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A' _s
5	2B	L	12,57	30,67	S.P.C	0,62	0	15,08	56,96	S.P.C.S	0	0
		T	8,42	6,14	S.P.C	5,42	0	10,10	8,91	S.P.C	6,08	0
4	2B	L	19,88	63,33	S.P.C.S	0	0	23,86	112,06	S.P.C.S	0	0
		T	13,28	9,48	S.P.C	8,51	0	15,94	20	S.P.C	9,4	0
3	2B	L	32,48	95,04	S.P.C	1,29	0	44,98	168,34	S.P.C	0,71	0
		T	18,15	14,04	S.P.C	11,76	0	21,78	30,17	S.P.C	15	0
2	2B	L	21,21	113,87	S.P.C.S	0	0	55	202,45	S.P.C	4,68	0
		T	16,48	17,79	S.P.C	10,06	0	19,78	41,32	S.P.C	10,6	0
1	2B	L	43,06	129,89	S.P.C	2,9	0	66,45	234,59	S.P.C	9,31	3,60
		T	17,04	22,57	S.P.C	9,99	0	21,29	53,63	S.P.C	10,31	0

			SITUATION DURABLE					SITUATION ACCIDENTELLE				
			M		N			M _{cor}		N _{max}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
5	1B	L	0,46	47,91	S.P.C.S	0	0	15,08	29,05	S.P.C	1,82	0
		T	4,06	47,91	S.P.C.S	0	0	4,28	7,54	S.P.C	2,1	0
4	1B	L	1,16	93,15	S.P.C.S	0	0	23,86	56,03	S.P.C	2	0
		T	4,32	93,15	S.P.C.S	0	0	9,14	17,49	S.P.C	4,49	0
3	1B	L	14,19	138,68	S.P.C.S	0	0	32,94	84,17	S.P.C	2,7	0
		T	5,61	138,68	S.P.C.S	0	0	12,1	30,32	S.P.C	5,29	0
2	1B	L	15,16	167,21	S.P.C.S	0	0	46,31	101,43	S.P.C	7,2	0
		T	6,69	167,21	S.P.C.S	0	0	10,66	43,24	S.P.C	2,73	0
1	1B	L	15,84	193,47	S.P.C.S	0	0	12,91	118,28	S.P.C.S	0	0
		T	13,45	193,47	S.P.C.S	0	0	22,05	56,96	S.P.C	10,64	0

			SITUATION ACCIDENTELLE																			
			M _{cor}					N _{min}					M _{max}					N _{cor}				
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's					
5	1B	L	6,77	14,86	S.P.C	0,48	0	15,08	29,05	S.P.C	1,82	0	15,08	29,05	S.P.C	1,82	0					
		T	6,76	0,71	S.P.C	4,7	0	2,	2,66	S.P.C	6,05	0	2,	2,66	S.P.C	6,05	0					
4	1B	L	16,26	31,77	S.P.C	1,95	0	23,86	56,03	S.P.C	2	0	23,86	56,03	S.P.C	2	0					
		T	9,52	-0,82	S.P.C	6,89	0	11,94	2,61	S.P.C	9,27	0	11,94	2,61	S.P.C	9,27	0					
3	1B	L	32,48	47,52	S.P.C	6,63	0	32,94	84,17	S.P.C	2,7	0	32,94	84,17	S.P.C	2,7	0					
		T	11,91	-4,75	S.P.C	9,17	0	14,78	-0,32	S.P.C	10,74	0	14,78	-0,32	S.P.C	10,74	0					
2	1B	L	16,27	56,76	S.P.C.S	0	0	46,31	101,43	S.P.C	7,2	0	46,31	101,43	S.P.C	7,2	0					
		T	10,81	-8,75	S.P.C	8,89	0	13,34	-3,34	S.P.C	10,05	0	13,34	-3,34	S.P.C	10,05	0					
1	1B	L	38,12	64,12	S.P.C	7,25	0	12,91	118,28	S.P.C.S	0	0	12,91	118,28	S.P.C.S	0	0					
		T	19,8	-12,38	S.P.C	16,11	0	24,05	-6,54	S.P.C	18,58	0	24,05	-6,54	S.P.C	18,58	0					

			SITUATION DURABLE					SITUATION ACCIDENTELLE				
			M		N			M _{cor}		N _{max}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
2	2c	L	2,88	49,27	S.P.C.S	0	0	8,53	26,02	S.P.C	3,64	0
		T	1,63	49,27	S.P.C.S	0	0	14,52	9,82	S.P.C	10,16	0
1	2c	L	1,64	99,13	S.P.C.S	0	0	8,21	63,99	S.P.C.S	0	0
		T	2,11	99,13	S.P.C.S	0	0	15,19	23,34	S.P.C	9,68	0
2	1c	L	2,88	26,97	S.P.C.S	0	0	9,65	13,01	S.P.C	4,92	0
		T	5,55	26,97	S.P.C	1,37	0	7,27	8,77	S.P.C	4,36	0
1	1c	L	1,64	53,3	S.P.C.S	0	0	8,21	32	S.P.C	2,74	0
		T	4,50	53,3	S.P.C.S	0	0	11,94	21,13	S.P.C	8,87	0

			SITUATION ACCIDENTELLE									
			M _{cor}		N _{min}			M _{max}		N _{cor}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
2	2c	L	7,61	14,27	S.P.C	4,06	0	9,69	25,08	S.P.C	4,71	0
		T	12,10	4,50	S.P.C	8,60	0	14,52	9,82	S.P.C	10,16	0
1	2c	L	7,37	21,84	S.P.C	3,10	0	9,02	63,11	S.P.C	0,5	0
		T	12,66	10,19	S.P.C	8,55	0	15,19	23,34	S.P.C	9,68	0
2	1c	L	7,61	7,14	S.P.C	4,79	0	9,69	12,54	S.P.C	5,9	0
		T	9,97	-0,18	S.P.C.S	0	0	13,17	1,66	S.P.C	9,73	0
1	1c	L	7,37	11	S.P.C	4,21	0	9,02	31,55	S.P.C	3,51	0
		T	14,51	1,59	S.P.C	10,85	0	14,51	1,59	S.P.C	10,85	0

			SITUATION DURABLE					SITUATION ACCIDENTELLE				
			M		N			M _{cor}		N _{max}		
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
2	2c	L	2,88	49,27	S.P.C.S	0	0	8,53	26,02	S.P.C	3,64	0
		T	1,63	49,27	S.P.C.S	0	0	14,52	9,82	S.P.C	10,16	0
1	2c	L	1,64	99,13	S.P.C.S	0	0	8,21	63,99	S.P.C.S	0	0
		T	2,11	99,13	S.P.C.S	0	0	15,19	23,34	S.P.C	9,68	0
2	1c	L	2,88	26,97	S.P.C.S	0	0	9,65	13,01	S.P.C	4,92	0
		T	5,55	26,97	S.P.C	1,37	0	7,27	8,77	S.P.C	4,36	0
1	1c	L	1,64	53,3	S.P.C.S	0	0	8,21	32	S.P.C	2,74	0
		T	4,50	53,3	S.P.C.S	0	0	11,94	21,13	S.P.C	8,87	0

			SITUATION ACCIDENTELLE									
			M _{cor}			N _{min}		M _{max}			N _{cor}	
Niv	Pot	Sens	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's	M _(t-m)	N _(t)	Soll	A _s	A's
2	2c	L	7,61	14,27	S.P.C	4,06	0	9,69	25,08	S.P.C	4,71	0
		T	12,10	4,50	S.P.C	8,60	0	14,52	9,82	S.P.C	10,16	0
1	2c	L	7,37	21,84	S.P.C	3,10	0	9,02	63,11	S.P.C	0,5	0
		T	12,66	10,19	S.P.C	8,55	0	15,19	23,34	S.P.C	9,68	0
2	1c	L	7,61	7,14	S.P.C	4,79	0	9,69	12,54	S.P.C	5,9	0
		T	9,97	-0,18	S.P.C.S	0	0	13,17	1,66	S.P.C	9,73	0
1	1c	L	7,37	11	S.P.C	4,21	0	9,02	31,55	S.P.C	3,51	0
		T	14,51	1,59	S.P.C	10,85	0	14,51	1,59	S.P.C	10,85	0

RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE					VERIFICATION A L'E.L.S							
Niv	Pot	Sens	A = A' Long	A = A' Trans	A adopté Long	A adopté Trans	A totale	M _{ser} ^{L/T}	N _{ser} ^{L/T}	σ_b ^{L/T}	σ_s	σ_{bc} ^{L/T}
5	1B	L	1,82	6,05	9,42	15,70	37,69	0,38	25,12	1	12	13,8
		T			3T20	5T20		2,93	4,88	2	1,5	25,4
4	1B	L	2	8,27	9,42	15,70	37,69	0,97	52,74	2	24	28,7
		T			3T20	5T20		3,04	1,33	2,8	11,7	38,3
3	1B	L	6,63	10,74	9,42	15,70	37,69	1,64	79,21	2,9	35,15	43,04
		T			3T20	5T20		3,89	11,56	4	20	54,15
2	1B	L	7,2	10,05	9,42	15,70	37,69	10,94	101,06	5,5	23,22	75,8
		T			3T20	5T20		4,80	14,07	5	26,2	66,31
1	1B	L	7,25	18,58	12,96	19,24	44,76	11,47	116,44	5,9	29,5	81,8
		T			2T25+ 1T20	2T25+ 3T20		9,05	16,62	6,67	15,03	90,7

RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE					VERIFICATION A L'E.L.S							
Niv	Pot	Sens	A = A' Long	A = A' trans	A adopté Long	A adopté Trans	A totale	M _{ser} ^{L/T}	N _{ser} ^{L/T}	σ_b ^{L/T}	σ_s	σ_{bc} ^{L/T}
5	2A	L	28,8	6,7	29,45	25,91	71,44	51,14	30,44	10,7	214,5	119,3
		T			6T25	4T25+ 2T20		1,03	6,2	1,25	10	18
4	2A	L	11,59	10,57	12,57	15,71	43,99	31,21	60,02	10,1	154	117,7
		T			4T20	5T20		2,61	7,64	2,8	16,2	39
3	2A	L	10,4	14,66	12,57	15,71	43,99	30,07	89,52	9,7	69	121,4
		T			4T20	5T20		4,28	11,52	4,3	82,5	60
2	2A	L	5,43	12,47	12,57	15,71	43,99	29,36	118,57	9,9	26,1	129
		T			4T20	5T20		5,55	15,46	5,66	30,4	79
1	2A	L	11,61	12,99	12,57	15,71	43,99	31	147,55	10,8	4,3	143
		T			4T20	5T20		7,62	20,71	7,34	35,3	101,8

			RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE					VERIFICATION A L'E.L.S				
Niv	Pot	Sens	A=A' Long	A=A' Trans	A adopte Long	A adopte Trans	A totale	M _{ser} ^{L/T}	N _{ser} ^{L/T}	σ_b ^{L/T}	σ_s ^{L/T}	σ_{bc} ^{L/T}
5	2B	L	0,62	6,08	9,42	15,70	37,69	0,34	55,82	4,82	34	10
		T			3T20	5T20		4,03	8,97	2,03	3,4	1,5
4	2B	L	0	9,84	9,42	15,70	37,69	0,87	112,06	5	2,1	0,87
		T			3T20	5T20		2,61	17,96	3,5	6,8	4
3	2B	L	1,29	15	9,42	15,70	37,69	1,64	158,43	8	4,75	2,38
		T			3T20	5T20		4,28	26,99	5,22	37	24
2	2B	L	4,89	10,6	9,42	15,70	37,69	19,96	202,08	8,22	36	56
		T			3T20	5T20		5,55	36,08	5,34	28,35	45,15
1	2B	L	9,31	10,31	9,42	15,70	37,69	20,32	232,71	7,56	29,5	81,8
		T			3T20	5T20		7,62	46,49	6,67	22,75	89,3

			RECAPITULATIF DE FERRAILLAGE					VERIFICATION A L'E.L.S				
Niv	Pot	Sens	A=A' Long	A=A' Trans	A adopte Long	A adopte Trans	A totale	M _{ser} ^{L/T}	N _{ser} ^{L/T}	σ_b ^{L/T}	σ_s ^{L/T}	σ_{bc} ^{L/T}
2	2C	L	4,79	10,16	6,03	12,56	37,23	2,08	25,59	3,53	9,66	48,11
		T			3T16	4T20		1,09	8,70	2,44	17,57	34,46
1	2C	L	3,1	9,68	6,03	12,56	37,23	1,16	56,02	5,19	53,67	75,11
		T			3T16	4T20		1,15	20,43	4,61	49,1	66,92
2	1C	L	5,9	9,73	6,03	12,56	37,23	2,08	12,79	2,73	10,51	35,3
		T			3T16	4T20		3,99	4,98	3,96	43,08	48,06
1	1C	L	4,21	10,95	6,03	12,56	37,23	1,16	28	3,06	21,76	43,3
		T			3T16	4T20		3,24	10,63	4,05	4,12	54,44

Niv	Pot	$V_u(t)$	A_t	ϕ	S (cm)	$\bar{S}_{z.N}$	$\bar{S}_{z.C}$	$S_{z.N}$	$S_{z.C}$
5	B ₂	6,21	2,01	4 ϕ 8	24,34	20	24	12	20
	B ₁	6,5	2,01	4 ϕ 8	23,25	20	24	12	20
	A ₁	3,75	2,01	4 ϕ 8	40,31	20	24	12	20
4	B ₂	11,66	2,01	4 ϕ 8	12,96	20	24	12	20
	B ₁	12,21	2,01	4 ϕ 8	12,38	20	24	12	20
	A ₂	7,02	2,01	4 ϕ 8	21,53	20	24	12	20
3	B ₂	16,10	2,01	4 ϕ 8	9,40	20	24	7	15
	B ₁	16,86	2,01	4 ϕ 8	8,96	20	24	7	15
	A ₂	9,72	2,01	4 ϕ 8	15,55	20	24	12	20
2	B ₂	20,5	2,01	4 ϕ 8	7,37	20	24	7	15
	B ₁	21,08	2,01	4 ϕ 8	7,17	20	24	7	15
	A ₂	8,10	2,01	4 ϕ 8	18,66	20	24	12	20
	C ₂	7,81	2,01	4 ϕ 8	19,35	20	24	12	20
	C ₁	5,29	2,01	4 ϕ 8	28,50	20	24	12	20
1	B ₂	25,81	2,01	4 ϕ 8	5,80	20	24	5	15
	B ₁	27,01	2,01	4 ϕ 8	5,60	20	24	5	15
	A ₂	16,48	2,01	4 ϕ 8	9,17	20	24	9	15
	C ₂	6,92	2,01	4 ϕ 8	21,84	20	24	12	20
	C ₁	5,55	2,01	4 ϕ 8	27,23	20	24	12	20

Calcul des Planchers

Nos planchers sont du type dalles pleines formées par des prédalles.

• Définition : les prédalles sont des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint, destinées à servir à la fois d'armatures inférieures et de coffrage apparent du plancher dalle pleine. Celle-ci ainsi constituée, présente en phase finale un fonctionnement monolithique.

Epaisseur de la prédalle : Selon l'article B.7.6.1. des règles BAEL 83, l'épaisseur minimale à adopter, compte tenu des conditions d'enrobage est de 5 cm.

De plus l'épaisseur de la prédalle doit être inférieure à la mi-épaisseur du plancher fini (B.7.6 - BAEL 83).

$$5 \text{ cm} \leq e \leq \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm.}$$

On prendra $e = 6 \text{ cm.}$

Le levage est assuré par quatre crochets incorporés lors du coulage - Ces crochets sont en aciers FeE 24, $\varnothing 8$ afin d'éviter tout problème de fissuration. On disposera quatre élingues, en s'assurant que la zone en place puisse soulever la prédalle.

La surface supérieure de la prédalle doit être très rugueuse pour éviter le glissement entre les plaques de béton coulé en place et les prédalles.

Calcul de la prédalle

les planchers sont calculés à l'E.L.U et vérifiés à l'E.L.S

On distingue 2 phases principales d'exécution :

- 1°) Phase provisoire : celle-ci se divise en réalité en deux :
 -) a- Phase de manutention, de stockage et de mise en place
 -) b- phase d'exécution du plancher, prise en compte du dispositif d'étalement.
- 2°) Phase définitive : La dalle constituée par la prédalle et le béton coulé sur place est justifiée comme une dalle pleine monolithique

Remarque : En phase d'exécution du plancher, les prédalles reposent sur des étais intermédiaires distant au plus de 25 fois l'épaisseur de la prédalle ($25 \times 0,06 = 1,5 \text{ m}$).

On ne procédera donc qu'à la justification en phase définitive sans tenir compte des phases provisoires (art. B7.6.22 BAEL 83).

Pour les travées de longueur ($4,40 \text{ m}$) on disposera de deux étais équidistants.

• Calcul de la Prédalle en phase définitive :

charges - Surcharges : (Chapitre 3)

plancher terrasse $q_u = 1,3G + 1,5P = 1,06 \text{ t/m}^2$

plancher courant $q_u = 1,35G + 1,5P = 1,04 \text{ t/m}^2$

vu la faible différence, on retiendra la charge ultime du plancher terrasse, et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers.

Remarque: pour éviter toute confusion entre les pédales de rive et intermédiaires, on adoptera les mêmes moments pour toutes les pédales, en travée et sur appuis, soit :

$$M_a = 0,5 M_0 \quad \text{et} \quad M_t = 0,85 M_0.$$

Détermination des moments :

$$M_0 = ql^2/8 = 1,06 \cdot (4,4)^2/8 = 2,56 \text{ t.m / ml.}$$

$$\Rightarrow M_a = 0,5 M_0 = 1,28 \text{ t.m / ml}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 2,18 \text{ t.m / ml.}$$

Ferraillage :

1) - Section minimale (art. A.8.2.41 BAEL 83)

$$A \gg \frac{3-\alpha}{2} f_0 b h_0$$

$$f_0 = 0,0008, \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h_0 = 15 \text{ cm}, \quad \alpha = 0,30$$

$$A_{\min} = 1,35 \cdot 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2) - Condition de non fragilité (art. 4.2.1. BAEL 83)

$$A \gg 0,23 b d f_{t28} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \quad d = 13 \text{ cm}, \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

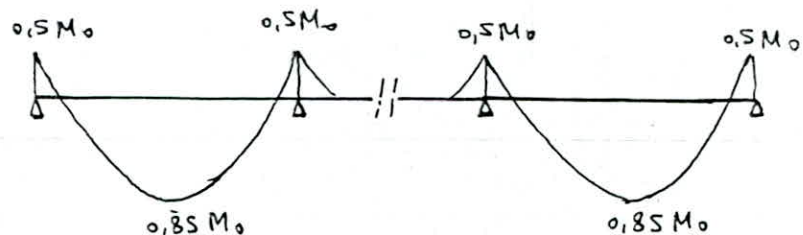
$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot 2,1 / 400 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

3) - Espacement maximal (A.8.2.43. BAEL 83)

$$\text{sens porteur} \quad e = \min [3 \cdot 15, 33] = 33 \text{ cm}$$

$$\text{sens non porteur} \quad e = \min [4 \cdot 15, 45] = 45 \text{ cm}$$

Schema statique: la dalle est calculée / ml comme une poutre continue à travées identiques ($l = 4,40 \text{ m}$)



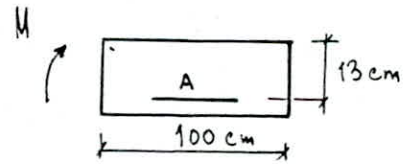
• En travée :

$$M_t = 2.18 \text{ t.m.}$$

Le programme flexion simple nous

donne. $A = 5.05 \text{ cm}^2$ soit $11 \phi 8 / \text{ml}$.

dans le sens non porteur on prendra $A_y \approx A/4$ soit $3 \phi 8 / \text{ml}$



• Aux appuis.

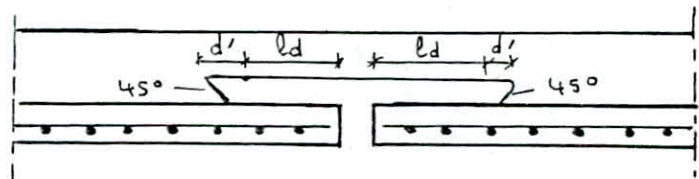
$$M = 1.28 \text{ t.m.}$$

Le programme flexion simple donne $A = 2.92 \text{ cm}^2$

soit $6 \phi 8 / \text{ml}$.

↓ Ancrage des armatures de répartition à la reprise entre deux dalles sur le joint :

Il doit assurer la transmission des efforts dans les aciers transversaux.



$$l_d = \frac{f_e \phi}{4 \bar{\tau}_d} \text{ et } \bar{\tau}_d = 0.6 (\psi_s)^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow l_d = 400 \cdot 6 \cdot 10^{-3} / (4 \cdot 2.83) = 21.20 \text{ cm}$$

$$d' = 2 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant.

$$V_u = q_u \cdot l / 2 = \frac{1.06 \cdot 4.40}{2} = 2.33 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = V_u / b d = 2.33 / (1 \cdot 0.13) = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{ct28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \text{ vérifié}$$

Vérification au poinçonnement

No planchers sont soumis à des charges localisées ce qui

nécessite une vérification au poinçonnement.

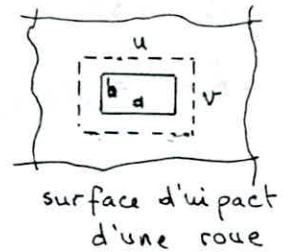
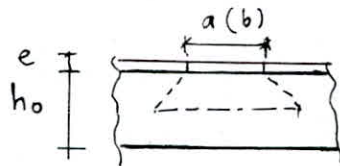
Dans cette vérification on considère donc l'effet d'une charge localisée appliquée par une roue, normale au plan moyen du flancher et agissant uniformément sur une faible portion de sa surface limitée par un contour

P_c pituel a mi-épaisseur de la dalle

$$P_c = 2(u+v)$$

$$u = a + h_0 + 2e$$

$$v = b + h_0 + 2e$$



e = épaisseur du revêtement

$$e = 4 \text{ cm}$$

h_0 = hauteur de la dalle

$$h_0 = 11 \text{ cm}$$

pour les voitures de tourisme : la surface d'impact :

$$a = 14 \text{ cm} \quad \text{et} \quad b = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow u = 33 \text{ cm}, \quad v = 29 \text{ cm.} \quad \text{et} \quad P_c = 124 \text{ cm.}$$

On doit vérifier : $P_u \leq 0,045 P_c h_0 f_{c28}$.

P_u : charge de calcul à l'EL.U. $P_u = 1,2 Q$

Q : charge concentrée appliquée par la roue $Q = 2t$

$$P_u = 2,4 \text{ t} < 0,045 \cdot 1,24 \cdot 0,11 \cdot 25 \cdot 10^2 = 15,34 \text{ t.} \quad \text{vérifié.}$$

DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

- Arrêt des barres :

- les barres inférieures seront prolongées jusqu'aux appuis.
- les barres qui traversent le pourtour des dalles seront ancrées totalement au delà du contour d'une longueur l_s .
- les aciers de chapeaux auront pour longueur, vers l'intérieur des dalles à partir des contours, alternativement l_1 ou l_2 .

$$l_1 = \max [l, l_s] \text{ et } l_2 = \max [l_{1/2}, l_s]$$

$$l = l_x [0,05 + 0,3K] ; \quad K = M_a / M_0$$

$$l_s = \phi f_e / (4 \bar{T}_s) = 28,21 \text{ cm} \rightarrow l_s = 30 \text{ cm}$$

$$K = M_a / M_0 = 1,28 / 2,56 = 0,5 \text{ d'où } l = 24 \text{ cm}$$

$$l_1 = \max [l, l_s] = 30 \text{ cm} ; \quad l_2 = \max (l_{1/2}, l_s) = 30 \text{ cm}$$

$$l_s = 30 \text{ cm.}$$

- Aciers de couture :

Etant donnée que la surface de reprise de bétonnage est très rugueuse et la contrainte tangente calculée ($T_u = 0,18 \text{ MPa}$) est inférieure à $0,35 \text{ MPa}$ - Alors les armatures de couture ne sont pas nécessaires (art. A.5.33 et B.7.6.23 BAEL)

- Détermination des aciers de levage

$$\text{poids de la poutre/ml} : P = 0,06 \cdot 1 \cdot 2,5 = 0,15 \text{ t/m}$$

$$R_{\max} = P \cdot 2,4 = 0,36 \text{ t}$$

En tenant compte des forces d'inertie lors de la manutention R_{\max} doit être majorée de 20%.

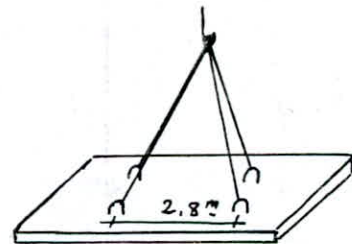
$$\Rightarrow R_{\max} = 1,2 \cdot 0,36 = 0,43 \text{ t}$$

Les aciers de levage sont en acier doux FeE24 ($f_e = 235 \text{ MPa}$) Car ce type d'acier est plus maniable que les aciers HA et il présente un grand falcier de plasticité en raison de la faible teneur en carbone.

$$A_s = R_{\max} / f_e = 0,43 / 235 \cdot 10^2 = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1 \phi 8 \text{ par crochet. (boucle).}$$

les crochets sont ancrés en dessous des armatures principales.



Plancher Commerce

charge - surcharge (chapitre 3)

$$q_u = 1,35 G + 1,5 P = 1,396 \text{ t/m}^2$$

$$l_x = 4,40 \text{ m}, \quad l_y = 4,65 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,95 > 0,4$$

: coefficient de poisson $\nu = 0$

$$\beta = 0,95 \xrightarrow{\text{tables}} \quad (\mu_x = 0,041 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,887)$$

$$\Rightarrow M_x = \mu_x q l_x^2 = 1,108 \text{ t.m.}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,983 \text{ t.m.}$$

$$\text{sens } l_x : \quad M_t = 0,85 \cdot M_x = 0,942 \text{ t.m.} \quad ; \quad M_a = 0,5 M_x = 0,554 \text{ t.m.}$$

$$\text{sens } l_y : \quad M_t = 0,835 \text{ t.m.} \quad ; \quad M_a = 0,491 \text{ t.m.}$$

• Ferrailage :

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \quad \text{On choisit des } \phi 8$$

$$\Rightarrow d_x = 13 \text{ cm} \quad d_y = 12,2 \text{ cm.}$$

Le programme flexion simple pour le ferrailage nous donne :

sens l_x

$$\text{en travée} : \quad A_t = 2,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \phi 8 / \text{ml.}$$

$$\text{aux appuis} : \quad A_a = 1,24 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3 \phi 8 / \text{ml.}$$

sens l_y

$$\text{en travée} \quad A_t = 2 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4 \phi 8 / \text{ml.}$$

$$\text{aux appuis} \quad A_a = 1,17 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 3 \phi 8 / \text{ml.}$$

• Effort tranchant :

$$\text{au milieu de } l_y : \quad T_x = q \cdot l_x l_y / (2 l_y + l_x) = 2,085 \text{ t.}$$

$$\text{au milieu de } l_x : \quad T_y = q l_x / 3 = 2,047 \text{ t.}$$

vérification au cisaillement :

$$T_{by} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2,085 \cdot 10^{-2}}{1,7/8 \cdot 0,13} = 0,183 \text{ MPa} < \bar{T} = 3,25 \quad \text{vérifié}$$

Etat limite de déformation / vérification à la flèche

(art. B.7.5, B.6.5, A.4.6.2).

Les conditions qui dispensent d'un calcul de flèche énoncés dans l'article B.7.5 BAEL.83 ne sont pas vérifiées

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{0,15}{4,40} = 0,034 < \frac{M_t}{20M_x} = \frac{0,85}{20} = 0,042$$

donc on doit faire un calcul de flèche, qui sera mené suivant l'article B.6.5 du BAEL.

— Pour les déformations instantanées (i)

$$f_i = Mx l_x^2 / (10 E_i I_{fi})$$

avec $I_{fi} = I_0 / (1 + \lambda_i \mu)$ et $\lambda_i = 0,05 f_{t28} / (2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \beta$

— Pour les déformations de longue durée (v)

$$f_v = Mx l_x^2 / (10 E_v I_{fv})$$

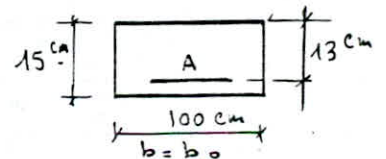
avec $I_{fv} = I_0 / (1 + 2v \mu)$ et $2v = \frac{2}{5} \lambda_i$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \beta \bar{\sigma}_s + f_{t28}}$$

$E_i = 32164 \text{ MPa}$, $E_v = 10819 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$A = 11 \phi 8 = 5,53 \text{ cm}^2 \rightarrow \beta = \frac{A}{bd} = 4,25 \cdot 10^{-3}$

des tableaux donnant α en fct de β



$\beta = 4,25 \cdot 10^{-3} \rightarrow \alpha = 0,30$ et $\beta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,9$

$y = \alpha \cdot d = 3,9 \text{ cm}$ (position de l'axe neutre)

$$I_0 = b y^3 / 3 + \frac{b (h-y)^3}{3} + 15 A_s (d-y)^2 = 5,44 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$\beta = 4,25 \cdot 10^{-3} \rightarrow \lambda_i = 4,94$ et $2v = 1,98$.

$\bar{\sigma}_s = \text{contrainte effective}$ $\bar{\sigma}_s = \frac{M}{\beta d A}$

) sous G :

$$M = 0,455 \cdot 4,4^2 / 8 \cdot 0,85 = 0,936 \text{ t.m} = 0,936 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 144,66 \text{ MPa} \quad \rightarrow \mu = 0,194$$

$$\rightarrow I_{f_i} = 2,78 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad \Rightarrow f_{ai} = 0,20 \text{ cm}$$

$$I_{f_v} = 3,93 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4 \quad \Rightarrow f_{av} = 0,43 \text{ cm}$$

) sous G+P :

$$M = (0,455 + 0,287) \cdot 4,4^2 / 2 \cdot 0,85 = 1,526 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 235,85 \text{ MPa} \quad \rightarrow \mu = 0,398$$

$$\Rightarrow I_{f_i} = 1,83 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow f_{a+P} = 0,5 \text{ cm}$$

fliche totale :

$$f_t = f_{av} - f_{ai} + f_{a+P} = 0,43 - 0,2 + 0,5 = 0,73 \text{ cm}$$

fliche admissible :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,4 \cdot 10^2}{500} = 0,88 \text{ cm}$$

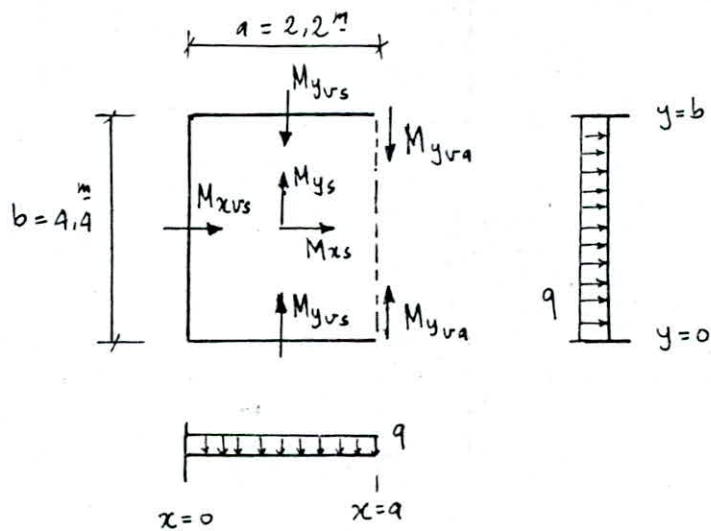
$$f_t < \bar{f}$$

la fliche est donc vérifiée.

Balcon

Du fait de la grande portée des travées, les balcons seront munis de poutres consoles. Les dalles seront considérées comme encastées sur les trois (3) côtés et libre sur le 4^{ème}.

Schema statique :



I. Charges et surcharges (voir Chap. 3)

$$q_u = 1,35 G + 1,5 P = 1,43 \text{ t/m}^2$$

J. Sollicitations : Le calcul des sollicitation sera donnee par les tables de Barés.

$$\nu = 0 \quad (\text{coefficient de Poisson}) \quad , \quad \gamma = \frac{a}{b} = 0,5$$

$$M_{xvs} = 0,0116 q a^2 = 0,08 \text{ t.m}$$

$$M_{xrs} = -0,2044 q a^2 = -1,41 \text{ t.m}$$

$$M_{yvs} = 0,0108 q b^2 = 0,30 \text{ t.m}$$

$$M_{yrs} = -0,0319 q b^2 = -0,88 \text{ t.m}$$

$$M_{yra} = -0,0742 q b^2 = -2,05 \text{ t.m}$$

$$M_{yrs} = 0,0246 q b^2 = 0,68 \text{ t.m}$$

Nous effectuerons un calcul de ferrailage avec les sollicitations maximales en valeur absolue pour chaque sens ;

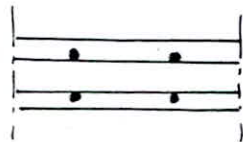
Nous disposerons un ferrailage symétrique pour chaque sens

$$M_x = 1,41 \text{ t.m} \quad \text{et} \quad M_y = 2,05$$

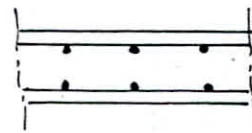
pour la section totale - le programme flexion simple nous donne :

$$A_x = 6,91 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8 \phi 12 = 9,05 \text{ cm}^2 \quad (\text{ou } 2 \phi 12/\text{ml})$$

$$A_y = 4,62 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 5 \phi 12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad (\text{ou } 3 \phi 12/\text{ml})$$



sens x



sens y

- ferrailage par mètre linéaire -

Calcul des poutres consoles :

* poids propre (retombée) 0,413 t

* Charges lui revenant du balcon:

- charges permanentes : 1,804 t/ml

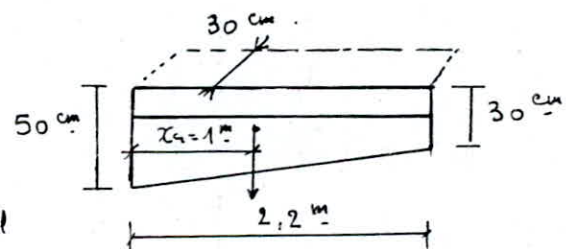
- surcharges : 1,173 t/ml

- main courante (charges horizontale) : 0,48 t

• Moment à la section d'encastrement : (1,35G + 1,5P)

$$M = (0,413 \cdot 1 + 1,804 \cdot 2,2/2) 1,35 + 1,5 (1,173 \cdot 2,2/2 + 0,48 \cdot 1,2)$$

$$M = 6,036 \text{ t.m.}$$



Le programme flexion simple nous donne pour cette section :

$$A = 4,03 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4 \phi 12$$

$$A > A_{\text{fragilité}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 1,63 \text{ cm}^2$$

La vérification à l'E.L.S nous donne avec

$$M_{ser} = 4,264 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_s = 230,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240$$

• Effort tranchant / armatures transversales.

$$V_u = 1,35(0,413 + 1,804 \cdot 2,2) + 1,5(1,173 \cdot 2,2) = 9,786 \text{ t.}$$

$$\bar{T}_u = V_u / bd = 0,725 \text{ MPa.}$$

$$\bar{T}_u = \min [0,10 f_{28}; 3 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u < \bar{T}_u \quad \text{vérifiée}$$

armatures transversales : On prend 1 cadre $\phi 8$

espacement maximal : donné par : $\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{(T_u - 0,5)b}{0,8 f_e}$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow s_t \leq 27,8 \text{ cm.} \quad \text{On prend } s_t = 25 \text{ cm.}$$

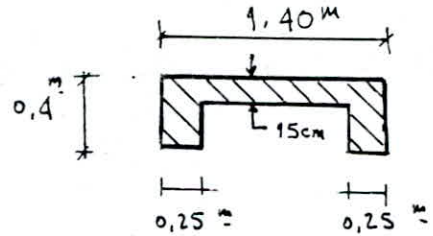
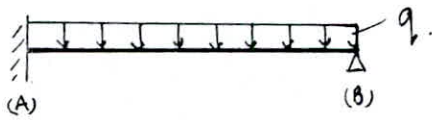
$$\bar{s}_t = \min [0,9d, 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm.}$$

$$(7 \text{ à } 8 \text{ cm}) \leq s_t \leq \bar{s}_t \quad \text{vérifiée.}$$

Passerelle

Dans le 1^{er} niveau entre les locaux de Commerce et l'escalier extérieur existe une passerelle de longueur 6.6 m et largeur 1.4 m, sa section transversale est en U (dalle de compression + 2 poutres extrêmes)

schéma de calcul.



Charges / surcharges :

poide de la poutre	0.156 t/m.
poide de la dalle revenant à la poutre	0.26 t/m
revêtement	0.073 t/m
garde corps	0.1 t/m

$$G = 0.589 \text{ t/m} \quad , \quad P = 0.35 \text{ t/m}^2 \rightarrow P = 0.245 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 G + 1.5 P = 1.16 \text{ t/m}$$

Par la méthode des forces on détermine les réactions

$$R_A = \frac{5}{8} q \cdot l \quad ; \quad R_B = \frac{3}{8} q \cdot l$$

$$\text{et les moment} \quad M_A = -q l^2 / 8 \quad , \quad M_t = 3 q l^2 / 128$$

$$q_u = 1.16 \text{ t/m} \quad \Rightarrow$$

$$R_A = 4.78 \text{ t} \quad ; \quad R_B = 2.87 \text{ t} \quad ; \quad M_A = 6.32 \text{ t.m}$$

$$\text{entravei} \quad M_t = 3.55 \text{ t.m.}$$

• Ferrailage de la poutre :

la section d'armatures calculée étant faible à celle

de la condition de non fragilité, on prendra cette dernière.
en travée: $A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 3,80 \text{ cm}^2$

soit $3 \phi 14$

sur appui: le calcul en flexion simple donne:

$A = 4,77 \text{ cm}^2$ soit $3 \phi 16$.

Vérification à l'E.L.S:

$\bar{\sigma}_s = 152 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$ et $\bar{\sigma}_b = 4,24 < \bar{\sigma}_b$.

Pour la table de compression on ferraille avec un treillis soudé $\phi 6$.

Garde - Corps

Le calcul du garde-corps sera fait pour une bande de largeur 1m que l'on assimilera à une console encastrée dans le plancher.

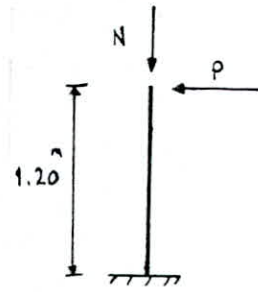
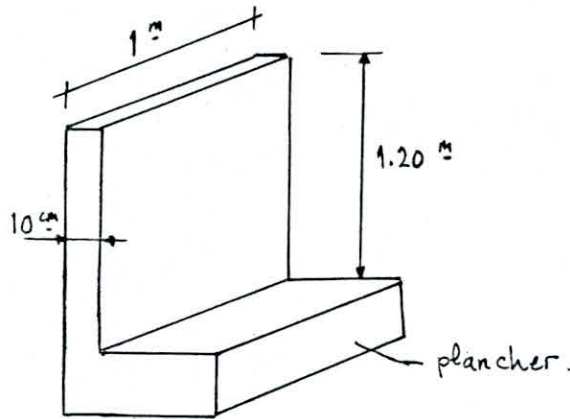


schéma statique

Poids propre $N = 0,3 \text{ t/ml}$

Surcharge (main courante) $P = 0,1 \text{ t/ml}$

Sollicitations. (sous $1,35G + 1,5P$) pour la bande d'1m.

$N_u = 0,405 \text{ t}$

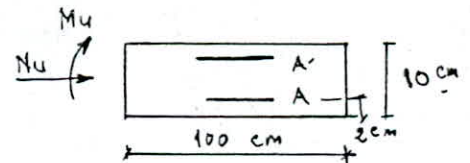
$M_u = 0,18 \text{ t.m.}$

A. l'EL.S : $N_{ser} = 0,3 \text{ t}$; $M_{ser} = 0,12 \text{ t}$

Cette bande est calculée donc en flexion composée

Le programme flexion composée nous

donne pour cette section:



Section partiellement comprimée - Pivot A.

$A = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $A' = 0$

Condition de non fragilité $A \geq A_{min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,97 \text{ cm}^2$

On prendra donc 4T6 /ml soit $A = 1,13 \text{ cm}^2$.

espacement de 25 cm.

La vérification à l'E.L.S nous donne

$$\bar{\sigma}_s = 95,65 \text{ MPa} < \bar{f}_s \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_b = 2,18 \text{ MPa} < \bar{f}_b.$$

• Effort tranchant / armatures transversales :

$$V_u = 0,15 \text{ t} \quad \rightarrow \quad T_u = \frac{V_u}{bd} = 1,67 \cdot 10^{-2} \text{ MPa}.$$

$$\bar{T}_u = \min [0,10 f_{z28}, 3 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

$T_u < \bar{T}_u$ vérifiée.

$$S_t = \min [25, 2h] = 20 \text{ cm} \quad , \quad A_t = 2 \phi 8$$

↓ Vérification au séisme local

On doit vérifier que le garde-corps est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule donnée par :

$$F_p = I \cdot \bar{z} \cdot C_p \cdot W_p.$$

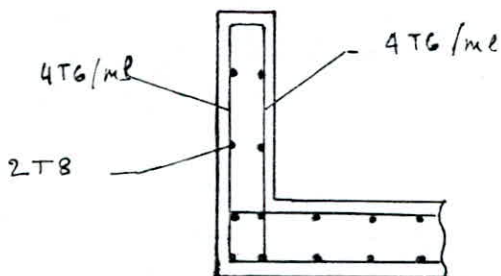
$$\bar{z} = \frac{A (\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A (\text{groupe d'usage en Zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$$I = \frac{A (\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A (\text{groupe d'usage en Zone II})} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$$C_p = 0,8 \quad \text{et} \quad W_p = 0,3 \text{ t/ml} \quad (\text{poids du garde corps}).$$

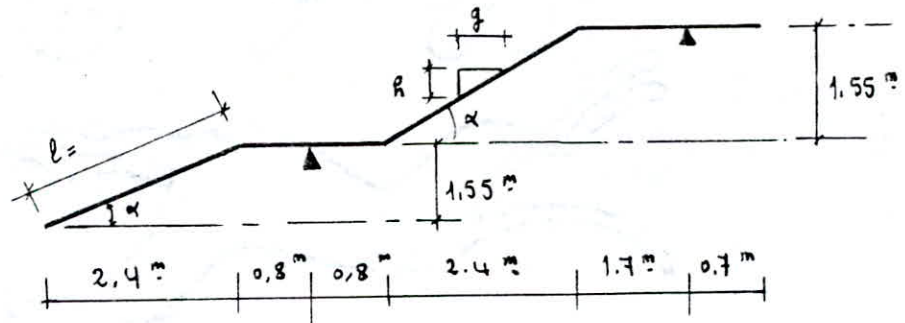
$$\Rightarrow F_p = 0,144 \text{ t/ml}$$

$$F_p < 1,5P = 0,15 \text{ t/ml} \quad \text{vérifiée.}$$



Escalier Interieur

les escaliers intérieurs (entre le RDC et le 1^{er}) sont formés par 2 volées et un palier intermédiaire.



Caractéristiques des escaliers :

à partir des conditions de confort et la formule de Blondel

$$59 \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm et } \begin{cases} 22 \leq g \leq 33 \text{ cm} \\ 14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

On tire pour les 2 volées ($L = 2.4 \text{ m}$, $H = 1.55 \text{ m}$)

Nbre de marches : $n = 9$ marches ; $g = 30 \text{ cm}$; $h = 17.2 \text{ cm}$

$$\alpha = 32.8^\circ \Rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2.86 \text{ m}$$

→ Epaisseur de la paillasse : $e = 15 \text{ cm}$.

• Charges - Surcharges :

paillasse . paillasse	$2.5 \cdot 0.15 / \cos \alpha$	$= 0.436 \text{ t/m}^2$
marches	$2.5 \cdot 0.172 / 2$	$= 0.215 \text{ t/m}^2$
revêtement	$0.03 \cdot 2.8$	$= 0.084 \text{ t/m}^2$
garde corps		$= 0.10 \text{ t/m}^2$
		$G = 0.835 \text{ t/m}^2$

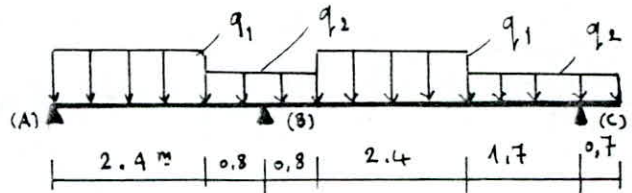
Surcharge $P = 0.25 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 G + 1.5 P = 1.5 \text{ t/m}^2.$$

palier	dalle	$2,5 \cdot 0,15$	$= 0,375 \text{ t/m}^2$
	revêtement	$2,8 \cdot 0,03$	$= 0,084 \text{ t/m}^2$
	garde corps		$= 0,10 \text{ t/m}^2$
Surcharge $P = 0,25 \text{ t/m}^2$			$G = 0,559 \text{ t/m}^2$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 P = 1,13 \text{ t/m}^2$$

D'où le schéma statique de calcul (pour une bande de 1 m)



Le système étant hyperstatique

En appliquant l'équation des 3 moments

$$M_C l_2 + M_A l_1 + 2 M_B (l_1 + l_2) = - \frac{6}{l_1} \int_0^{l_1} M_{AB} x \cdot dx - \frac{6}{l_2} \int_0^{l_2} M_{BC} (l_2 - x) dx$$

avec $M_A = 0$; $M_C = 1,13 \cdot \frac{0,7^2}{2} = 0,277 \text{ t.m.}$

$l_1 = l_{AB} = 3,2 \text{ m}$; $l_2 = l_{BC} = 4,9 \text{ m}$

M_{AB} et M_{BC} étant les moments (expressions de x) des travées isostatiques AB et BC.

Après application on trouve

$$|M_B| = 2,96 \text{ t.m}$$

Moment maximale sur travée (travée BC) $M_E = 2,626 \text{ t.m}$

les réactions $R_A = 1,438 \text{ t}$, $R_C = 3,37 \text{ t}$

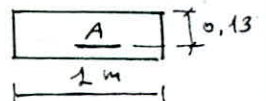
et $R_B = 3,066 + 3,846 = 6,912 \text{ t}$

• Ferrailage :

le programme flexion simple nous donne pour les 2 sections :

Sur appui $M_u = 2,96 \text{ t.m}$ (pivot A)

$A = 7,01 \text{ cm}^2$ soit $7 \phi 12 / \text{ml}$



armatures de répartition minimum $A_{\frac{r}{4}} \rightarrow 4\phi 12 / ml$

En travée : $M_u = 2,626 \text{ t.m}$

pivot A ($\mu < \mu_{bu} = 0,186$) $\rightarrow A = 6,18 \text{ cm}^2$

soit $6\phi 12 / ml$ armatures de répartition ($\frac{A}{4}$) soit $4\phi 12 / ml$
armatures de non fragilité $A \gg 0,23 b d f_{t28} / f_e = 1,57 \text{ cm}^2$
vérifiée.

↓ EFFORT TRANCHANT .

$V_{u \max} = R_B(\text{droite}) = 3,846 \text{ t}$.

$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,296 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{t28}, 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifiée.

CALCUL DU POTEAU (C)

le poteau est calculé en compression centrée .

$N = 3,37 \text{ t}$. poteau $25 \times 25 \text{ cm}^2$

longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 3,10 = 2,17$.

$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} l_f / a = 30,07 \quad \lambda < 50 \Rightarrow$

$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1,15$.

$A_s \gg \frac{1}{0,85 f_{su}} [\beta \cdot N_u - A_{br} f_{bu} / 0,9]$

$A_{br} = (a - 0,02)^2 = 0,053 \text{ m}^2$.

$A_s \gg -26,9 \text{ cm}^2$.

donc on choisira $A_{\min} = \max [40, 0, 2, \frac{A_b}{100}] = 4 \text{ cm}^2$

soit 4 T 14 .

Pour le poteau (B) le calcul conduit à une section négative

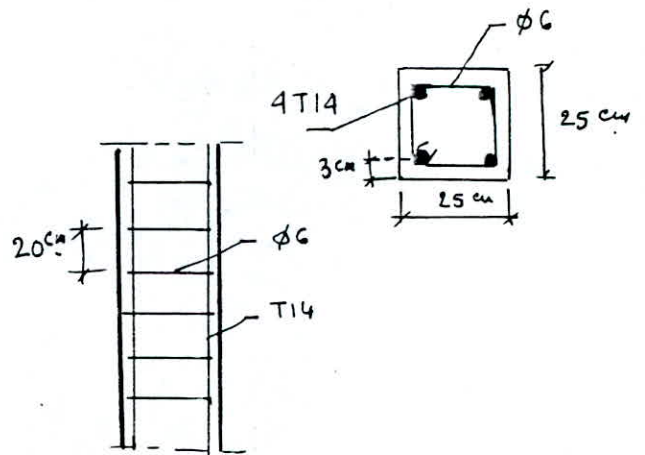
on adoptera la même section minimale .

Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_{\min}}{3} = 4.67 \quad \text{on prend } \phi_t = 6 \text{ mm}$$

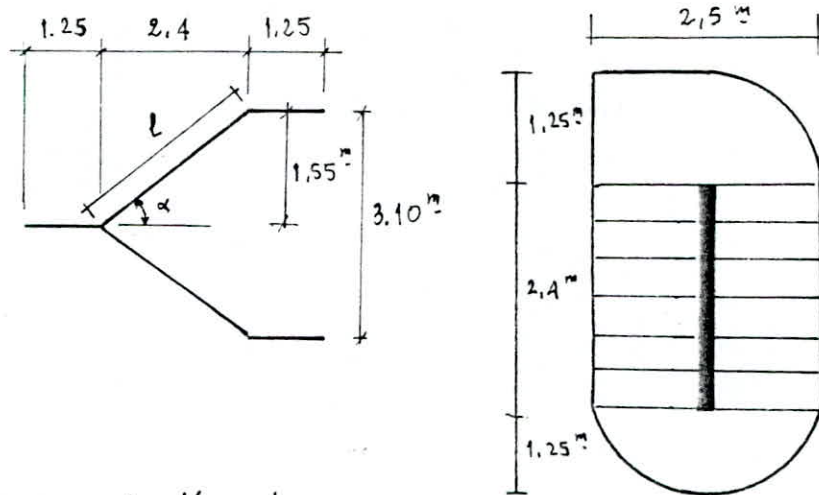
$$S_t \leq \min [15\phi_t, 40, a+10] = 21 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$



Escalier Exterieur

Notre ouvrage comporte deux escaliers extérieurs identiques isolés du bâtiment. Ils sont formés par une voile centrale dans laquelle sont encastrés les paliers et paillasses. Le voile a une épaisseur de 30 cm.



Caractéristiques de l'escalier

- marches: en respectant la condition de confort

$$14 \leq h \leq 20 ; 22 \leq g \leq 33 \quad \text{et} \quad 59 \leq g + 2h \leq 65 .$$

On a: Nbre de marche / volée = 9 .

$$h = 17,2 \text{ cm} \quad g = 30 \text{ cm} \quad \text{et} \quad \alpha = 32,8^\circ .$$

épaisseur des paliers et paillasse (dalle) $e = 15 \text{ cm}$.

$$l = 2,4 / \cos \alpha = 2,86 \text{ m} .$$

Surface de niveau :

$$\text{paillasses } 2(1,1 \cdot 2,86) = 6,29 \text{ m}^2$$

$$\text{paliers } (1,25 \cdot 1,1 + \frac{1}{4} \pi \cdot 1,25^2) + \frac{1}{2} \pi \cdot 1,25^2 = 5,06 \text{ m}^2$$

$$\text{longueur du voile} = 2,4 \text{ m}$$

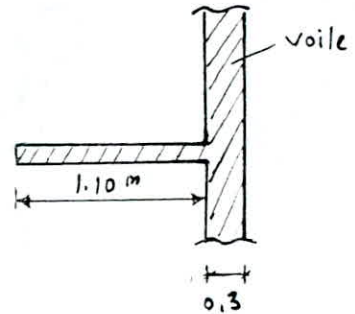
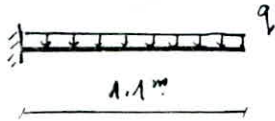
$$\text{longueur du garde corps / niv} = 2 \times 2,86 + \frac{3}{4} \pi \cdot 1,25 = 11,6 \text{ m}$$

$$\text{hauteur totale de l'escalier} : 19,05 \text{ m}$$

• / Ferrailage de l'escalier (paillasse + palier)

L'escalier est eucasté dans la voile, il est calculé comme une console par m.l.

schéma statique :



Charges - Surcharges :

paillasse. poids propre paillasse	$2,5 \cdot 0,15 =$	$0,375 \text{ t/m}^2$
. poids des marches	$2,2 \cdot \frac{0,172}{2} =$	$0,189 \text{ t/m}^2$
. revêtement		$0,11 \text{ t/m}^2$
. garde corps	$1,2 \cdot 0,1 \cdot 1,9 =$	$0,23 \text{ t/ml} \approx 0,418 \text{ t/m}^2$
		<hr/>
		$1,09 \text{ t/m}^2$

palier.

poids propre	$0,15 \cdot 2,5$	$0,375 \text{ t/m}^2$
revêtement		$0,11 \text{ t/m}^2$
garde corps		$0,418 \text{ t/m}^2$
		<hr/>
		$0,903 \text{ t/m}^2$

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

pour un m.l $q = 1,09 \text{ t/ml} \quad P = 0,250 \text{ t/ml}$

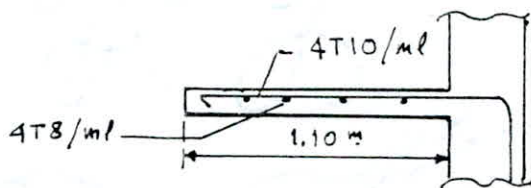
$q = 1,35G + 1,5P = 1,85 \text{ t/m}$

$M_{\max} = q \frac{l^2}{2} = 1,12 \text{ t.m.}$ (section à l'eucastement)

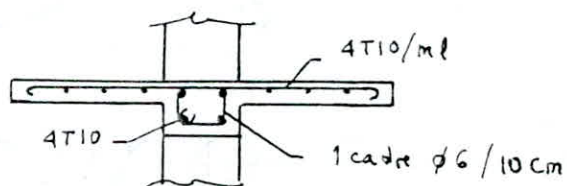
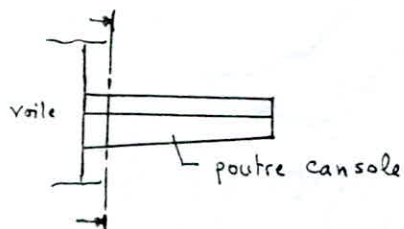
Le programme flexion simple nous donne.

$A_s = 2,53 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On prend 4T10/ml avec un espacement de 25 cm
et 4T8/ml comme armatures de répartition.



Au niveau du palier on dispose, dans le sens du voile, un chaînage

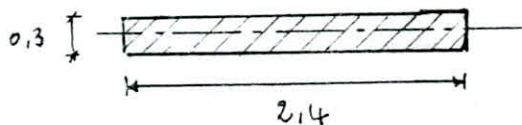


1. EVALUATION DU POIDS DE L'ESCALIER

- poide de l'escalier / niveau = 11,425 t
- poide du voile / ml 0,3 · 2,4 · 2,5 = 1,8 t/ml
- poide total du voile 1,8 · 19,05 = 34,29 t
- poide total : $W = 11,425 \times 5 + 34,29 = 91,415 \text{ t}$

1 Etude de la stabilité - Etude au séisme

- Inertie du voile : $I = 0,346 \text{ m}^4$



- Période de vibration :

pour la détermination de la période on applique la formule utilisée dans le cas d'un fût en B.A.

$$T = 1,76 H^2 \sqrt{\frac{P'}{g E_i I}}$$

$E_i = 32164 \text{ MPa}$; $H = 19,05 \text{ m}$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$, $I = 0,346 \text{ m}^4$

et P' : poids par mètre linéaire = $W/H = 4,8 \text{ t/m}$.

$$\Rightarrow T = 0,42 \text{ s}$$

↓ Évaluation de la force sismique : (RPA. art. 3.3.1)

Effort tranchant à la base $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$

$A = 0,25$; $B = 0,15$; $Q = 1,3$ et $D = 2$ ($T < 0,5$)

$$V = 8,91 \text{ t}$$

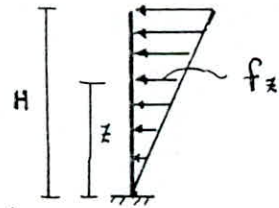
↓ Distribution de la force sismique

$$V = F_E + \sum_{i=1}^n F_i \quad ; \quad T < 0,7 \Rightarrow F_E = 0$$

masse uniformément répartie ; la force au niveau z est

donné par

$$f_z = \frac{V \cdot m(z) \cdot z}{\int_0^H m(z) \cdot z \cdot dz}$$



intensité maximale $f(H) = \frac{2 \cdot V}{H} = 0,94 \text{ t}$

Moment de renversement dû au séisme :

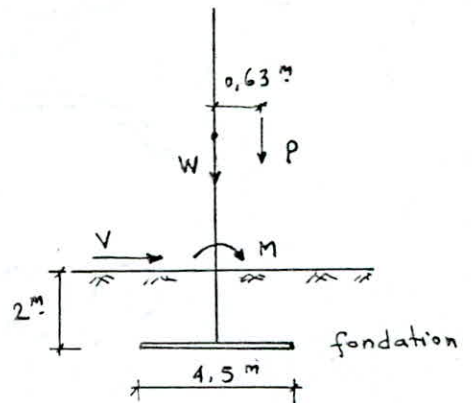
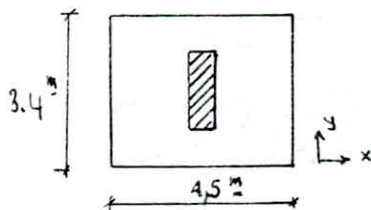
$$M = \frac{2}{3} V H = 113,16 \text{ t.m}$$

↓ Vérification de la stabilité :

Pour cela nous prenons le cas le plus défavorable ; les caissons sont chargés d'un côté et déchargés de l'autre.

Dimensions de la semelle :

$(4,5 \times 3,4) \text{ m}^2$ épaisseur $0,5 \text{ m}$



$$\text{poids des terres } 1,5 \cdot 4,2 \cdot 3,4 \cdot 1,8 = 38,56 \text{ t}$$

$$\text{poids de la semelle } 0,5 \cdot 3,4 \cdot 4,5 \cdot 2,5 = 19,12 \text{ t}$$

$$\text{poids de la partie du voile entrecé } 0,3 \cdot 2,4 \cdot 2,5 = 2,7 \text{ t}$$

$$W_{\text{escalier}} = 31,415 \text{ t}$$

$$\text{Poids total au fondation } 151,8 \text{ t}$$

$$\text{surcharge } P = 7,09 \text{ t}$$

• Moment de renversement :

$$M_r = M + 2 \cdot V + 0,63 P = 135,45 \text{ t.m.}$$

• Moment de stabilité $M_s = W_{\text{total}} \cdot \frac{l}{2} = 151,8 \cdot \frac{4,5}{2} = 341,55 \text{ t.m}$

$$\frac{M_s}{M_r} = 2,52 > 1,5 \quad \text{— stabilité vérifiée —}$$

1 Vérification de la contrainte dans le sol

(sous $G + P \pm E$)

$$N = N_G + N_P = 151,8 + 14,19 = 165,99 \text{ t}$$

$$M = M_E = M + 2 \cdot V = 130,98 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = M/N = 0,789 \text{ m} < \frac{l}{4} = \frac{3,4}{4} = 0,85 \text{ m}$$

sens x : $e_0 > \frac{l}{6} = \frac{4,5}{6} = 0,75 \text{ m}$

$$\text{alors } \bar{\sigma}_{\text{max}} = \frac{2N}{3\left(\frac{l}{2} - e\right)b} = \frac{2 \cdot 165,99 \cdot 10^3}{3\left(\frac{4,5}{2} - 0,789\right) \cdot 3,4 \cdot 10^4}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{max}} = 2,23 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$$

sens y $e_0 > \frac{3,4}{6} = 0,567 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_{\text{max}} = \frac{2N}{3\left(\frac{l}{2} - e\right)b} = \frac{2 \cdot 165,99 \cdot 10^3}{3\left(\frac{3,4}{2} - 0,789\right) \cdot 4,5 \cdot 10^4} = 2,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\text{max}} < 1,5 \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifiée.}$$

1. Ferraillage de la semelle :

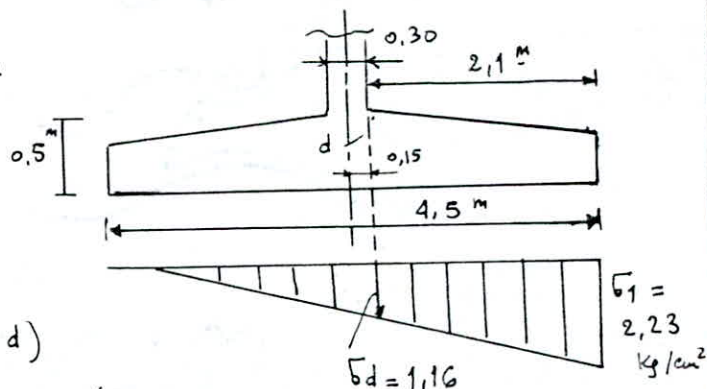
Dans notre cas ($e_0 > \frac{L_{min}}{6}$), le diagramme de réaction du sol est semi-triangulaire. On utilisera pour le ferraillage la méthode des caissons simplifiée.

On donnera le ferraillage par mètre linéaire.

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot y.$$

$$\bar{\sigma}_1 \text{ déjà calculé} = 2,23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \bar{\sigma}(y=0,15) = 1,16 \text{ Kg/cm}^2$$



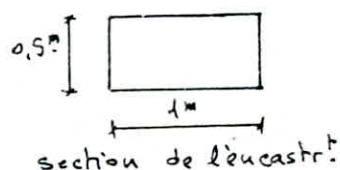
Moment d'encastrement (section d)

$$M_d = 1,16 \cdot \frac{2,1^2}{2} + \frac{(2,23 - 1,16) \cdot 2,1 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 2,1)}$$

$$M_d = 4,13 \text{ t.m}$$

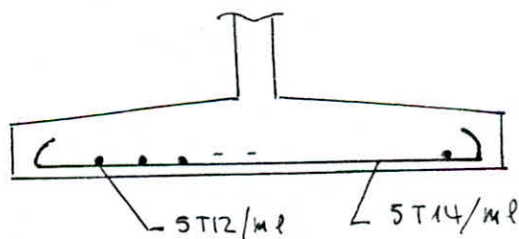
Le programme de la flexion simple donne,

$$A_s = 2,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



On prendra 5T14/ml

et l'autre sens 5T12/ml



1. Ferraillage du voile :

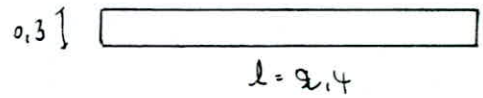
Le voile est calculé en flexion composée pour la combinaison $0,8G \pm E$. — à la base $T = V = 8,91 \text{ t}$

$$M_e = 130,98 \text{ t.m} \quad ; \quad 0,8N_G = 0,8 \cdot 91,415 = 73,13 \text{ t}$$

$$N_p = 14,19 \text{ t} \quad - \quad I_{voile} = 0,346 \text{ m}^4, \quad \Omega_{voile} = 0,72 \text{ m}^2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,24 > \frac{l}{6} \Rightarrow$$

la section est partiellement comprimée



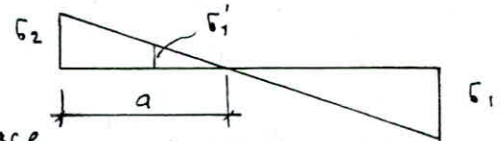
$$\sigma_{1,2} = \frac{M}{\Omega} + \frac{M}{I} \cdot v = \begin{cases} \sigma_1 = 55,58 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -35,27 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

a = 0,93 m ; partie tendue

On prend une largeur de bande /

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2a}{3} \right) ; h_e : \text{hauteur d'étage}$$

$$d = 0,6 \text{ m}$$



• Calcul de la section (0,3 x 0,6) → (I₁ = 5,4 · 10⁻³ m⁴, Ω₁ = 0,18 m²)

Sollicitations: $\sigma'_{1,2} = \frac{N_1}{\Omega_1} \pm M_1 \frac{v_1}{I_1} (*) \begin{cases} \sigma'_1 = 125,15 \text{ t/m}^2 \\ \sigma'_2 = 352,70 \text{ t/m}^2 \end{cases}$

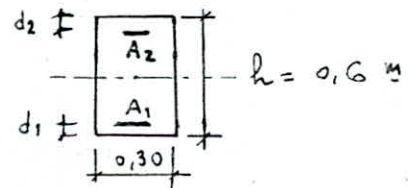
La résolution du système (*) donne N₁ = 43, t , M₁ = 4,09 t.m

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,095 \text{ m}$$

- section étudiée -

$$e_2 = \frac{h}{2} - d_2 - e_0 = 0,155 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - d_1 + e_0 = 0,345 \text{ m}$$



$$A_1 = \frac{N e_2}{f_{su} (e_1 + e_2)} = 3,83 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \cdot e_1}{f_{su} (e_1 + e_2)} = 8,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a } \frac{A_1 + A_2}{2 \times 0,6} = 10,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

On prend 7 T14 / ml / face espacement 15 cm.

• Armatures horizontales :

$$\tau_b = \frac{1,4 V}{b \cdot l} = \frac{1,4 \cdot 8,91}{0,3 \cdot 1} \cdot 10^{-2} = 0,416 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,12 f_{c28} = 3 \text{ MPa} \quad \tau < \bar{\tau} \text{ vérifiée.}$$

On prend % min. ω_{min} = 0,15% ⇒ A_H = 4,5 cm² / ml

On prend 5 T10 / ml / face, avec espacement de 20 cm.

CHAPITRE 12

FONDATION

Fondations

INTRODUCTION :

Les fondations sont des organes destinés à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

Il existe deux catégories de fondations:

- fondations superficielles (semelle isolée, semelle continue, radier)
- fondations profondes (pieux, puits).

CHOIX DE LA FONDATION :

Un projet de fondation correct doit répondre à certains critères:

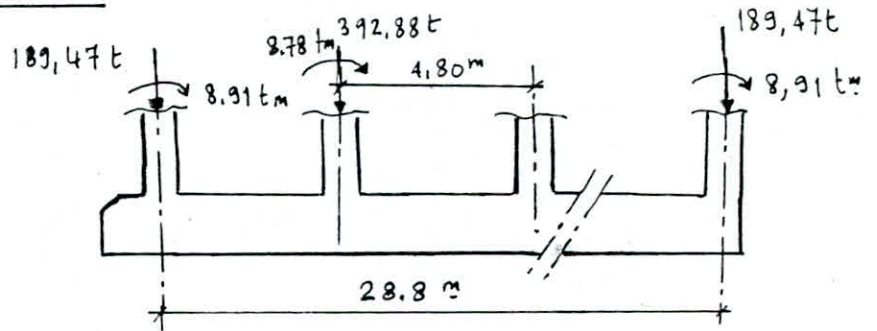
- la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis de manière à assurer la sécurité de la construction
- la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture.

Pour notre ouvrage on a le choix entre semelles continues sous poteaux et semelles isolées.

Pour les fondations sous poteaux (80x40) la solution d'une semelle isolée n'a pu être adoptée car elle nous a conduit à une surface de base assez grande; d'où le choix d'une semelle continue.

Pour les poteaux (40x40) on a adopté des semelles isolées.

I) SEMELLE CONTINUE



La semelle est calculée sous la combinaison la plus défavorable (N_{max}, M_{cor}) des situations durables et accidentelles.

1 Détermination de la Contrainte admissible du sol.

Elle est donnée par la formule D.T.U

$$\bar{\sigma}_s = \gamma \cdot D + \frac{\gamma \cdot s \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) + c \cdot N_c}{F_s}$$

• Données du rapport du sol :

γ_d : poids spécifique du sol sec $\gamma_d = 1.78 \text{ t/m}^3$

poids volumique du sol humide $\gamma = \gamma_s = \gamma_d (1 + w) = 2.11 \text{ t/m}^3$

w : teneur en eau $w = 18.5\%$

c : cohésion du sol $c_u = 0.3 \text{ t/m}^2$

φ : angle de frottement interne non drainé $\varphi_u = 27^\circ$

e_0 : indice des vides initial $e_0 = 0.58$

C_c : indice de compressibilité $C_c = 0.07$

• La profondeur d'ancrage (D) est de 2 m

Coefficient de surface $N_\gamma = (N_q - 1) \tan^2 (1.4 \varphi)$

Coefficient de profondeur $N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi}$

terme de cohésion $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$

$N_\gamma = 13.2$; $N_c = 23.94$; $N_q = 9.46$

$\beta = \frac{B}{L}$ semelle rectangulaire $\beta = \frac{B}{2(1+B/L)}$

Semelle continue $\beta \approx \frac{B}{L}$ ($B/L \rightarrow 0$)

B: largeur de la semelle ; L: longueur de la semelle.

$$B = 3,20 \quad ; \quad L = 28,8 \text{ m}$$

Fs: coefficient de sécurité $F_s = 4$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 26,74 \text{ t/m}^2$$

Hauteur de la semelle (h) :

On dimensionne la hauteur de la semelle par les conditions de poinçonnement et de rigidité.

- poinçonnement : $Q \leq 0,045 U_c h \cdot f_{c28}$

avec $U_c = 2(a+b+2h)$: périmètre du contour homothétique, du poteau, situé à $\frac{h}{2}$.

$$a = 0,18 \quad ; \quad b = 0,14 \quad ; \quad Q = 392,88 \text{ t} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 4h^2 + 2,4h - 3,49 \geq 0 \Rightarrow h \geq 0,68$$

- Rigidité $\frac{l}{9} \leq h \leq \frac{l}{6}$: $l = 4,80 \text{ m} \Rightarrow$

$$0,53 \leq h \leq 0,8 \text{ m}$$

On choisit $h = 80 \text{ cm}$.

Pour que la semelle travaille sous charges linéaire il faut

avoir $l \leq \frac{\pi}{2} l_e$ l_e : longueur élastique :

I = Moment d'inertie de la semelle

$$B = 3,20 \text{ m} \quad ; \quad E = 32.164 \text{ MPa}$$

$$l_e = 4 \sqrt{\frac{4EI}{K \cdot B}}$$

$$K = 0,4 \text{ MPa} \quad ; \quad I = \frac{b h^3}{12} \rightarrow l_e = 10,82$$

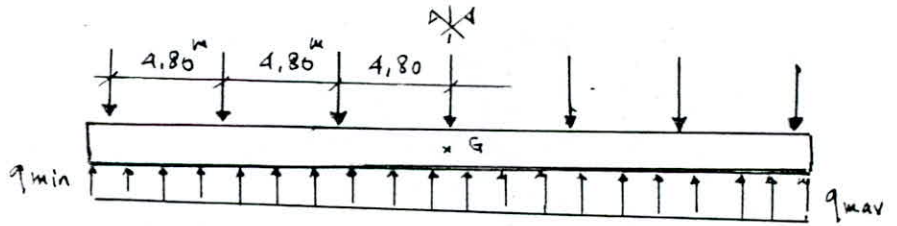
$$\frac{\pi}{2} \cdot l_e = 17 \text{ m} > l \quad \text{vérifiée.}$$

Donc nous pouvons supposer une réaction linéaire car la poutre est suffisamment rigide.

J) Distribution des réactions par mètres linéaire :

Pour la détermination des contraintes sous la semelle on

ramène tous les efforts au centre de gravité de la semelle



sous (SP1)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{61,72}{2343,34} = 0,026\text{m} < \frac{L}{6}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(\frac{1}{B} + \frac{Ge}{LB} \right) = 25,56 \text{ t/m}^2 < \bar{q}_s = 26,74 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(\frac{1}{B} - \frac{Ge}{LB} \right) = 25,29 \text{ t/m}^2$$

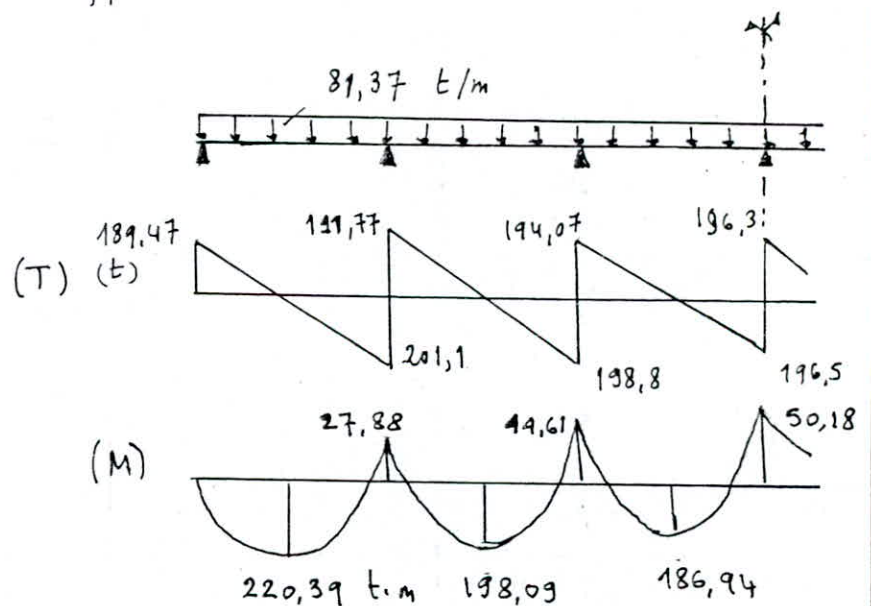
sous (SP2)

$$e = \frac{M}{N} = \frac{150,55}{1666,22} = 0,09\text{m} < \frac{L}{6}$$

$$q_{\max} = 18,25 \quad ; \quad q_{\min} = 18,18 \text{ t/m}^2$$

Pour le calcul sous (SP1) on suppose un diagramme charge uniforme

Diagrammes - Moment effort tranchant.

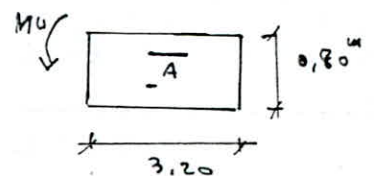


ferrailage : (flexion simple)

En travée $M_u = 220,39 \text{ t.m.}$

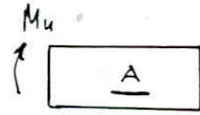
$$\Rightarrow A = 92,57 \text{ cm}^2$$

soit 20 T25 -



A l'appui : $M_u = 30,18 \text{ t.m}$

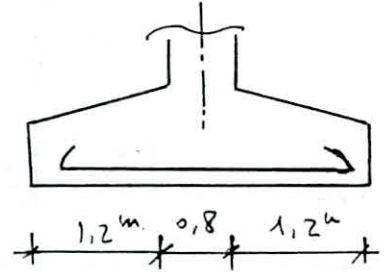
$$\Rightarrow A = 27,82 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \text{ T20}$$



Armatures perpendiculaires à la poutre de rigidité

On utilise la méthode des caissons pour une bande de largeur 1 m

les caissons sont chargés uniformément par la contrainte moyenne de l'autre sens $\sigma (1/4)$



Moment à la section d'encastrement

$$M = q \frac{l^2}{2} = 25,43 \cdot 2,1^2 / 2 = 18,31 \text{ t.m.}$$

$$\Rightarrow A = 8,69 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T16.} \quad \text{espacement } 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$V_u = 30,52 \rightarrow T_u = \frac{V_u}{bd} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{T}_u = 2,5$$

Espacement des armatures transversales dans la poutre de rigidité :

$$S_t \leq \frac{0,8 f_e \cdot A_s}{(T_u - 0,5) B}$$

$$\text{on prend } \phi 10 ; T_{u \max} = 201,1 \text{ t} \Rightarrow T_u = 0,87 \text{ MPa}$$

$$T_u \leq \bar{T}_u \text{ vérifié.}$$

$$S_t \leq (0,9 d; 40 \phi) \Rightarrow \bar{S}_{t0} = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Contrainte d'adhérence } \bar{T}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,83 \text{ MPa}$$

$$T < \bar{T}_s \text{ vérifiée.}$$

$$\text{longueur de scellement droit } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{T}_s}$$

$$\text{soit } l_s = 40 \phi.$$

Vérification à l'E.L.S. :

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} , \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = 0,4\% \rightarrow (\text{table Memento - BAEL})$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K' = \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_b} = 133,3 \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,8 < \bar{\sigma}_b \\ \beta = 0,966 \end{array} \right.$$

avec le moment service on calcule la section d'armature

$$A_{ser} = \frac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{98,25 \cdot 10^{-2}}{0,966 \cdot 0,72 \cdot 400} = 35,3 \text{ cm}^2 < A_u$$

II SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU (40x40)

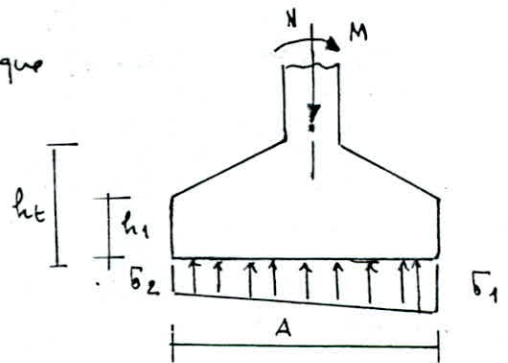
Nous adoptons une semelle homothétique

au poteau $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \rightarrow A = B$

Sollicitations :

Sous SP1 : $\left\{ \begin{array}{l} N = 86,79 \text{ t} \\ M = 1,69 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array} \right.$
situation durable

Situation accidentelle (SP2) $\left\{ \begin{array}{l} N = 85,21 \\ M = 15,19 \end{array} \right.$



Dimension de la sous face (A) : à partir de la condition de stabilité en écrivant $\bar{\sigma}(A/A) \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$ (1) ou tire A

$$\bar{\sigma}(A/A) = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} \quad (\text{Net M sollicitatives du 2^{es} genre})$$

$$\text{et } \bar{\sigma}_s = \frac{\gamma \cdot D + \frac{\beta \gamma N \gamma + \gamma \cdot D (N \gamma - 1) + (1 + 0,3 \beta / A) c N c}{F}}$$

$$A = B \text{ et } \beta = 0,25 A$$

$$\bar{\sigma}_s = 19,426 + 1,25 A$$

L'équation (1) devient $-1,25 A^4 - 28,869 A^3 + 85,21 A + 45,57 \leq 0$

Après itération on choisit $A = B = 2 \text{ m}$.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 21,75 \text{ t/m}^2$$

↓ Vérification des contraintes dans le sol :

Nous ajoutons à l'effort normal ramené de la superstructure le poids propre des terres Q_T et le poids de la semelle Q_s

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_T = 14,56 \text{ t} \\ Q_s = 2,75 \text{ t} \end{array} \right. \Rightarrow N_T = N_u + Q_s + Q_T = 102,52$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = \frac{3M}{A^3} + \frac{N}{A^2} = 31,32 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 32,62 \text{ t/m}^2$$

↓ Vérification au poinçonnement :

$$\bar{N} = 0,045 \text{ Uch.fcz}$$

$$h \rightarrow \text{condition de rigidité } h \geq \frac{A-a}{4} = 0,4 \Rightarrow h = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{épaisseur de la semelle } h_1 = \frac{h_t}{3} \leq \frac{h_t}{2} \text{ avec } h_1 \geq 6\phi + 6$$

$$\rightarrow h_1 = 20 \text{ cm.}$$

$$U_c \leq \frac{h}{2} \rightarrow U_c = 3,2 \text{ m}^2 \Rightarrow \bar{N} = 162 \text{ t}$$

$$N < \bar{N} \quad \text{vérifiée}$$

Ferraillage de la semelle :

Par la méthode des bielles.

$$F_{\max} = \frac{N_m(A-a)}{8d}$$

$$N_m = 108 \text{ t} ; d = h_t - c = 0,4 \text{ m}$$

$$N_m = \bar{\sigma}(A/4) \cdot A^2$$

$$F_{\max} = 54 \text{ T}$$

$$A_x = A_y = \frac{F_{\max}}{f_{su}} = \frac{54 \cdot 10^{-2}}{348} = 15,52 \text{ cm}^2$$

soit 8 T 16 espacement 25 cm.

↓ Vérification à l'adhérence : $\bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,84 \text{ MPa}$

$l_s = \frac{\phi}{4} f_e / T_s = 56,34 \text{ cm} > \frac{A}{4} = 50 \Rightarrow$ toutes les
 barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités avec
 ancrage courbe.

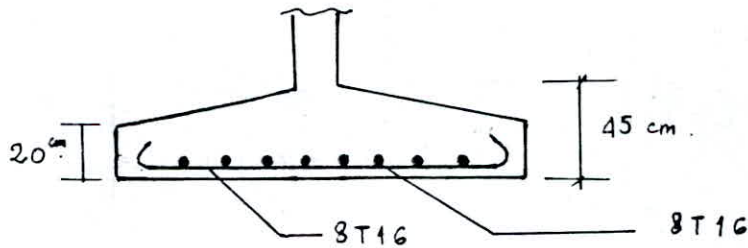
Etat limite de service :

$$N = 63,88 \text{ t} , M = 1,04 \text{ t.m}$$

$$\bar{\sigma}(A/q) = 16,36 \text{ t/m}^2 \rightarrow N_1 = \bar{\sigma}(A/q) \cdot A^2 = 65,44 \text{ t}$$

$$F_{\max} = \frac{65,44 \cdot (2 - 0,4)}{8 \cdot 0,4} = 32,72 \text{ t}$$

$$A = F_{\max} / \bar{\sigma}_s = 13,63 \text{ cm}^2 \quad A_u = 15,52$$



LONGRINES

Les fondations sont chaînées par des longrines suffisamment rigides qui sont calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $N/10$ (terrains meubles) - R.P.A 4.2.3.3 - N est l'effort axial du poteau en question.

Le ferrailage minimum doit être $4 \phi 14$ ou $4 T12$ avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm.

Nous prenons pour notre cas des longrines 30×30 avec un ferrailage de $4 \phi 14$ et des cadres avec espacement de 20 cm.

VOILE PERIPHERIQUE

Conformément à l'article 3.3.8.5. du RPA notre bâtiment qui est de la catégorie 3 comporte un voile périphérique continu entre le niveau des longrines et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales :

- épaisseur $e \geq 15$ cm
- armatures longitudinales supérieures et inférieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale de béton. avec recouvrements $\geq 50 \phi$.

$$e = 15 \text{ cm} \quad ; \quad A_L = 0,2 \cdot 250 \cdot 15 / 100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 T14$$

$$l_d \geq 50 \phi = 70 \text{ cm}.$$

- armatures longitudinales de peau. $A_p \geq 2 \text{ cm}^2$ par ml / face par mètre linéaire de hauteur.

$$\text{on prend } 2 T14 \text{ / ml / face} \quad (A = 3,08 \text{ cm}^2).$$

A N N E X E

PROGRAMME 1

```

10 CLS
40 PRINT"*** FLEXION SIMPLE ***"
50 PRINT"** ETAT LIMITE ULTIME **"
85 PRINT
90 ' ENTREE DES DONNEES
120 INPUT" FC28(mpa)=";FC
130 INPUT" FE(mpa)..=";FE
135 INPUT"-GAMMA.B=..";YB:FBU=.85*FC/YB
137 INPUT"-GAMMA.S=..";YS:FSU=FE/YS
140 INPUT"ACIER NATUREL,ECROUI (N/E)";C$
142 E=2E5;ESL=FSU/E
147 IF C$="E" THEN ESL=ESL+.002
150 INPUT"MOMENT ULTIME EN(tm)";MU:MU=MU/100
160 INPUT"SECTION RECTANGULAIRE,EN TE (R/T) ";S$
170 IF S$="R" THEN 720
180 PRINT" SECTION EN TE: DIMENSIONS"
190 INPUT" B=...";B
200 INPUT" BO...=";BO
210 INPUT" H...=";H
220 INPUT" HO...=";HO
230 INPUT"ENROBAGE C=";C:D=H-C
260 MT=B*HO*FBU*(D-HO/2):IF MU<=MT THEN 650
280 MD=(B-BO)*MT/B:U=(MU-MD)/(BO*D^2*FBU)
320 ALPHAR=3.5/(3.5+1000*ESL):UR=.8*ALPHAR*(1-.4*ALPHAR)
340 IF U<=UR THEN 560
350 ZR=D*(1-.4*ALPHAR)
360 IF ZR<=D-HO/2 THEN 460
380 PRINT" SECTION EN TE--> B,H,MU "
390 B=B:H=H:M=MU:GOSUB 770
410 AC=(MU-MR)/(D-C)/SIGMAC
420 AS=((MU-MR)/(D-C)+MR/ZR)*1/FSU:GOTO 1230
460 PRINT" SECTION EN TE--> BO,H,MU-MD
470 B=BO:H=H:M=MU-MD:GOSUB 770
490 AC=(MU-MD-MR)/(D-C)/SIGMAC
500 AS1=((MU-MD-MR)/(D-C)+MR/ZR)/FSU
510 ASO=MD/(D-HO/2)/FSU:AS=AS1+ASO:GOTO 1230
560 PRINT"SECTION EN TE--> BO,H,MU-MD"
570 B=BO:H=H:M=MU-MD:GOSUB 770
590 AS1=(MU-MD)/Z/SIGMA:ASO=MD/(D-HO/2)/SIGMA
610 AS=ASO+AS1:AC=0:GOTO 1230
650 PRINT" SECTION EN TE--> B,H,MU"
660 B=B:H=H:M=MU:GOSUB 770
680 AS=MU/Z/SIGMA:AC=0:GOTO 1230
720 PRINT" SECTION RECTANGULAIRE: DIMENSIONS:"
735 INPUT" LARGEUR B=";B
740 INPUT" HAUTEUR H=";H
745 INPUT" ENROBAGE C=";C:D=H-C
747 INPUT"MOMENT ULTIME =" ;MU:MU=MU/100:M=MU
755 GOSUB 770:GOTO 1230
768 ' MODULE DE CALCUL DES SECTIONS RECTANGULAIRES
770 U=M/B/D^2/FBU
785 ALPHAR=3.5/(3.5+1E3*ESL):UR=.8*ALPHAR*(1-.4*ALPHAR)
800 ' TEST SUR LE PIVOT
810 IF U<=UR THEN GOTO 890
815 ' PIVOT B ARMATURE DOUBLE
820 EC=(3.5E-3+ESL)*(D-C)/D-ESL:ES=EC:GOSUB 1130
835 SIGMAC=SI
840 ZR=D*(1-.4*ALPHAR):MR=UR*D^2*FBU*B
855 IF S$="T" THEN RETURN
860 AC=(MU-MR)/(D-C)/SIGMAC:AS=((MU-MR)/(D-C)+MR/ZR)/FSU
880 RETURN

```

```

890 ALPHA=1.25*(1-SQR(1-2*U));Z=D*(1-.4*ALPHA)
1000 IF U<=.186 THEN 1080
1015 PRINT"PIVOT B ARMATURES S"
1020 ES=3.5E-3*(1/ALPHA-1);GOSUB 1130
1035 SIGMA=SI
1040 IF S$="T" THEN RETURN
1050 AS=M/Z/SIGMA;AC=0
1070 RETURN
1083 PRINT "PIVOT A"
1085 SIGMA=FSU
1090 IF C$="E" THEN SIGMA=1.1*FSU
1095 IF S$="T" THEN RETURN
1100 AS=M/Z/SIGMA;AC=0
1120 RETURN
1130 '   MODULE DES CONTRAITES
1140 IF C$="E" THEN 1170
1150 IF ES<=ESL THEN SI=E*ES GOTO 1220
1160 SI=FSU;GOTO 1220
1170 IF ES<=.7*ESL THEN SI=E*ES;PRINT"S2I=";SI;GOTO 1220
1175 S=.7*FSU
1180 S=S+.5
1190 ES1=S/E+.823*(S*1/FSU-.7)^5
1200 IF ES1<ES THEN 1180
1210 SI=S
1220 RETURN
1224 PRINT
1230 '***** RESULTATS *****
1235 PRINT"ARMATURES TENDUES      AS=";AS*1E4;"cm2"
1245 PRINT"ARMATURES COMPRIMEES AC=";AC*1E4;"cm2"
1250 PRINT
1260 PRINT"ARMATURE DE NON FRAGILITE"
1270 AF=.23*B*D*(.6+.06*FC)/400
1290 PRINT" AF=";AF*1E4;"cm2"
1300 PRINT
1320 INPUT"VOULEZ-VOUS REFAIRE (O/N)?";R$
1330 IF R$="O" THEN GOTO 10
1350 INPUT"VOULEZ-VOUS VERIFIER A L'E.L.S. (O/N)";V$
1360 IF V$="N" THEN END
1370 CLS
1400 PRINT"**** VERIFICATION A L'ELS ****"
1440 PRINT
1450 PRINT"          -- ENTREE DES DONNEES --"
1552 INPUT"      A(cm2)...=";AS:AS=AS*1E-4
1554 INPUT"      AC(cm2)..=";AC:AC=AC*1E-4
1600 INPUT"      Mser(tm) =";M:M=M/100
1670 INPUT" COEFFICIENT DE FISSURATION=";N
1680 SIGMABA=.6*FC
1690 ON F GOTO 1800,1700,1710
1700 IF FE*2/3< 150*N THEN SIGMASA=2/3*FE;GOTO 1800
1705 SIGMASA=150*N :GOTO 1800
1710 IF FE/2 < 110*N THEN SIGMASA=FE/2;GOTO 1800
1715 SIGMASA=110*N;GOSUB 2000
1810 SIGMAB=M*Y/I
1815 IF AC=0 THEN SIGMAC=0;GOTO 1830
1820 SIGMAC=M*(Y-C)*15/I;SIGMA=M*(D-Y)*15/I
1844 PRINT"***** RESULTAT *****"
1850 PRINT TAB(13)"CONT. ADM. ";TAB(30)"CONT. SER. "
1860 PRINT"BETON";TAB(13);SIGMABA,SIGMAB;"MPA"
1870 PRINT"ACIER TENDU";TAB(13);SIGMASA,SIGMA;"MPA"
1880 PRINT"ACIER COMPR. ";TAB(13);SIGMASA,SIGMAC;"MPA"
1900 INPUT" VOULEZ VOUS REFAIRE (O/N)";B$
1910 IF B$="O" THEN 1370

```

```

1920 END
2000 ' POSITION DE L'AXE NEUTRE
2010 DE=(15*(AS+AC))^2+30*B*(AS*D+AC*C)
2020 Y=(-15*(AS+AC)+SQR(DE))/B
2030 IF S$="R" THEN GOTO 2140
2040 IF Y<= H0 THEN GOTO 2140
2060 B1=(B-B0)*H0+15*(AS+AC):A1=B0/2
2070 C1=-(B-B0)*H0^2/2-15*(AC*C+AS*D):DE=B1^2-4*A1*C1
2090 Y=(-B1+SQR(DE))/2/A1
2100 I1=B*Y^3/3-(B-B0)*(Y-H0)^3/3
2115 I2=15*AC*(Y-C)^2+15*AS*(D-Y)^2:I=I1+I2
2130 RETURN
2140 I1=B*Y^3/3+15*AC*(Y-C)^2
2150 I2=15*AS*(D-Y)^2:I=I1+I2
2170 RETURN

```

PROGRAMME 2

```

10  CLS
20  PRINT"***** CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE *****"
40  PRINT"***** EN FLEXION COMPOSEE *****"
50  PRINT
65  PRINT"----- ENTREE DES DONNEES -----"
80  PRINT
90  PRINT"  CONTRAINTES CARACTERISTIQUES EN (MPa)"
110 INPUT"    FC28.....=";FC
120 INPUT"    FE.....=";FE
130 INPUT"    GAMMA.B....=";YB:FBU=.85*FC/YB
140 INPUT"    GAMMA.A....=";YS:FSU=FE/YS
160 INPUT"ACIER NATUREL OU ECROUI (N/E)";CS
170 E=2E5:ESL=FSU/E
190 IF CS="E"THEN ESL=ESL+.002
200 PRINT"DIMENSION DE LA SECTION EN (m) : "
220 INPUT"    LARGEUR B...=";B
230 INPUT"    HAUTEUR H...=";H
240 INPUT"    ENROBAGE C...=";C:D=H-C
260 PRINT"    SOLLICITATIONS  ;"
280 PRINT"MOMENT LIMITE EN (tm)  ;"
285 INPUT"    Mu.....=";MU:MU=MU/100
287 INPUT"    Mser.....=";MS:MS=MS/100
290 PRINT"EFFORT NORMAL LIMITE EN (t)  ;"
300 PRINT" TRACTION (N<0) , COMPRESSION (N>0)"
304 INPUT"    Nu.....=";NU:NU=NU/100
305 INPUT"    Nser.....=";NS:NS=NS/100:E1=MS/NS
310 IF NU<0 THEN 947
330 INPUT"COEFFICIENT DE FLAMBEMENT K=";K
340 INPUT"LONGUEUR DU POTEAU EN (M) L=";L
350 LAMBDA=K*L*SQR(12)/B:E0=MU/NU
360 LAMAX=MAX(50,MIN(67*E0/H,100))
370 IF LAMBDA>LAMAX THEN 1045
380 EA=MAX(.02,L/250)
390 IF E0/H>.75 THEN 410
400 GAMAF=1+.163*LAMBDA^2/1000;GOTO 420
410 GAMAF=MIN(1+.122*LAMBDA^2*H/E0/1000,1.4)
420 NU=NU*GAMAF;MU=GAMAF*MU+NU*EA
440 MUA=MU+NU*(D-H/2);M=MUA
450 T1=(D-C)*NU-M;T2=(.337-.81*C/H)*B*H^2*FBU
460 T3=(.5-C/H)*B*H^2*FBU
470 IF T1>=T2 THEN 850
480 T4=.81*B*H*FBU;T5=NU*D*(1-.514*NU/B/D/FBU)
490 T6=B*H^2*FBU*(5/14-NU*(6/7-D/H)/B/H/FBU)
500 IF(NU<=T4 AND M<T5) OR (NU>=T4 AND M<T6) THEN 830
510 REM SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE
520 U=M/B/D^2/FBU
530 ALPHAR=3.5/(3.5+ESL*1E3);UR=.8*ALPHAR*(1-.04*ALPHAR)
550 REM TEST SUR LE PIVOT
560 IF U<=UR THEN 660
575 PRINT"PIVOT B ARMATURE DOUBLE"
580 EC=(3.5*1E-3+ESL)*(D-C)/D-ESL;ES=EC;GOSUB 1070
600 SIGMAC=SI
610 ZR=D*(1-.4*ALPHAR);MR=UR*D^2*B*FBU
630 AC=(M-MR)/(D-C)/SIGMAC
640 AS=((M-MR)/(D-C)+MR/ZR)/FSU;AS=AS-NU/FSU
645 IF AS>0 THEN 1270
650 X=C+SQR(C^2+2*((D-C)*NU-M)/B/FBU)
652 ES=(X/.8-C)*3.5E-3*.8/X;GOSUB 1070;SIGMAC=SI
655 AC=(NU-X*B*FBU)/SIGMAC;AS=0;GOTO 1270
660 ALPHA=1.25*(1-SQR(1-2*U))
670 Z=D*(1-.4*ALPHA)

```

```

680 IF U<=.186 THEN 760
690 PRINT"PIVOT B ARMATURE SIMPLE"
700 ES=3.5E-3*(1/ALPHA-1)
710 GOSUB 1070
720 SIGMA=SI
730 AS=M/Z/SIGMA:AS=AS-NU/SIGMA:AC=0:GOTO 1270
750 GOTO 1270
760 PRINT"PIVOT A"
780 SIGMA=FSU
790 IF C$="E" THEN SIGMA=1.1*FSU
800 AS=M/Z/SIGMA:AS=AS-NU/SIGMA:AC=0
820 GOTO 1270
830 PRINT"SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE SURABONDANTE"
840 AS=0:AC=0:GOTO 1270
850 PRINT"SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE"
854 P=2
855 IF T1<=T3 THEN 900
860 ES=2E-3:GOSUB 1070
875 SIGMAC=SI
880 AC=(M-B*H^2*FBU*(D-H/2))/(D-C)/SIGMAC
890 AS=(NU-B*H*FBU)/SIGMAC:GOTO 1270
900 AS=0:KI=(.5-C/H-((D-C)*NU-M)/B/H^2/FBU)/(6/7-C/H)
910 ES=2E-3*(1+(3-7*C/H)*SQR(KI)/1.75):GOSUB 1070
930 SIGMAC=SI
940 AC=(NU-(1-KI)*B*H*FBU)/SIGMAC:AS=0
945 AS=0:GOTO 1270
947 EO=MU/NU:MUA=MU+(D-H/2)*NU:MUA=ABS(MUA)
950 IF EO>=H/2-C AND EO<=H/2-C THEN 990
960 REM SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE
970 M=MUA:GOTO 500
990 PRINT"SECTION ENTIEREMENT TENDUE"
992 P=1
1000 ES=1E-2:SIGMA=FSU
1020 IF C$="E" THEN SIGMA=1.1*FSU
1030 AC=M/(D-C)/SIGMA:AS=NU/SIGMA-AC:GOTO 1270
1040 AS=NU/SIGMA-AC:GOTO 1270
1050 PRINT"UN CALCUL AU FLAMBEMENT EST NECESSAIRE"
1065 END
1070 REM ***** MODULE DES CONTRAINTES *****
1080 IF C$="E" THEN 1200
1090 IF ES<=ESL THEN SI=E*ES:RETURN
1100 SI=FSU:RETURN
1200 IF ES<=.7*ESL THEN SI=E*ES:RETURN
1210 S=.7*FSU
1220 S=S+.5
1230 ES1=S/E+.823*(S/FSU-.7)^5
1240 IF ES1<ES THEN 1220
1250 SI=S:RETURN
1290 PRINT" ***** R E S U L T A T S *****"
1300 PRINT
1310 PRINT"ARMATURES TENDUES AS =";AS*1E4;"cm2"
1320 PRINT"ARMATURES COMPRIMEES AC =";AC*1E4;"cm2"
1330 PRINT
1340 AF=.23*B*D*(.6+.06*FC)/400
1345 IF P=1 THEN AF=B*H*(.6+.06*FC)/FE
1347 IF P=2 THEN AF=MAX(8*(B+H),.2*B/100)
1350 PRINT" ARMATURES MINIMALES :"
1352 PRINT
1355 PRINT" Amin =";AF*1E4;"cm2"
1360 LOCATE 1,24
1370 INPUT"VOULEZ-VOUS REFAIRE (O/N)";R$
1380 IF R$="O" THEN 5

```



```

1400 INPUT"VOULEZ-VOUS VERIFIER A L'E.L.S (O/N)";R$
1410 IF R$="O" THEN 1480
1520 PRINT" ***** VERIFICATION A L'ELS *****"
1530 PRINT
1560 PRINT" DONNEZ LES SECTIONS ADOPTEES"
1580 INPUT" AS(cm2).. =";AS;AS=AS*1E-4
1590 INPUT" AC(cm2).. =";AC;AC=AC*1E-4
1610 PRINT"CONDITION DE FISSURATION : "
1615 PRINT
1617 PRINT" (1) PEU NUISIBLE"
1618 PRINT" (2) PREJUDICIALE"
1619 INPUT" (3) TRES PREJUDICIALE ";F
1625 INPUT"COEFFICIENT DE FISSURATION :";N
1630 SIGMABA=.6*FC
1635 ON F GOTO 1670,1640,1650
1640 IF FE*2/3<150*N THEN SIGMASA=2/3*FE:GOTO 1670
1645 SIGMASA=150*N:GOTO 1670
1650 IF FE/2<110*N THEN SIGMASA=FE/2:GOTO 1670
1655 SIGMASA=110*N
1670 IF(NS>0 AND E1>H/6)OR(NS<0 AND ABS(E1)>ABS(H/2-C)) THEN 1845
1680 IF NS<0 AND ABS(E1)<ABS(H/2-C) THEN 1795
1690 PRINT"SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE"
1710 BH=B*H+15*(AS+AC);W=B*H^2/2+15*AS*D+15*AC*C;V1=W/BH
1740 I1=B*H^3/12+B*H*(V1-H/2)^2+15*AC*(V1-C)^2+15*AS*(D-V1)^2
1750 MH=NS*(V1-H/2+E1)
1760 SIGMAB=NS/BH+MH*V1/I1
1770 SIGMAC=15*(NS/BH+MH*(V1-C)/I1)
1780 SIGMA=15*(NS/BH-MH*(D-V1)/I1):GOTO 2050
1800 PRINT"SECTION ENTIEREMENT TENDUE"
1820 SIGMAC=NS*(H/2-E1-C)/(D-C)/AC;SIGMA=NS*(H/2-C+E1)/(D-C)/AS:GOTO 2050
1850 PRINT"SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE"
1870 EA=(MS+NS*(H/2-C))/NS;K=D-EA
1880 P=-3*K^2-90*AC*(K-C)/B+90*AS*(D-K)/B
1890 Q=-2*K^3-90*AC*(K-C)^2/B-90*AS*(D-K)^2/B
1900 GOSUB 1950
1905 IF ABS(Y-E1)>H/2 THEN 1685
1910 Y1=Y+K;I=B*Y1^3/3+15*AC*(Y1-C)^2+15*AS*(D-Y1)^2
1920 SIGMAB=NS*Y*(Y+K)/I
1930 SIGMA=15*SIGMAB*(D-Y-K)/(Y+K)
1935 SIGMAC=15*NS*(K+Y-C)*Y/I:2050
1950 REM * POSITION DE L'AXE NEUTRE *
1960 X0=.01;PAS=.005;EPS=1E-4
1970 X=X0
1980 GOSUB 2040:Y1=F
1990 A=X:X=X+PAS
2000 GOSUB 2040:Y2=F
2010 ZT=A-Y1*PAS/(Y2-Y1):X=ZT
2020 IF ABS(ZT-A)>EPS THEN 1980
2030 Y=A :RETURN
2040 F=X^3+P*X+Q:RETURN
2060 PRINT TAB(13)"CONT. ADM. ";TAB(28)"CONT. SER. "
2090 PRINT"BETON";TAB(13);SIGMABA;TAB(28);SIGMAB ;TAB(37);"MPA"
2110 PRINT"ACIER TENDU";TAB(13);SIGMASA;TAB(28);SIGMA;TAB(37);"MPA"
2130 PRINT"ACIER COMP. ";TAB(13);SIGMASA;TAB(28);SIGMAC;TAB(37);"MPA"
2140 LOCATE 1,24
2150 INPUT"VOULEZ-VOUS REFAIRE (O/N)";B$
2160 IF B$="O" THEN 1480
2170 END

```

PROGRAMME 3

```

10  CLS
20  ' ***** CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE *****
35  ' ***** SOUMISE A UN EFFORT TRANCHANT***
40  PRINT
50  ' ----- ENTREE DES DONNEES -----
70  '      CONTRAINTES CARACTERISTIQUES EN (MPa)
80  INPUT"      FC28....=";FC
90  INPUT"      FE.....=";FE
110 '      DIMENSIONS EN (m)
130 INPUT"      B.....=";B
140 INPUT"      H.....=";H;D=.9*H
160 INPUT" EFFORT TRANCHANT EN (t).VU=";VU;VU=VU/100
180 PRINT" LA SECTION EST SOLLICITEE EN:"
190 PRINT"      (1) FLEXION SIMPLE  "
200 PRINT"      (2) FLEXION COMPOSEE"
210 INPUT" CHOISISSEZ 1 OU 2:";Q
230 IF Q=1 THEN 270
240 INPUT" EFFORT NORMAL ULTIME (t).NU=";NU;NU=NU/100
260 PRINT" NATURE DE LA FISSURATION"
270 PRINT"      (1) PEU NUISIBLE  "
280 PRINT"      (2) PREJUDICIALE  "
290 PRINT"      (3) TRES PREJUDICIALE"
310 INPUT" CHOISISSEZ 1,2,3:";W
330 INPUT"REPRISE DE BETONNAGE (OUI=1/NON=2)";R
335 INPUT"INCLINAISON DES ARMATURES (DEGRES)";I
340 TU=VU/B/D;PI=3.14159
350 B1=(.03+.08*90/I)*FC;B2=(.08+.05*90/I)*FC
360 B3=.5+2.5*90/I
370 IF W=1 THEN TUMAX=MIN((B2),(B3));GOTO 380
380 TUMAX=MIN((B1),(B3))
390 IF TU>TUMAX THEN 335
400 XMIN=B*SIN(I*PI/180)/FE*MAX(TU/2,.4)
410 IF W=3 OR R=1 THEN 460
420 IF Q=1 THEN 470
430 IF NU>0 THEN 450
440 K=1-10*NU/B/H/FC;GOTO 480
450 K=1+3*NU/B/H/FC;GOTO 480
460 K=0;GOTO 480
470 K=1
480 X=(TU-.5*K)*B/.8/FE/(COS(I*PI/180)+SIN(I*PI/180))
490 PRINT
500 PRINT"***** R E S U L T A T S *****"
510 PRINT
520 PRINT"ARMATURES PAR METRE LINEAIRE"
530 PRINT"      At/St=";X*1E4;"cm2/m"
550 PRINT"ESPACEMENT MAXIMAL"
560 PRINT"      Stmax=";MIN(90*D,40);"cm"
580 INPUT"DIAMUTRE MIN. DES ARMATURES LONG. EN (mm)";DL;DL=DL/1000
590 DT=MIN(DL,MIN(H/35,B/10))
610 PRINT"DIAMETRE MAX TRANSVERSAL.Dtmax=";DT*1E3;"mm"
620 INPUT"DIAMETRE CHOISI EN (mm) Dt=";DT;DT=DT/1000
630 INPUT"NOMBRE DE BARRE N=";N
640 AT=N*(PI*DT^2/4)
660 PRINT"      St=";MIN(AT/X,AT/XMIN)*100;"cm"
680 INPUT"VOULEZ-VOUS FAIRE UNE JUSTIFICATION D'APPUI (O/N)";A$
690 IF A$="N" THEN 890
700 '      JUSTIFICATION D'APPUI
710 INPUT"MOMENT ULTIME=";MU;MU=MU/100
720 INPUT"GAMMA. B=";YB
730 INPUT"GAMMA. S=";YS
740 AM=2.5*VU*YB/FC/B

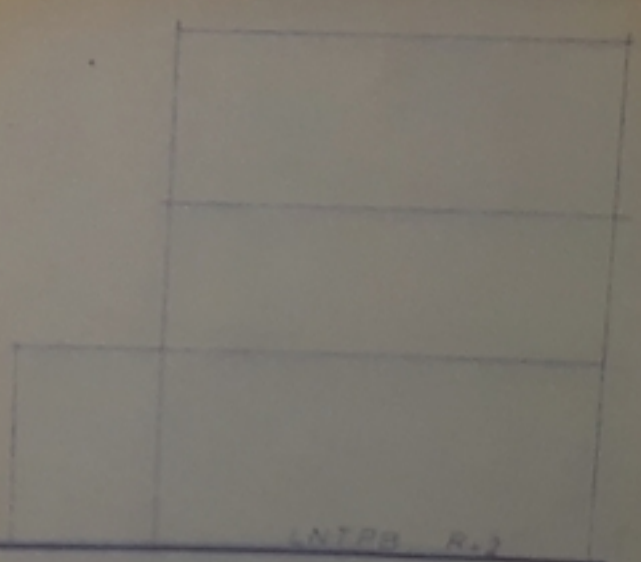
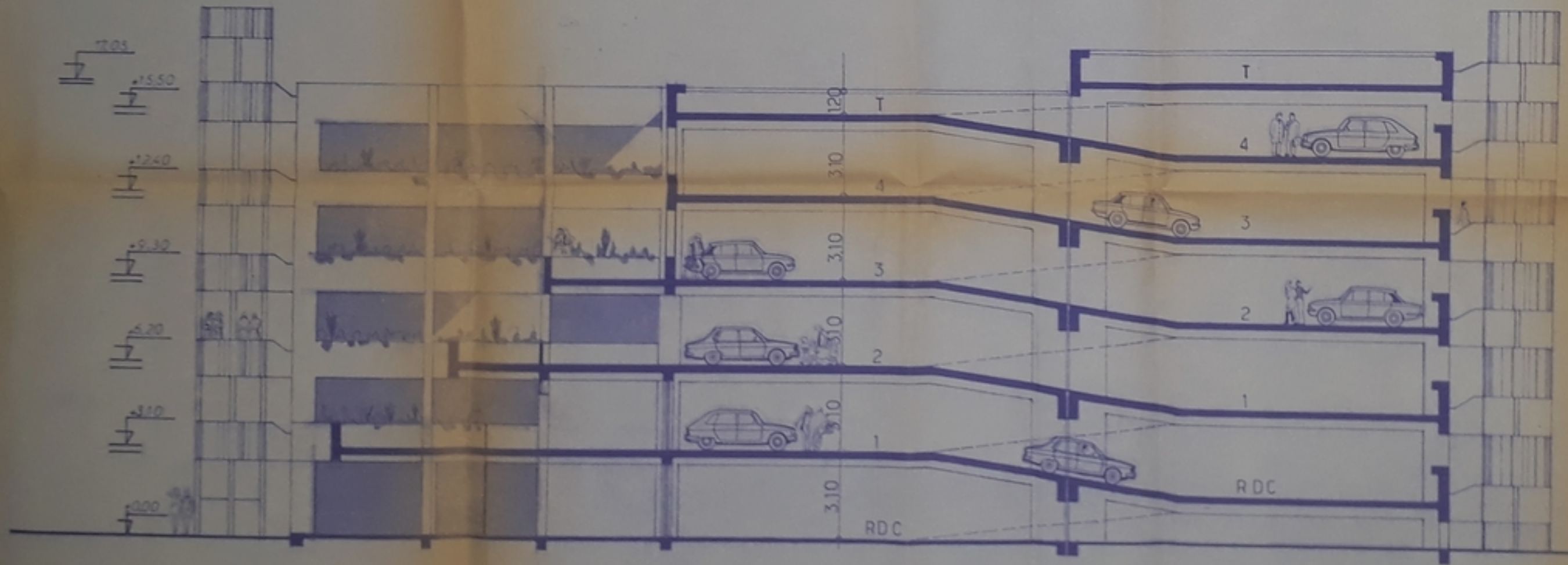
```

```
750 AS=VU/FE/YS
760 ASI=(VU-MU/.9/D)*YS/FE
780 PRINT"APPUI SIMPLE D'ABOUT:"
800 PRINT"LARGEUR D'APPUI MINIMALE..";AM
810 PRINT"ACIER INFERIEUR MIN. ....";AS
830 PRINT"APPUI INTERMEDIAIRE:"
850 PRINT"ACIER INFERIEUR MIN. ....";ASI
870 INPUT"VOULEZ-VOUS REFAIRE (O/N)";B$
880 IF B$="O" THEN 700
890 END
```

BIBLIOGRAPHIE

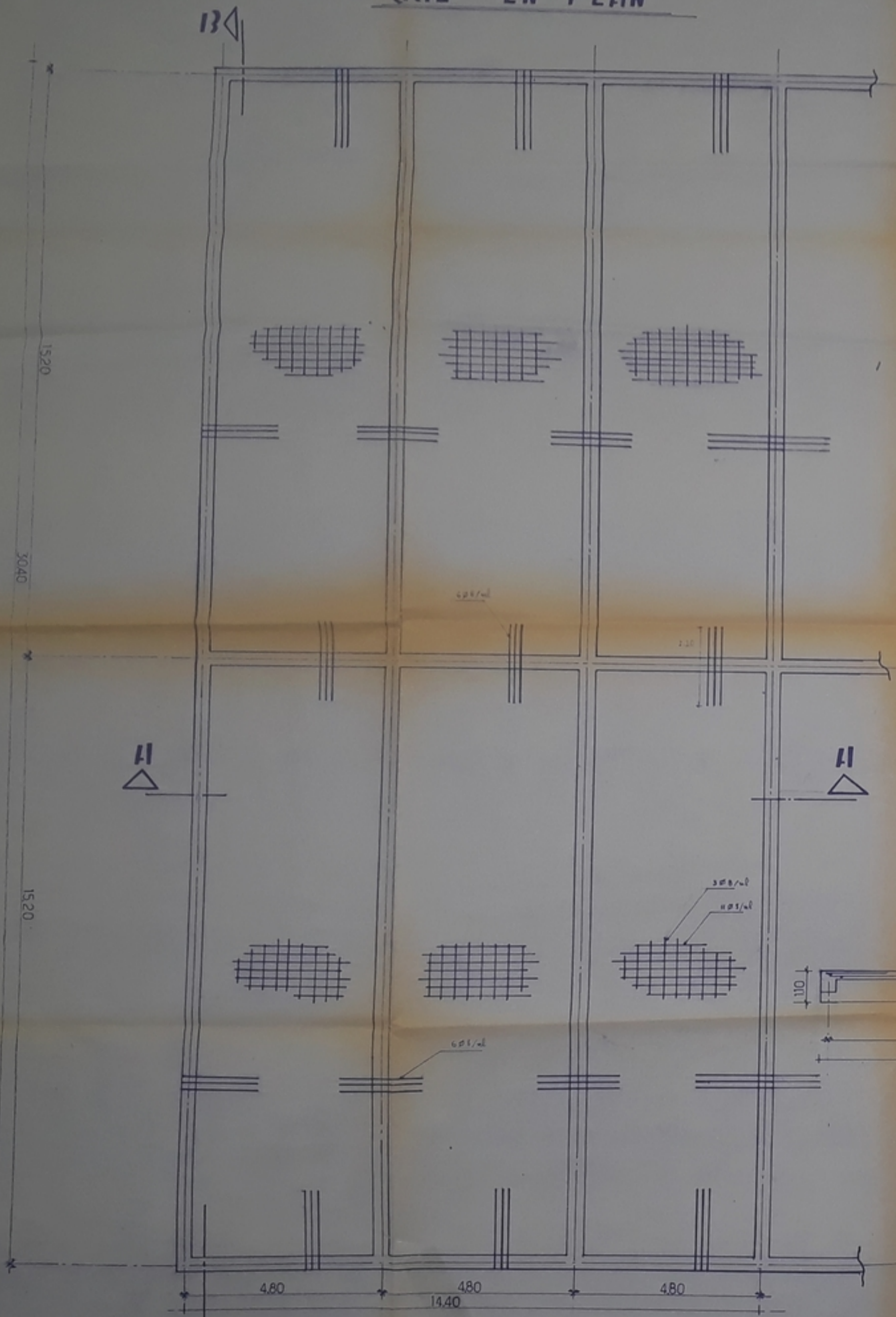
- [1] Règles techniques de conception & de calcul des ouvrages
& constructions en béton armé suivant la méthode
des états limites - DTU - (BAEL 83)
- [2] Règles définissant les effets de la neige et du vent sur
les constructions et annexes - DTU - (Règles N.V. 65)
- [3] Règles Parasismiques Algérienne - (RPA 81)
- [4] Conception et calcul des structures soumises aux séismes
M. DAUDI - M. RILI - A. SALHI .
- [5] Cours Supérieur de béton armé (Règles BAEL 80)
Paul DINNEQUIN.
- [6] Cours Pratique de mécanique des sols
tome 2 - calcul des ouvrages - J. Costet - G. Sanglerat
- [7] Fondations et ouvrages en terre G. PHILIPPONAT.
- [8] Ossatures des bâtiments A. COIN
- [9] Mémento d'emploi du BAEL 80 J. LE COVEC.
- [10] Dynamique des structures R. CLOUGH et J. PENZIEN

COUPE - D D

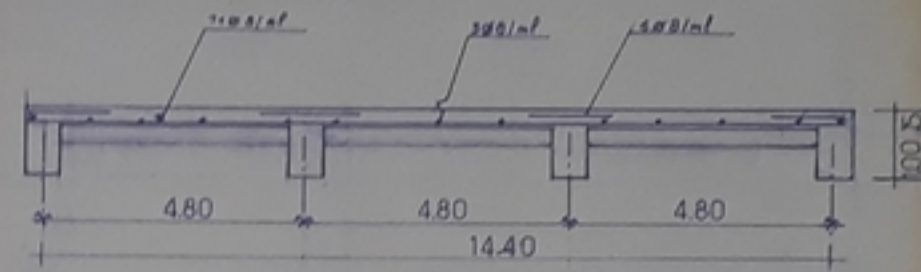


INTPB R-1

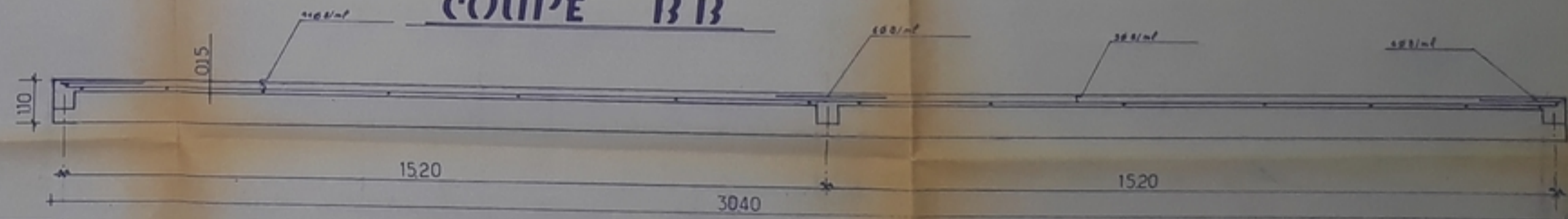
COUPE EN PLAN



COUPE A A



COUPE B B



PB 006/89
- 4 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
ETUDE D'UN PARKING A ETAGE
FERRAILLAGE DES DALLES
ETUDIE PAR HAICHEUR Belkacem HADJ SADOK Mohamed
PROMOTION 1989



