

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Centre d'Archives et de
Documentation
+ un C.P.A

Proposé par : SONATIBA

Etudié par : A. Bounif
R. Touati

Dirigé par :
Mme Morsli



PROMOTION: Janvier 1984

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

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique
—»O«—

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
—»O«—

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES

THEME

*Centre d'Archives et de Documentation
+ un C.P.A*

Dirigé par :
Mme MORSLI

Etudié par :
A. BOUNIF
R. TOUATI

Proposé par :
SONATIBA

Promotion Janvier 1984

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

- A mon père avec toute mon affection
- A ma mère pour son sacrifice et en témoignage de mon affection, mon respect et mon dévouement.
- A mes frères et soeurs en leur souhaitant tout le bonheur possible
- A toute ma famille grands et petits
- A mes camarades et amis

Lezkin

- A la mémoire de mon père
- A la mémoire des membres de ma famille victimes pendant la guerre de libération.
- A ma mère à qui je dois beaucoup de sacrifices
- A mon frère Braham et mes soeurs.
- A ma bien aimée Karima à qui je souhaite une réussite dans sa thèse de Magistère.
- A mes oncles
- A tous les amis (es) [Rabali, Nair, Fadila, Hayette ect...]

Ymau Bonif.

- INTRODUCTION -

Notre projet de fin d'études porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants des bâtiments.

Nous avons deux blocs en étalage. Le Bloc A est une construction à portiques et le Bloc B est une construction mixte séparés par un joint de dilatation.

La hauteur d'étage $H = 3,88 \text{ m}$ sauf la substation où $h = 1,50 \text{ m}$.

La hauteur totale du 1^{er} bloc est de $14,04 \text{ m}$ et celle de B est de $16,12 \text{ m}$.



Terrain de travail de sol

Le terrain de travail de sol est de 4,5 m de profondeur et d'un large de 1,30 m.

Béton : Le béton entrant dans la construction de produit ouvrant sur un plan corrigé C.C.A.A 68 et à tous les règlements techniques applicables en R.P.Q.

Acier : conforme à l'avis de l'Etat et à l'N.A.

Plancher : Les planches sont en dalles plines à épaisseur variable (selon le niveau). Les planches sont identiques à l'exception de la planche de base qui présentera une section triangulaire, faite en pente, étanchée et...

Escaliers : 2 types d'escaliers (escalier bloc A + escalier d'entrée)

Mur externe : (Paroi préfabriquée + Voiles)

Mur interne : Double cloison (23 cm, 7 cm)

Caracteristique Des Materiaux Utilisés

Béton: Il est chose à 350 kg/m³ en ciment de classe 325.

Gravillons 800-l eq 5/15mm.

Sable: 400l

Eau: 175l.

Resistance nominale à la compression $\sigma_n' = \sigma_{c28}' = 270$ bars.

Resistance nominale à la traction $\sigma_n = \sigma_{t3}' = 23,2$ bars. (C.C.C. B.A 68 Art 27)

Contrainte de compression admissible: $\bar{\sigma}_b' = \alpha f d \delta \gamma \sigma_n'$

α : dépend de la classe du ciment utilisé, pour le ciment de classe 325, $\alpha = 1$

f : dépend du contrôle, contrôle alloué $\beta = 5/6$

δ : dépend des épaisseurs relatives (h_m) des éléments de construction et des dimensions des granulats (eq)

- si $h_m < 4eq \rightarrow \delta = \frac{h_m}{4eq}$ et si $h_m \geq 4eq \rightarrow \delta = 1$

γ : dépend de la nature des sollicitations

$\gamma = 0,3$ dans le cas de la compression simple pour laquelle la repartition des contraintes dans la section est uniforme.

$\gamma = 0,6$ dans le cas de la flexion simple et dans le cas de la flexion composée lorsque l'effort normal est une traction

$\gamma = \min \begin{cases} 0,3 (1 + l \cdot 13 l_1) \\ 0,6 \end{cases}$

Dans le cas d'une flexion composée avec compression

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

l_1 : distance de la limite du noyau central au C. d. G. du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

E : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre.

$E = 1$ dans le cas "compression simple" quelque soit la forme de la section

$0,5 < E < 1$ Dans les autres cas.

Contraintes admissibles en compression simple $\bar{\sigma}_b'$

sous la sollicitation du 1^{er} genre S_1

$\bar{\sigma}_b' = 1 \cdot 5/6 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5$ bars

sous la sollicitation du 2^{ème} genre S_2

$\bar{\sigma}_b' = 1,5 \cdot 67,5 = 101,25$ bars.

Contrainte de traction de référence:

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \bar{\sigma}_n, \quad \bar{\sigma}_n = \sigma_{2s} = 23,2 \text{ bars.}$$

α, β, γ gardent les mêmes valeurs que précédemment

$$\theta = 0,011 + \frac{2,1}{\sigma_{2s}} = 0,0258$$

Sous SP_1 : $\bar{\sigma}_b = 1,516 \cdot 1,0258 = 5,9 \text{ bars}$

Sous SP_2 : $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars}$

tableau récapitulatif:

Contrainte (bars)	$\bar{\sigma}_{b0}$	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_b$
Sous SP_1	67,5	135	5,9
Sous SP_2	101,25	202,5	8,7

Aciers:

(1) Acier doux (Ronds lisses):

Nuance Fe E24 $\bar{\sigma}_{en} = 2350 \text{ bars (2400 kg/cm}^2)$

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

Sous SP_1 on a : $f_a = 1/3$ d'où $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sous SP_2 on a : $f_a = 1$ d'où $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

(2) Aciers à haute adhérence:

Nuance Fe E40 $\varnothing \leq 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ - sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2$$

(3) Aciers à haute adhérence soudés:

$$\eta = 1$$

Diamètre \varnothing (mm)	$\bar{\sigma}_{en}$ ou $\bar{\sigma}_{\eta}$	
	bars	kg/cm ²
$\varnothing \leq 6$	5200	5300
$\varnothing > 6$	4410	4600

La contrainte de traction - composée par la - contrainte de fissuration (C.C.B.A 68 art 4.9)
 La valeur de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (en bars).

Fissuration systématique: $\bar{\sigma}_1 = K_n \bar{\omega}_f$

Fissuration accidentelle (non-systématique)

$$\sigma_s = 1,4 \sqrt{k \frac{A}{B_f} \bar{\sigma}_b}$$

$\bar{\sigma}_b$: $A/B_f(\sigma_s)$; R: sections d'aciers tendus

B_f : - Sections d'enrobage des barres tendues $B_f = A/2bd$

ϕ : diamètre en mm de la plus grosse barre tendue.

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,5$ pour les H.A

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence en bars

K: Coef ayant pour valeurs

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

K: $1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

K: $0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable.

Surcharges et charges

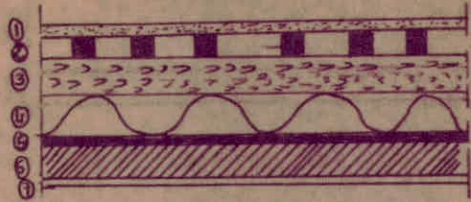
BLOC A

Charges permanente

Plancher terrasse type A

- ① Gravier: $1800 \cdot 0,05 = 90 \text{ kg/m}^2$
- ② Etanchité multicouche: 10 kg/m^2
- ③ Forme de pente: $1600 \cdot 0,08 = 160 \text{ kg/m}^2$
- ④ Pare Vapeur: 5 kg/m^2
- ⑤ Isolant liège: 16 kg/m^2
- ⑥ Plancher dalle: $16 \cdot 2,5 = 400 \text{ kg/m}^2$
- ⑦ Enduit - plâtre ($e = 1,5$): $1400 \cdot 1,5 = 21 \text{ kg/m}^2$

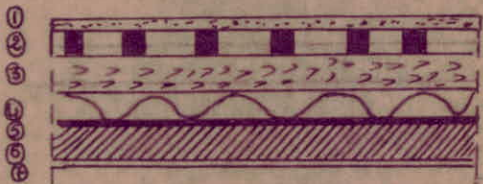
$$G = 702 \text{ kg/m}^2$$



Plancher terrasse type B

- ① Gravier: 90 kg/m^2
- ② Etanchité: 10 kg/m^2
- ③ Forme de pente: 160 kg/m^2
- ④ Isolant liège: 16 kg/m^2
- ⑤ Pare vapeur: 5 kg/m^2
- ⑥ Plancher dalle: 250 kg/m^2
- ⑦ Enduit - plâtre ($e = 1,5$): 21 kg/m^2

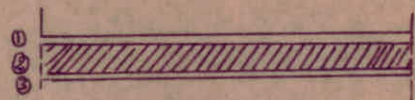
$$G = 552 \text{ kg/m}^2$$



Plancher couvant:

- ① Carrelage, mortier de pose: $410^2 \cdot 2200 = 88 \text{ kg/m}^2$
- ② Dalle: $16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
- ③ Enduit - plâtre: 21 kg/m^2

$$G = 509 \text{ kg/m}^2$$



Surcharges:

- terrasse (non accessible): $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- Plancher: $P = 250 \text{ kg/m}^2$
- Escalier, Corridor: $P = 400 \text{ kg/m}^2$

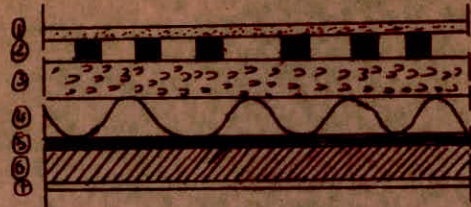
Bloc B

Charges permanentes:

Plancher terrasse:

- ① Graviers: $1800 \cdot 0,05 = 90 \text{ kg/m}^2$
- ② Branché: $= 10 \text{ kg/m}^2$
- ③ Forme de pente: $2000 \cdot 0,08 = 160 \text{ kg/m}^2$
- ④ Isolant liège $0,04 \cdot 400 = 16 \text{ kg/m}^2$
- ⑤ Pare Vapeur $0,01 \cdot 500 = 5 \text{ kg/m}^2$
- ⑥ Plancher $0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
- ⑦ Enduit ($e=1,5$): $1,5 \cdot 1400 = 21 \text{ kg/m}^2$

$G = 702 \text{ kg/m}^2$



Plancher - courant:

- ① Carrelage + mortier de pose: $0,04 \cdot 2200 = 88 \text{ kg/m}^2$
- ② Dalle pleine: $0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
- ③ enduit + plâtre: $0,015 \cdot 1400 = 21 \text{ kg/m}^2$

$G = 509 \text{ kg/m}^2$

+ Equipements (500 kg/m^2)
 $= 1009 \text{ kg/m}^2$



Surcharges d'exploitation:

- Plancher terrasse (non accessible): 100 kg/m^2
- Plancher - courant: 600 kg/m^2
- Escaliers: 400 kg/m^2
- Atterrise: 100 kg/m^2

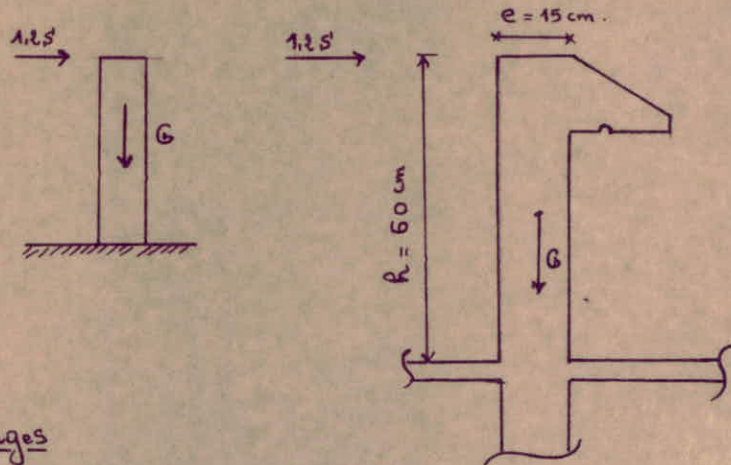
Les dalles sont déterminées - sous $G+1,2P$.

Acrotère

-6-

L'acrotère formant garde corps du plancher terrasse est assimilé à une console encastree dans ce dernier.
La section dangereuse étant celle de l'encastrement

Schema statique



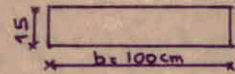
1. Evaluation des charges

Au niveau de la section dangereuse on distingue les efforts suivants

1.1 Poids propre : $G = \rho_b S' \text{ (Kg/ml)}$.

On prend une bande b de 1m de largeur et on étudie cette dernière.

$$G = \rho_b \cdot S' = 2500 \times 0,60 \times 175 \times 1 = 225 \text{ Kg/ml.}$$



1.2 Surcharge due à la main courante $P = 1,2 S'$ Dans notre cas $S' = 100 \text{ Kg/ml}$
 $= 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml.}$

Le ferrailage se fera selon la méthode de P. Charron et l'acrotère étant soumise à la flexion composée (M, N). Du M est le moment provoqué par 1,2 S' et N l'effort normal.

2. Détermination des efforts

2.1 Effort normal : $N = G \cdot 1 = 225 \text{ Kg/ml.}$

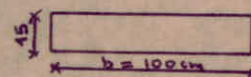
2.2 Moment : $M = 1,2 S' h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,6 = 72 \text{ Kg/ml}$

3. Calcul des aciers : On fera le calcul pour un mètre linéaire

3.1. Excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{225} = 0,32 \text{ m} = 32 \text{ cm.}$

$$e_0 = 32 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm.}$$



$e_0 > e_1$
 N est un effort normal de compression } \Rightarrow - la section est partiellement comprimée.

3.2 Calcul du moment fictif

$M_{fp} = N \cdot f$ où f est la distance entre le c. d. g. des aciers tendus et le point d'application.

$$f = (e_0 + \frac{h_t}{2} - d)$$

$$= 32 + \frac{15}{2} - 2 = 37,5 \text{ cm.}$$

$$M_{fp} = 225 \cdot 0,375 = 84,375 \text{ kg.m/ml.}$$



3.3 Calcul du moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b y_b (h - y_b) \quad \text{avec} \quad y = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h$$

$$n = 15, \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \quad h = h_t - d = 15 - 2 = 13 \text{ cm.} \quad \text{d'où} \quad y = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} \cdot 13 = 5,5 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 5,5 \cdot 100 (13 - \frac{5,5}{2}) = 4207,04 \text{ kg.m/ml}$$

On voit bien que le moment $M_{rb} > M_f \Rightarrow$ Pas besoin de mettre des aciers comprimés
Donc $A' = 0$.

3.4 Calcul des armatures tendues : (Méthode de P. Chavron)

$$A = \frac{c l b}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{Sous le moment fictif le calcul sera fait en flexion simple}$$

$$\mu = \frac{15 c l b}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 84,375 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,00267 \quad \text{Des abaques on tire} \quad E = 0,9763$$

$$K = 196$$

$$\text{D'où} \quad A = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{84,375 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9763 \cdot 13} = \frac{225}{2800} = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0$$

$$A = 0,16 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

4. Vérifications

4.1 Condition de non fragilité (Art. 52 C.C.B.A 68)

$$A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot b \cdot R = \frac{0,69 \cdot 5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 13 = 1,26 \text{ cm}^2$$

$A > 1,26 \text{ cm}^2$ Donc nous adoptons comme une section d'armatures tendues $5T0/\text{ml} \rightarrow$

$$A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

l'espacement est de 20cm. On prévoit aussi des armatures transversales.

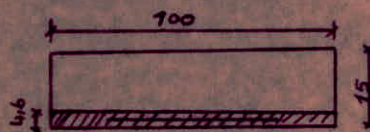
4.2 Fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot n}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot n \cdot \bar{\sigma}_a}{\phi}}$$

$$k = 10^6 \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$n = 1,6 \quad (\text{H.A.})$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{460} = 3,06 \cdot 10^{-3}$$



$$\sigma_1 = 10^5 \frac{1,6}{6} \frac{3,06 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 3,06 \cdot 10^{-3}} = 791,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot 5,9} = 3010,32 \text{ kg/cm}^2, \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010,32 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pas de risque de fissuration

4.3 Effort tranchant

On vérifie les relations suivantes

$A \sigma_a > T + \frac{M_f}{z}$ avec $T = 1.2 S = 120 \text{ Kg}$ (S: poussée de la main courante)

$M_f = -84,375 \text{ Kg}\cdot\text{m/ml}$. $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,375 \text{ cm}$.

$A \sigma_a > 120 - \frac{84,375 \cdot 10^2}{11,375} = -6,21,76 < 0$

Donc les armatures tendues ne seront soumises à aucun effort de traction supplémentaire vu que la condition est largement suffisante.

Predimensionnement

9

On adoptera pour une même section pour les poteaux centraux et la même pour les poteaux de rive et d'angles. Le predimensionnement consiste en le choix de poteaux types estimés les plus chargés à faire une descente de charges verticales.

La section du poteau doit vérifier la condition composée par le complément du C.T.C

$$A \times B \geq \frac{K N'}{\sigma_{28'}}$$

dù $K = 4$ en zone (II), N' : effort normal.

Après opté pour une section des poteaux, l'étape suivante consiste à le vérifier pour l'effort tranchant sous les charges sismiques horizontales. Celle-ci sont évaluées en isolant le portique puis à calculer la charge verticale soumise à l'action sismique venant au portique ($Q = G + \frac{P}{5}$). Ayant obtenu l'effort tranchant à la base des poteaux on vérifie la section à l'effort tranchant: $\tau_b = \frac{V_b}{S_b} \leq \bar{\tau}_b$

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28'}. \quad \eta = 3 \text{ (C.T.C.)}$$

BLOC A : Descente de charges:

Poteau 10 : niveau (III):

plancher terrasse : $702 \cdot 12,96 = 10,4t$
 Poutres long : $0,6 \cdot 0,35 \cdot 3,6 \cdot 25 = 1,89t$
 Poutres trans : $0,3 \cdot 0,2 \cdot 3,6 \cdot 25 = 0,54t$

$G = 13,64t$

niveau (II)

Venant niveau (III) : - - - - - = 13,64t
 plancher courant : - - - - - = 6,6t
 Poutres long : - - - - - = 1,89t
 Poutres trans : - - - - - = 0,54t
 Mur ext : - - - - - = 2,9t
 Mur int : - - - - - = 1,35t
 Poids des meubles : - - - - - = 12,96t

$G = 39,88t$

niveau (I):

Venant niveau (II) : - - - - - = 39,88t
 Plancher : - - - - - = 6,6t
 Poutres long : - - - - - = 1,89t
 Poutres trans : - - - - - = 0,54t
 Murs ext : - - - - - = 2,9t
 Murs int : - - - - - = 1,35t
 Poids des meub : - - - - - = 12,96t

$G = 66,12t$

Poteau 2A :

niveau (III)

Plancher terrasse	- - - - -	= 10t
Poutres long	- - - - -	= 0,945t
Poutres trans	- - - - -	= 1,08t
Acrotère	- - - - -	= 1,62t
		<hr/>
		G = 14,045t

niveau (II)

Venant niveau (III)	- - - - -	= 14,045t
Plancher courant	- - - - -	= 6,6t
Poutres long	- - - - -	= 0,945t
Poutres trans	- - - - -	= 1,08t
Murs ext	- - - - -	= 6,2t
Poids des meubles	- - - - -	= 12,96t
		<hr/>
		G = 41,83t

niveau (I)

Venant niveau (II)	- - - - -	= 41,83t
Plancher courant	- - - - -	= 6,6t
Poutres long	- - - - -	= 0,945t
Poutres trans	- - - - -	= 1,08t
Murs ext	- - - - -	= 6,2t
Poids des meubles	- - - - -	= 12,96t
		<hr/>
		G = 69,6t

Poteau 2B :

niveau (III)

Plancher terrasse	: 80.25,90 = 20,78t	
Poutres long	: 9,6.0,31.3,625 = 1,89t	
Poutres trans	: 0,2.0,3.7,2.2,5 = 1,08t	
		<hr/>
		G = 23,75t

niveau (II)

Venant niveau III	- - - - -	= 23,75t
Plancher courant	- - - - -	= 13,49t
Poutres long	- - - - -	= 1,89t
Poutres trans	- - - - -	= 1,08t
Murs ext	- - - - -	= 6,2t
Murs int	- - - - -	= 25,22t
		<hr/>
		G = 72,03t

niveau (I)

Venant niveau (II)	- - - - -	= 72,03t
Plancher courant	- - - - -	= 13,49t
Poutres long	- - - - -	= 1,89t
Poutres trans	- - - - -	= 1,08t
Murs ext	- - - - -	= 6,2t
Murs int	- - - - -	= -
Poids des meubles	- - - - -	= 25,22t
		<hr/>
		G = 120,34t

Poteau 20

niveau (IV) :	Plancher terrasse	: 552	0,49	= 3,57t	
	Poutres long	: 0,6	0,35	1,1	2,5 = 0,945t
	Poutres trans	: 0,2	0,3	3,6	2,5 = 0,54t
	Acrotère	: 225	5,4	= 1,26t	
				<u>G = 6,25t</u>	

niveau (III) :	Venant niveau IV :	= 6,25t
	plancher terrasse	= 15,59t
	Poutres long	= 1,89t
	Poutres trans	= 1,08t
		<u>G = 24,81t</u>

niveau (II) :	Venant niveau (III) :	----- = 24,81t
	plancher courant	----- = 9,48t
	Poutres long	----- = 1,89t
	Poutres trans	----- = 1,08t
	Murs	----- = 8,14t
	Mobilier	----- = 19,94t
		<u>G = 64,84t</u>

niveau (I) :	Venant niveau (II) :	----- = 64,84t
	Plancher courant	----- = 9,48t
	Poutres long	----- = 1,89t
	Poutres trans	----- = 1,08t
	Murs	----- = 8,14t
	Mobilier	----- = 19,94t
		<u>G = 104,87t</u>

Surcharge: Etant donné que l'ouvrage est une banque et composé de 2 étages donc la dégression de charge est inutile.

$$P = \sum S P_i$$

Poteaux: 1A, 2A, 2B, 2C

$$P_{1A} = 12,96(0,1 + 2 \cdot 0,25) = 7,77t$$

$$P_{2A} = 12,96(0,1 + 2 \cdot 0,25) = 7,77t$$

$$P_{2B} = 85,92(0,1 + 2 \cdot 0,25) = 13,5t$$

$$P_{2C} = 0,1 \cdot 6,48 + 13,44 \cdot 2,08 = 10,37t$$

$$G + 1,2P$$

A partir de cette combinaison, on calcule les efforts normaux dans les poteaux.

$$q_5 = G_5 + \frac{P_5}{5} = 66,12 + 1,2 \cdot 7,7 = 75,36$$

$$q_2 = G_2 + \frac{P_2}{5} = 63,6 + 1,2 \cdot 7,7 = 73,84$$

$$q_6 = G_6 + \frac{P_6}{5} = 120,34 + 1,2 \cdot 15,5 = 138,52t$$

$$q_{10} = G_{10} + \frac{P_{10}}{5} = 104,77 + 1,2 \cdot 10,37 = 117,314t$$

Prédimensionnement des poteaux

$$P_{20}: A \cdot B \geq \frac{K \cdot N'}{\sigma_{28}} = 2056,143 \text{ cm}^2, \quad A \cdot B = 2400 \text{ cm}^2$$

donc la condition est vérifiée [C.T.C]

Vérifications au flambement:

$$a = 40 \text{ cm}$$

$$l_c = 0,7h = 2,716 \text{ m} \quad \text{donc } \frac{l_c}{a} = 6,79 < 14,4 \text{ (Vérifiée)}$$

Vérifications des prescriptions relatives au coffrage: (Voir le Bloc 8)

$$a) \text{ Min}(b_1, b_2) = \text{min}(40, 60) > 25 \text{ cm} \quad \text{(Vérifiée)}$$

$$\text{Poteau de rive: } \text{min}(40, 60) > 25 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau int: } \text{min}(40, 60) > 25 \text{ cm}$$

$$b) \frac{1}{3} < \frac{b_1}{b_2} \leq 3, \quad \text{Poteau de rive: } \frac{1}{3} < 0,66 < 3 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Poteau int: } \frac{1}{3} < \frac{1}{3} < 3 \quad \text{Vérifiée}$$

$$c) \text{ Min}(b_1, b_2) \geq \frac{h}{20}, \quad h = 3,88$$

$$\text{Poteau de rive: } \text{min}(b_1, b_2) = \text{min}(40, 60) > 19,4 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\text{Poteau int: } \text{min}(40, 60) > 19,4 \quad \text{Vérifiée}$$

Poutres: Toutes les conditions sont vérifiées. (Voir les conditions du Bloc 8)

Poutres longitudinales: Elles sont calculées en section rectangulaire. Le calcul se fera de la manière suivante

- Hauteur de la poutre (h_t) est donnée par la condition $\frac{l}{16} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$ où l : portée max
 $l_{max} = 6,6m \Rightarrow 41,25 \leq h_t \leq 66 \text{ cm}$ on prend $h_t = 60 \text{ cm}$.

La largeur b est donnée par $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow$ on prend $b = 35 \text{ cm}$.

Poutres transversales: avec $l_{max} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$
 $b = 20 \text{ cm}$.

Poteaux: Vu que le mode de charge est le même pour tous les poteaux (poteaux centraux) donc on optera pour la même section. Cette section doit vérifier la condition imposée par le C.T.C

$$A \times B \geq \frac{KN'}{f_{28}} \quad \text{Où } K: \text{ coef dépendant de la zone (} K=4 \text{ pour la zone I) } \\ N': \text{ chargement}$$

Surface revenant au poteau: $S = 3,6 \times 7,16 = 25,92 \text{ m}^2$

Descente de charge:

terrasse: niveau V: charge permanente: $\dots \dots \dots 0,702 \cdot 25,92 = 18,12 \text{ t}$
 Poutres longitudinales: $\dots \dots \dots 0,35 \cdot 0,6 \cdot 6,6 \cdot 2,1 = 3,465 \text{ t}$
 Poutres transversales: $\dots \dots \dots 0,2 \cdot 0,3 \cdot 3,3 \cdot 2,5 = 0,495 \text{ t}$

niveau courant (IV): $G = 22,16 \text{ t}$

Plancher: $\dots \dots \dots 1009 \times 25,92 = 26,15 \text{ t}$
 P. longitudinales: $\dots \dots \dots = 3,465 \text{ t}$
 P. transversales: $\dots \dots \dots = 0,495 \text{ t}$
 Venant du niveau V: $\dots \dots \dots = 22,16 \text{ t}$

$G = 52,23 \text{ t}$

NIVEAU (III): $G = 82,39 \text{ t}$

NIVEAU (II): $G = 112,5 \text{ t}$

Surcharges: Étant donné que l'ouvrage considéré est un centre d'activités et de documentations, la dégression de surcharges n'est pas admise
 $P_i = S_i \leq P_i$

$$P = 25,92 (0,1 + 3 \cdot 0,6) = 49,25 \text{ t}$$

Charge normale totale reprise par le poteau

$$Q = G + 1,2P = 161,75 \text{ t}$$

Prédimensionnement du poteau: $A \times B \geq \frac{KN'}{f_{28}}$

$$A \times B \geq 2336,29 \text{ cm}^2, \quad A \times B = 40 \times 60 = 2400 \text{ cm}^2 > 2336,29 \text{ cm}^2 \text{ (Véifiée)}$$

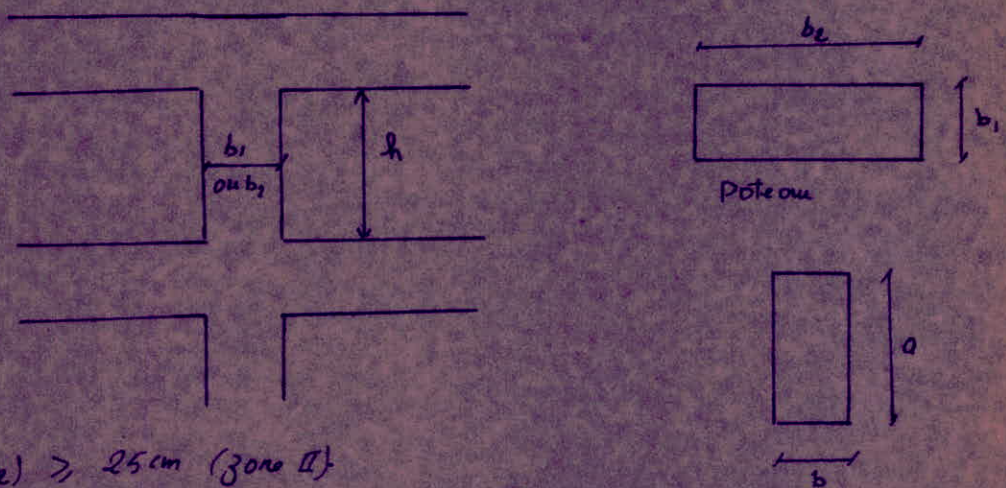
Vérifications:

(1) Flambement des poteaux: Les poteaux étant de section rectangulaire, il suffit de vérifier la condition $\frac{l_c}{a} \leq 14,4$

Où: a : - la plus petite dimension
 l_c : - longueur de flambement
 $l_c = 0,7h$ (Art 53.23 C.C.B.A 68)

Application numérique: $a = 35\text{ cm}$, $l_c = 0,7 \cdot 3,88 = 2,716\text{ m} = 271,6\text{ cm} \Rightarrow \frac{l_c}{a} = 7,76 < 14,4$ (Vérifié)

Vérification des prescriptions relatives au coffrage:



(a): $\min(b_1, b_2) \geq 25\text{ cm}$ (zone II)

tous les poteaux: $b_1 = 40\text{ cm}$, $b_2 = 60\text{ cm} \Rightarrow \min(40, 60) = 40 > 25\text{ cm}$ (Vérifié)

(b): $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} \leq 3$ tous les poteaux: $\frac{1}{3} < \frac{40}{60} = \frac{2}{3} < 3$ (Vérifié)

(c) $\min(b_1, b_2) \geq \frac{h}{20}$ $h = 3,88\text{ m} \Rightarrow \min(40, 60) = 40 > \frac{388}{20} = 19,4$

Poutres:

a) $b \geq 20\text{ cm}$ or a $b = 20\text{ cm} \geq 20$ (P. transversales) (Vérifié)
 $b = 35\text{ cm} > 20$ (P. longitudinales) (Vérifié)

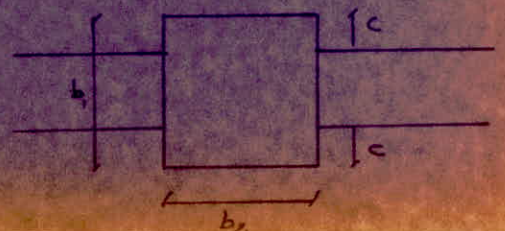
b) $a \geq 30\text{ cm}$ (zone II): or a : $a = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ (P. trans.) (Vérifié)
 $a = 60\text{ cm} > 30\text{ cm}$ (P. Long.) (Vérifié)

c) $a/b \leq 3$ $a/b = \frac{30}{20} = 1,5 < 3$ (P. trans.) (Vérifié)
 $a/b = \frac{60}{35} = 1,71 < 3$ (P. Long.) (Vérifié)

Poutres moins larges que les poteaux:

Poutres longitudinales: $C = 7,5 \leq \min(\frac{b_1}{2}, \frac{b_2}{2}) = 30$

Poutres transversales: $C = 20 \leq \min(\frac{b_1}{2}, \frac{b_2}{2}) = 20$



Calcul des dalles

-15-

Le plancher de Rez de chaussée est un plancher destiné à supporter de très fortes surcharges. Il sera constitué d'une dalle pleine dans les deux blocs.

Etude des dalles: (Panneaux)

Le plancher que nous avons à calculer est constitué de panneaux ou dalles uniformément chargés et appuyés sur leur pourtour. En désignant par l_x et l_y les dimensions mesurées entre nus des appuis des panneaux ($l_x < l_y$).

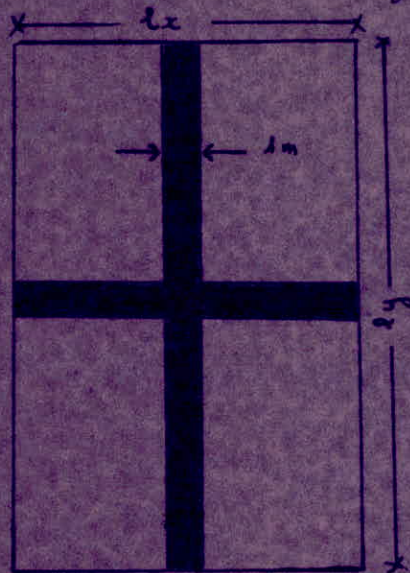
On a $l_x \leq l_y$: On aura à faire à des panneaux courts. Dans ce cas on calcule les armatures dans les 2 sens (l_x, l_y).

Détermination des moments:

Si on considère un panneau uniformément chargé et reposant librement sur son pourtour. Les règles de C.C.B.A 68 (Annexes A2) permettent de déterminer les moments au centre du panneau par bande de largeur unité (voir figure ci contre)

$$M_{x0} = \frac{q l_x^2}{8}$$
$$M_{y0} = \mu_y M_{x0}$$

q : charge unif répartie



Dans le cas où il existe des semis encastements aux appuis ou bien s'il y a continuité de la dalle les moments entravés et sur appuis seront obtenus en multipliant les résultats par des coefficients

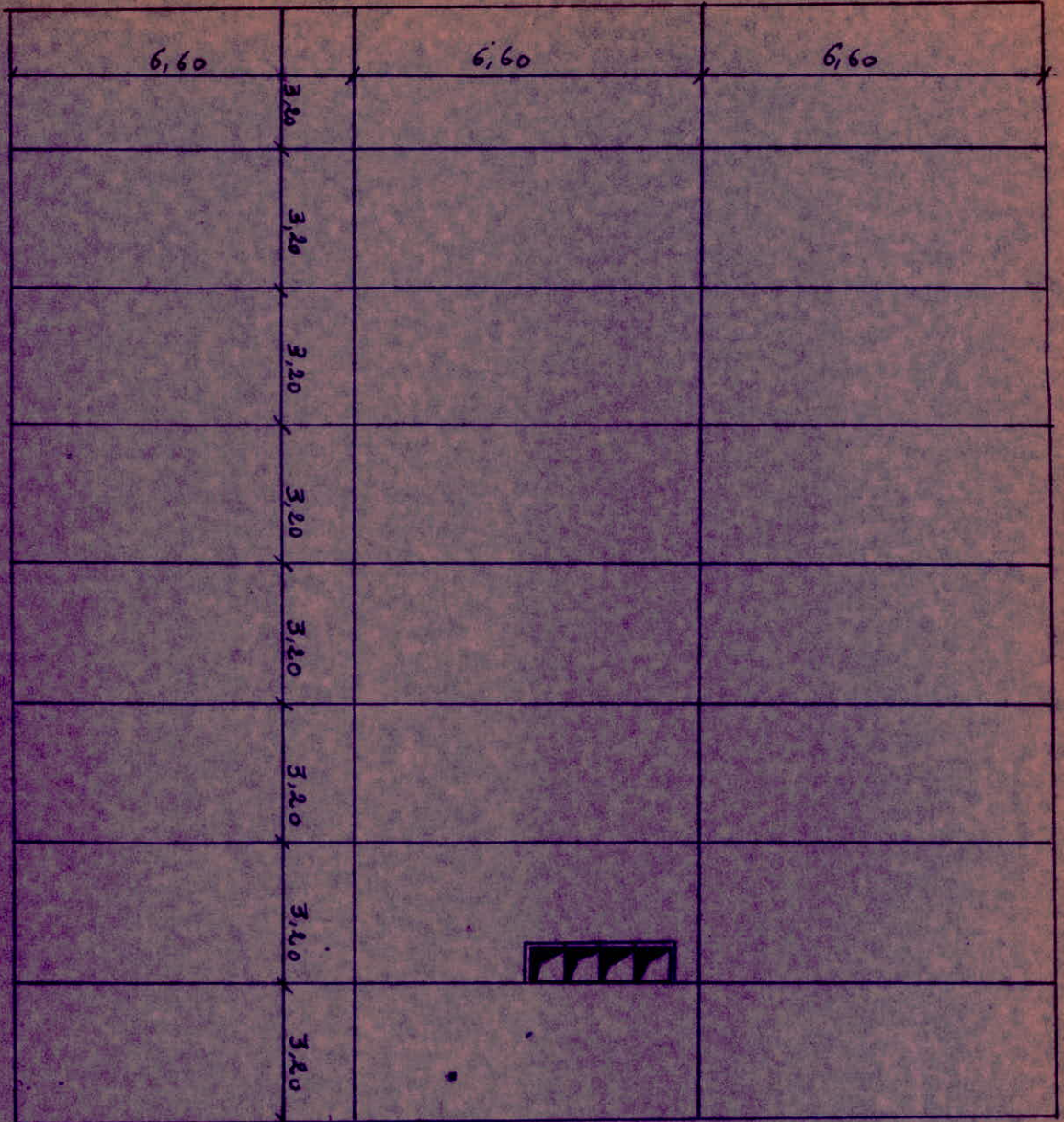
Panneau intermédiaire : $M_t = 0,75 M_{x0}$ ou $0,75 M_{y0}$

$$M_a = 0,5 M_{x0} \text{ ou } 0,5 M_{y0}$$

Panneau de rive : $M_t = 0,85 M_{x0}$ ou $0,85 M_{y0}$

* Appui de rive $M_a = 0,3 M_{x0}$ ou $0,3 M_{y0}$

Appui intermédiaire $M_a = 0,5 M_{x0}$ ou $0,5 M_{y0}$



Remarque: - Dans le bloc (A) il est tenu compte des charges dues aux équipements qui est imposé par le maître de l'ouvrage: 1000 kg/m^2

- Mettre des armentures de renforcement aux niveaux des ouvertures

Après calcul fait, les résultats sont pratiquement les mêmes dans les deux blocs et cela revient aux dimensions identiques des panneaux $3,2 \times 6,60$. Pour cela, on ne présente qu'un seul ferrailage récapitulatif.

Bloc B :

Plancher courant

①	l_x 3,3	②	19
③	l_x 3,2	④	
	l_x 3,2		
	l_x 3,2		
	l_x 3,2		
6,60		6,60	6,60
l_y	l_y 3,3	l_y	l_y

$$q = G + 1,2P = 1009 + 1,2 \cdot 600 = 1729 \text{ Kg/m}^2$$

Etude des panneaux

Panneau ① - c'est panneau de rive dont les dimensions entre les nus d'appui sont :

$$l_x = 3,30 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,48 \quad 0,4 < \rho < 1 \text{ la dalle travaille dans les 2 sens.}$$

$$l_y = 6,60 \text{ m}$$

$$\rho = 0,48 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1 \\ \mu_y = 0,31 \end{cases}$$

Les moments au centre du panneau pour une bande de largeur 1 m sont :

$$M_{x0} = \mu_x q l_x^2 = 0,1 \cdot 1729 \cdot 3,3^2 = 1883 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y0} = \mu_y M_{x0} = 584 \text{ Kg.m}$$

Répartition hyperstatique :

en travée : $M_{bx} = 0,85 M_{x0} = 1600 \text{ Kg. m}$
 $M_{by} = 0,85 M_{y0} = 496 \text{ Kg. m}$

aux appuis de rive : $M_{ax} = 0,3 M_{x0} = 565 \text{ Kg. m}$
 $M_{ay} = 0,3 M_{y0} = 175 \text{ Kg. m}$

aux appuis intermédiaires : $M_{aix} = 0,5 M_{x0} = 941 \text{ Kg. m}$
 $M_{aiy} = 0,5 M_{y0} = 292 \text{ Kg. m}$

Un calcul équivalent donnera pour les panneaux ①, ② et ④

Panneau ① $f=0,48$ $M_{x0} = 1893 \text{ Kg. m}$ $l_x = 0,1$, $l_y = 0,31$ $M_{y0} = 584 \text{ Kg. m}$			
travée	secteur	$0,85 M_{x0} = 1600$	
		$0,85 M_{y0} = 496$	
Appuis	lx	rive	$0,3 M_{x0} = 565$
		int	$0,5 M_{x0} = 941$
	ly	rive	$0,3 M_{y0} = 175$
		int	$0,5 M_{y0} = 292$

Panneau ② $f=0,5$ $M_{x0} = 1828$ $l_x = 0,097$, $l_y = 0,311$ $M_{y0} = 601$			
travée	secteur	$0,85 M_{x0} = 1557$	
		$0,75 M_{y0} = 451$	
Appuis	lx	rive	$0,3 M_{x0} = 550$
		int	$0,5 M_{x0} = 916$
	ly	int	$0,5 M_{y0} = 300$
		int	$0,5 M_{y0} = 300$

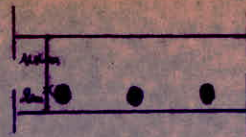
Panneau ③ $f=0,47$ $M_{x0} = 1788$ $l_x = 0,101$ $l_y = 0,302$ $M_{y0} = 542$			
travée	lx	$0,85 M_{x0} = 1520$	
	ly	$0,75 M_{y0} = 406$	
Appuis	lx	int	$0,5 M_{x0} = 894$
		int	$0,5 M_{x0} = 894$
	ly	rive	$0,3 M_{y0} = 163$
		int	$0,5 M_{y0} = 271$

Panneau ④ $f=0,48$ $M_{x0} = 1770$ $l_x = 0,1$ $l_y = 0,31$ $M_{y0} = 549$			
travée	lx	$0,75 M_{x0} = 1327$	
	ly	$0,75 M_{y0} = 412$	
Appuis	lx	int	$0,5 M_{x0} = 885$
		int	$0,5 M_{x0} = 885$
	ly	int	$0,5 M_{y0} = 275$
		int	$0,5 M_{y0} = 275$

Détermination des armatures :

La dalle ayant une épaisseur de $16 \text{ cm} = h_0$, le diamètre de la grosse barre est limité à $\frac{h_0}{16} = 1,6 \text{ cm}$ conformément à l'article 29.14. du C.C.B.A 68 $\phi \leq 16 \text{ mm}$. L'enrobage à considérer doit être supérieur ou égal à 1 cm . Car la dalle n'est pas exposée aux intempéries (C.C.B.A 68. ART. 43). On adopte un enrobage de 2 cm .

Le calcul des armatures se fera en considérant une section rectangulaire de largeur $b = 100\text{cm}$ (un bande de largeur unitaire) et de hauteur $h_0 = 16\text{cm}$.



On utilisera la méthode de P. Charon pour les pièces soumises à la Flexion-S'

Armatures suivant lx :

En travée: Le moment à considérer est $M = 0,85 M_{to} = 1883\text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1883 \cdot 10^2 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0437 \quad \text{Dans le tableau on tire } k = 41,5$$

$$\epsilon = 0,9116$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,4 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont nécessaires.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 4,47\text{cm}^2$$

L'écartement des armatures est donné par l'article (57.33. du C.C.B.A 68)

Suivant lx : $t \leq \min \begin{cases} 33\text{cm} \\ 3h_0 = 48 \end{cases} \Rightarrow t \leq 33\text{cm}$

Suivant ly : $t \leq \min \begin{cases} 45\text{cm} \\ 4h_0 = 64\text{cm} \end{cases} \Rightarrow t \leq 45\text{cm}$

Sur appuis:

* appui de rive: $M_{max} = 0,3 M_{to} = 565\text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_{max}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 565 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,01544$$

du tableau on tire $k = 76,1$
 $\epsilon = 0,9450$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{56500}{2800 \cdot 0,945 \cdot 16} = 1,52\text{cm}^2$$

* appui intermédiaire: $M_{max} = 0,5 M_{to} = 941\text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M_{max}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 941 \cdot 100}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0257 \quad \text{du tableau on tire } k = 56,75$$

$$\epsilon = 0,9303$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = 2,58\text{cm}^2$$

Armatures suivant ly :

* travée: même méthode de calcul que précédent avec

$$M_t = 496\text{ Kg.m}$$

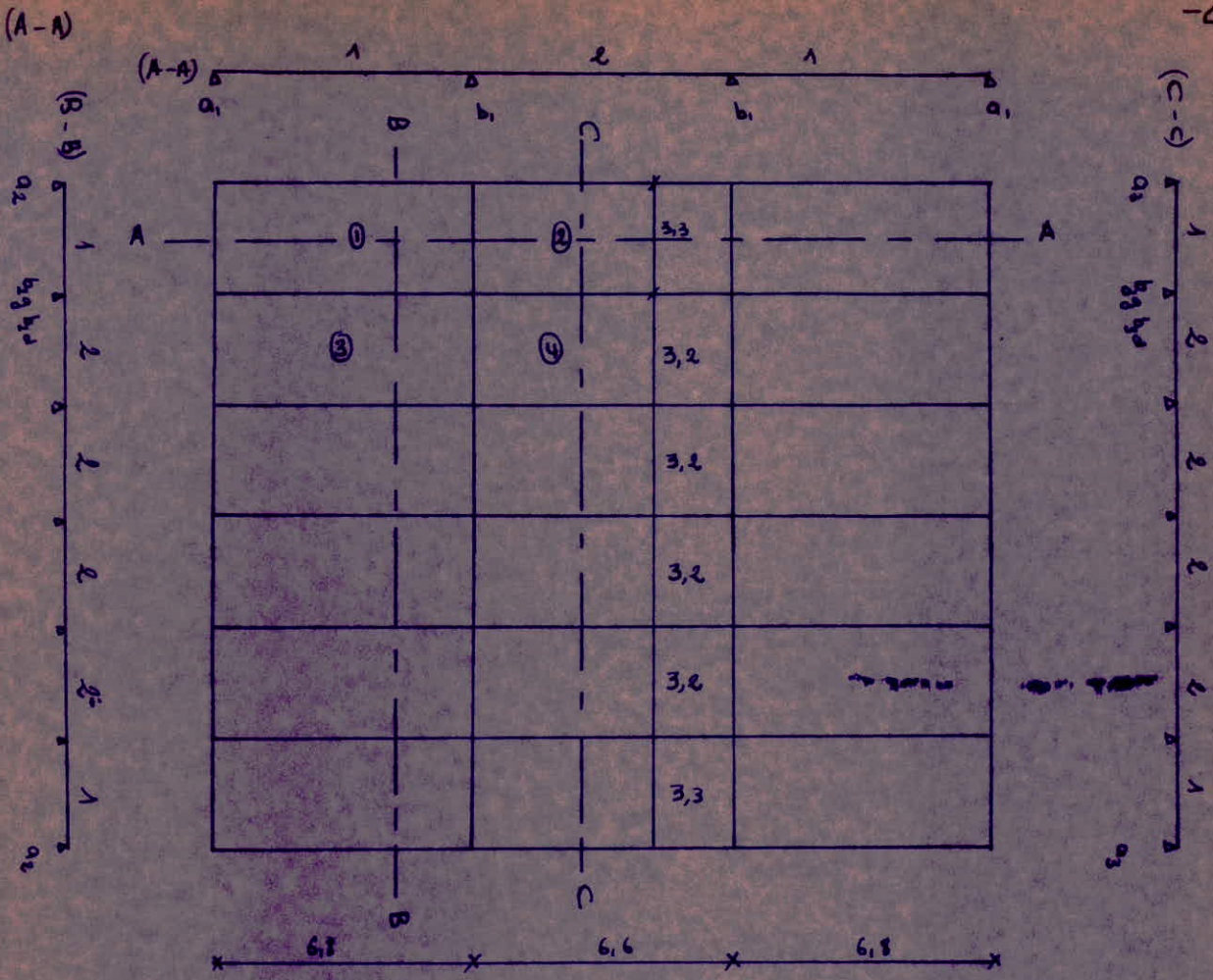
$$h = 14\text{ cm}$$

$$b = 100\text{cm} \quad \text{on trouvera } A = 1,33\text{cm}^2$$

* Sur appuis

Appui de rive: $A = 0,46\text{cm}^2$

Appui intermédiaire: $A = 0,78\text{cm}^2$



-Sens longitudinal : (A-A)

	M _b	μ	ϵ	K	σ_b	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{choisi}	Nbreffil
travée	1	496	0,01355	91,75	34,2	1,133	1,52	2,01	4T8
	2	451	0,01232	96	32,5	1,121	1,53	2,01	4T8
Appuis	a ₁	175	0,00478	144	19,4	0,46	1,52	2,01	4T8
	a ₂	292	0,00792	109	25,7	0,78	1,52	2,01	4T8
	b ₁	300	0,0082	107,5	26	0,80	1,53	2,01	4T8

- Sens transversal (B-B)

		M	μ	ε	K	σ'_b	Acal	Amin	Achoise	Nb/ml
travee	1	1600	0,0437	0,9417	41,6	67,30	4,48	1,03	4,71	6 T10
	2	1520	0,04154	0,9435	42,8	65,4	4,24	1,04	4,71	6 T10
Appuis	a ₂	565	0,01544	0,9470	92	34,10	1,52	1,03	3,01	6 T8
	b ₂	941	0,02511	0,9304	56,75	49,30	2,58	1,03	3,01	6 T8
	b ₂	894	0,0244	0,9320	58,5	47,80	2,45	1,04	3,01	6 T8

- Sens transversal (C-C)

		M	μ	ε	K	σ'_b	Acal	Amin	Achoise	Nb/ml
travee	1	1557	0,0428	0,9126	42,8	66,3	4,35	1,02	4,71	6 T10
	2	1327	0,0363	0,9186	46,4	60,3	3,68	1,03	4,71	6 T10
Appuis	a ₃	550	0,01503	0,9457	77	36,4	1,48	1,02	3,01	6 T8
	b ₃	916	0,02534	0,9312	57,75	48,5	2,5	1,02	3,01	6 T8
	b ₃	885	0,0249	0,9322	58,75	47,6	2,42	1,03	3,01	6 T8

Pourcentage minimal d'armatures: Condition de non fragilité

La condition de non fragilité est donnée par l'article 52 remis à jour (C.C.BA68).

- suivant l_x : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right)$ avec $\rho = \frac{f_x}{f_y}$

b: largeur de la section
 h: hauteur utile.
 $\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton de traction

a) $\rho = 0,48$ Pour les panneaux ①, et ④

- suivant l_x : $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,48}{2}\right) = 1,03 \text{ cm}^2$

σ_{en} : limite d'élasticité nominale de l'acier en traction.

b) $\rho = 0,47$ Pour le panneau ③

- suivant l_x : $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,47}{2}\right) = 1,04 \text{ cm}^2$

c) $\rho = 0,5$ Pour le panneau ②

- suivant l_x : $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,5}{2}\right) = 1,02 \text{ cm}^2$

- Suivant l_y : $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \left(1 + \frac{p}{4}\right)$

a) $p = 0,48$ Pour les panneaux ①, ④

- Suivant l_y : $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 + \frac{0,48}{4}\right) = 1,52 \text{ cm}^2$

b) $p = 0,47$ Pour le panneau ③

- Suivant l_y : $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 + \frac{0,47}{4}\right) = 1,52 \text{ cm}^2$

c) $p = 0,5$ Pour le panneau ②

- Suivant l_y : $A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 + \frac{0,5}{4}\right) = 1,53 \text{ cm}^2$

Vérifications:

1) Vérification de la flèche (C.C.B.A 68 Art 61.22).

La justification des flèches est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées

1) $\frac{R_d}{F_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x}$

2) $\bar{w}_s = \frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{cm}}$

où M_t : Moment fléchissant en travée de la bande centrale. ($2x1$)

M_x : Moment isostatique de la plaque supposée appuyée son pourtour de la même bande.

b et h : respectivement sa largeur et sa hauteur.

l_x : petite portée entre nu d'appui.

La disposition d'acier étant la même pour tous les panneaux, les inégalités ci-dessus suggèrent d'être vérifiées pour ceux dont les moments en travée sont les plus grands, donc ceux de rive.

Panneau ①:

- 1- $\frac{R_d}{l_x} = \frac{16}{360} = 0,0444 > \frac{1}{20} \cdot \frac{1600}{1883} = 0,04248$

- 2- $\frac{A_x}{bh} = \frac{4,52}{100 \cdot 14} = 3,228 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3}$

2) Vérifications à la fissuration (Art 49 C.C.B.A 68)

$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_s}{1 + 10 \eta^2}$, $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b}$

ϕ : Diamètre nominal en (mm) de la plus grosse des barres tendues dans la section d'enrobage.

η : Coefficient fissuration. $\eta = 1,6$ (H.A)

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton en bars 5,9 bars

K : grandeur exprimée en (bar-mm) désignant la nuisibilité des fissures

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

$w_f = \frac{A}{b_f} \%$ de fissuration où A désigne la section d'aciers tendus

b_f : section d'enrobage.

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{em} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$$

On a $\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,007}{10 (1 + 10 \cdot 0,0117)} = 2513$.

$\sigma_2 = 2156$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2513 \text{ kg/cm}^2 > 2300 \text{ kg/cm}^2$.

Effort tranchant: (art 27.C.C.B.A 68).

L'effort tranchant suivant chacun des 4 côtés (proportionnel aux aires revenants à un appui à partir de la ligne de rupture).

$$T_x = q \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^3}{l_x^2 + l_y^2} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{l_y}{4} \cdot \frac{l_x^3}{l_x^2 + l_y^2}$$

nous nous contenterons de vérifier pour un panneau dont les dimensions sont les plus grandes et généralisons pour les autres.

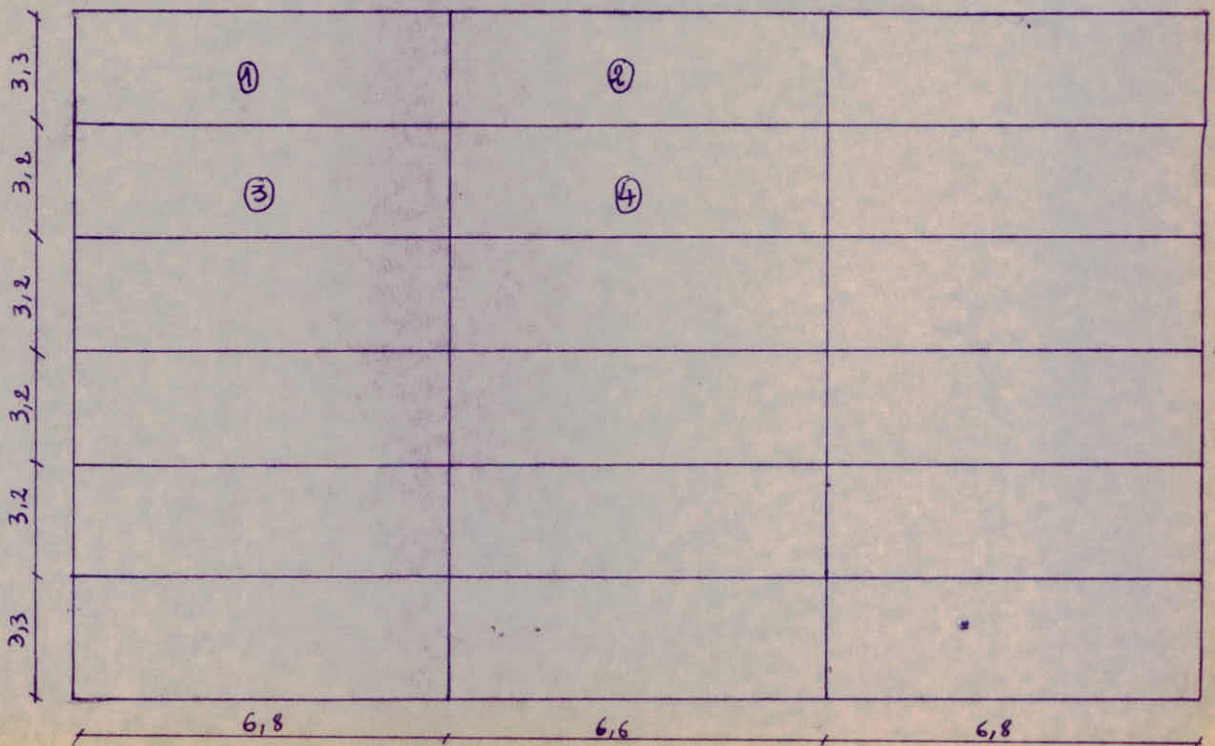
Panneau ①: On trouve que $T_{x \max} = 2702,9 \text{ kg}$, $T_{y \max} = 154,46 \text{ kg}$.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b_f} = \frac{T_{\max}}{7,8 \cdot 8,6} = \frac{2702,9}{7,8 \cdot 14 \cdot 100} = 2,2 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

Donc c'est vérifié \Rightarrow Pas besoin d'armatures transversales.

calcul des dalles pour le plancher-terrasse

$G = 702 \text{ kg/m}^2$, $P = 100 \text{ kg/m}^2$, $q = G + 1,2P = 922 \text{ kg/m}^2$.



Panneau ①

$f = 0,48 \Rightarrow \mu_x = 0,1$
 $\mu_y = 0,31$

$M_{x0} = \mu_x \cdot g \cdot l_x^2 = 0,1 \cdot 9,81 \cdot 3,3^2 = 1004 \text{ Kg. m}$
 $M_{y0} = \mu_y \cdot M_{x0} = 0,31 \cdot 1004 = 311 \text{ Kg. m}$

Panneau ① $f = 0,4853$ $M_{x0} = 1004 \text{ Kg. m}$ $M_{y0} = 311 \text{ Kg. m}$			
travée	l_x	$0,85 M_{x0} = 853$	
	l_y	$0,85 M_{y0} = 981$	
Appuis	l_x	Rive	$0,3 M_{x0} = 301$
		int	$0,5 M_{x0} = 653$
	l_y	Rive	$0,3 M_{y0} = 93$
		int	$0,5 M_{y0} = 206$

Panneau ② $f = 0,5$ $M_{x0} = 974$ $M_{y0} = 320$			
travée	l_x	$0,85 M_{x0} = 830$	
	l_y	$0,75 M_{y0} = 240$	
Appuis	l_x	Rive	$0,3 M_{x0} = 293$
		int	$0,5 M_{x0} = 488$
	l_y	int	$0,5 M_{y0} = 160$
		int	$0,5 M_{y0} = 160$

Panneau ③ $f = 0,47$ $M_{x0} = 954 \text{ Kg. m}$ $M_{y0} = 289 \text{ Kg. m}$			
travée	l_x	$0,85 M_{x0} = 811$	
	l_y	$0,75 M_{y0} = 217$	
Appuis	l_x	I	$0,5 M_{x0} = 477$
		I	$0,5 M_{x0} = 477$
	l_y	R	$0,3 M_{y0} = 87$
		I	$0,5 M_{y0} = 144$

Panneau ④ $f = 0,48$ $M_{x0} = 944$ $M_{y0} = 293$			
travée	l_x	$0,75 M_{x0} = 708$	
	l_y	$0,75 M_{y0} = 220$	
Appuis	l_x	I	$0,5 M_{x0} = 472$
		I	$0,5 M_{x0} = 472$
	l_y	I	$0,5 M_{y0} = 146$
		I	$0,5 M_{y0} = 146$

armatures dans le sens longitudinal (A-A)

		M	μ	ϵ	K	σ'_b	Acal	Amin	Achoix	Nb/ml
travée	1	217	0,0059	0,9150	128	21,9	0,57	1,52	2,01	4T8
	2	220	0,0060	0,9647	127	22,0	0,58	1,53	2,01	4T8
Appuis	a ₁	93	0,0025	0,9770	202	13,9	0,24	1,52	2,01	4T8
	b ₁	202	0,0055	0,9662	133	21,1	0,53	1,52	2,01	4T8
	b ₂	160	0,0043	0,9701	152	18,4	0,42	1,53	2,01	4T8

armatures dans le sens transversal (B-B)

		M	μ	ϵ	K	σ'_b	Acal	Amin	Achoix	Nb/ml
travée	1	853	0,0233	0,9777	208	13,5	2,12	1,03	2,51	5T8
	2	811	0,0222	0,9786	215	13,0	2,1	1,04	2,51	5T8
Appuis	a ₂	301	0,0082	0,9592	107,15	26,10	0,8	1,03	2,01	4T8
	b ₂	653	0,0178	0,9412	70	40	1,8	1,03	2,01	4T8
	b ₃	477	0,0130	0,9492	83,50	33,50	1,3	1,04	2,01	4T8

armatures dans le sens transversal (C-C)

		M	μ	ϵ	K	σ'_b	Acal	Amin	Achoix	Nb/ml
travée	1	830	0,0227	0,9346	61,5	45,5	2,3	1,02	2,51	5T8
	2	708	0,0194	0,9388	66,7	42,0	1,9	1,03	2,51	5T8
Appuis	a ₃	293	0,0080	0,9597	109	25,7	0,8	1,02	1,5	3T8
	b ₃	488	0,0133	0,9487	82,5	33,9	1,3	1,02	1,5	3T8
	b ₄	472	0,0129	0,9493	83,7	33,6	1,3	1,03	1,5	3T8

Vérifications de la flèche

La justification des flèches est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées

$$(1) \frac{h_t}{l_x} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow 16/330 = 0,0485 > \frac{953}{20 \cdot 1000} = 0,043$$

$$(2) \frac{A}{Bh} < \frac{20}{\sigma_{cn}} \Rightarrow \frac{2,51}{100 \cdot 14} = 0,00178 < \frac{20}{4200} = 0,00476 \quad (\text{Véifié})$$

Effort tranchant: (Art 27 C.C.B.A 68)

$$T_x = q \frac{l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}, \quad T_y = q \frac{l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

On fait la vérification uniquement pour le panneau (1).

$$T_{x \max} = 1441 \text{ kg}$$

$$\text{Contrainte de cisaillement: } \sigma_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1441}{100 \cdot 12,25} = 1,176 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

Pas d'armatures transversales.

Vérification à la fissuration (Art 49 C.C.B.A 68)

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\eta = 1,6 \quad (\text{I.A.})$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars}$$

$$\phi = 8 \text{ mm (plus grosse barre)}, \quad \bar{w}_f = 0,0063$$

$$\sigma_1 = 1771 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2 \quad \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Véifié})$$

Condition de non fragilité: (C.C.B.A Art 52)

* Suivant la petite portée: l_x

$$\frac{A_x}{b h_x} \geq \frac{4V}{z} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

* Suivant la grande portée: l_y

$$\frac{A_y}{b h_y} \geq \frac{4V}{z} (1 + \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

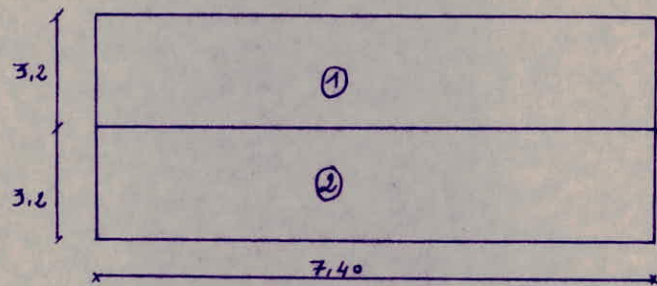
- selon l_x : le 1^{er} membre donne $\frac{1,5}{100 \cdot 14} = 0,00107 \leftarrow$ appui, le 2^{em} membre donne 0,00011

$$\frac{2,01}{100 \cdot 14} = 0,00147 \leftarrow$$
 travée.

selon l_y : le 1^{er} membre donne: $\frac{2,01}{100 \cdot 14} = 0,00147 \leftarrow$ appui - le 2^{em} membre donne 0,0005

$$\frac{2,01}{100 \cdot 14} = 0,00147 \leftarrow$$
 travée.

Le plancha du vide-sanitaire : est constitué de deux panneaux identiques $7,4 \times 3,2$



$$q = G + 1,2 P = 563 + 400 \cdot 1,2 = 1043 \text{ Kg/m}^2$$

$$l_x = 3,2 \text{ m}$$

$$l_y = 7,4 \text{ m} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,43$$

$0,4 < \rho < 1$ - la dalle travaille dans les deux sens.

D'où $\mu_x = 0,107$
 $\mu_y = 0,27$

Les moments au centre du panneau, pour une bande de 1m de largeur seront :

$$M_{x0} = \mu_x q l_x^2 = 1142,8 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y0} = \mu_y M_{x0} = 308,5 \text{ Kg.m}$$

Le panneau est intermédiaire donc :

entrées :

$$M_{tx} = 0,75 M_{x0} = 857,1 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{y0} = 231,4 \text{ Kg.m}$$

aux appuis intermédiaires :

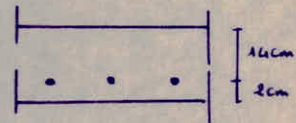
$$M_{aix} = 0,5 M_{x0} = 571,4 \text{ Kg.m}$$

$$M_{oiy} = 0,5 M_{y0} = 154,2 \text{ Kg.m}$$

Détermination des armatures : La dalle ayant une épaisseur de 16cm d'où $\phi \leq 16 \text{ mm}$ (C.C.B.A 68 ART. 29.14)

L'enrobage doit être $\geq 1 \text{ cm}$ - car la dalle n'est pas exposée aux intempéries on adopte un enrobage de 2cm.

Le calcul des armatures se fera en considérant une section rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et une hauteur de 16cm.



On utilise la méthode de P. Charon en Flexion Simple.

Armatures suivant l_x

entrées : $M_E = 0,75 M_{x0} = 857,1 \text{ Kg.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 857,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 14^2 \cdot 100} = 0,0234 \text{ on lit } \begin{matrix} k = 60 \\ \epsilon = 0,9334 \\ d = 0,2 \end{matrix}$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,4 < 60 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{857,1 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9334 \cdot 14} = 2,34 \text{ cm}^2$$

L'écartement des armatures est donné par l'aut (57.33. C.C.B.A 68)

- Suivant l_x : $t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 3h_0 = 48 \text{ cm} \end{cases} \quad t \leq 33 \text{ cm}$

- Suivant l_y : $t \leq \min \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ 4h_0 = 64 \text{ cm} \end{cases} \quad t \leq 45 \text{ cm}$

- Sur appuis: $M_{aix} = 571,4 \text{ Kg.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 571,4 \cdot 10^6}{2800 \cdot 100 \cdot 10^6} = 0,0156$ on lit $K = 75,5 > \bar{K}$
 $\epsilon = 0,9448$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{571,4 \cdot 10^6}{2800 \cdot 0,9448 \cdot 14} = 1,54 \text{ cm}^2$

Armatures - Suivant l_y : $M_t = 231,4 \text{ Kg.m}$

* travée: $h = 14 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$

D'où: $\mu = 0,0063$
 $K = 124$
 $\epsilon = 0,9640$
 $A = 0,61 \text{ cm}^2$

* Appuis: $M_a = 154,2 \text{ Kg.m}$

$h = 14 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$

D'où: $\mu = 0,0042$
 $K = 154$
 $\epsilon = 0,9704$
 $A = 0,4 \text{ cm}^2$

Pourcentage minimal d'armatures

- Suivant l_x : $A \geq 0,60 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} (1 - \rho/2) = 1,065 \text{ cm}^2$

- Suivant l_y : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} (1 + \rho/4) = 1,65 \text{ cm}^2$

		M	μ	ϵ	K	$\bar{\sigma}_b$	A_{cal}	A_{min}	Achoise	Nb/ml
travée	l_x	857,1	0,0234	0,9334	60	46,6	2,34	1,06	3,14	4 T10
	l_y	231,4	0,0063	0,9460	124	22,6	0,61	1,65	2,01	4 T8
Appuis	l_x	571,4	0,0156	0,9448	75,5	37,10	1,54	1,06	2,01	4 T8
	l_y	154,2	0,0042	0,9704	154	18,18	0,4	1,65	2,01	4 T8

Vérifications1) Flexion (art. 62. 2.2. C.C.B.A 68)

$$-a- \frac{h}{l_x} > \frac{1}{l_0} \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow \frac{16}{320} = 0,05 > \frac{1}{20} \cdot \frac{857,1}{11448} = 0,0375.$$

$$-b- \bar{w}_0 = \frac{A}{Bk} < \frac{l_0}{\sigma_{en}} \Rightarrow \frac{3,14}{100.14} = 2,243 \cdot 10^{-3} < \frac{l_0}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3}.$$

2) Fissuration: $\sigma_1 = 1747 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2 = 2855 \text{ kg/cm}^2$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) > 2900 \text{ kg/cm}^2$
(Vérifier)

3) Effort tranchant: $T_x = 9 \frac{l_x}{2} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 1612 \text{ kg}$

$$T_y = 9 \frac{l_y}{4} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 65,1.$$

$$\sigma_b = \frac{T_{max}}{b_3} = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Pas d'armatures transversales.}$$

Plancher terrasse type B

Charges permanentes :

- ① Gravier : 90 kg/m²
 - ② Etanchéité : 10 kg/m²
 - ③ Forme de pente : 100 kg/m²
 - ④ Isolant liège : 16 kg/m²
 - ⑤ Pare Vapeur : 5 kg/m²
 - ⑥ Plancher : 250 kg/m²
 - ⑦ Enduit + plâtre : 21 kg/m²
- $G = 552 \text{ kg/m}^2$

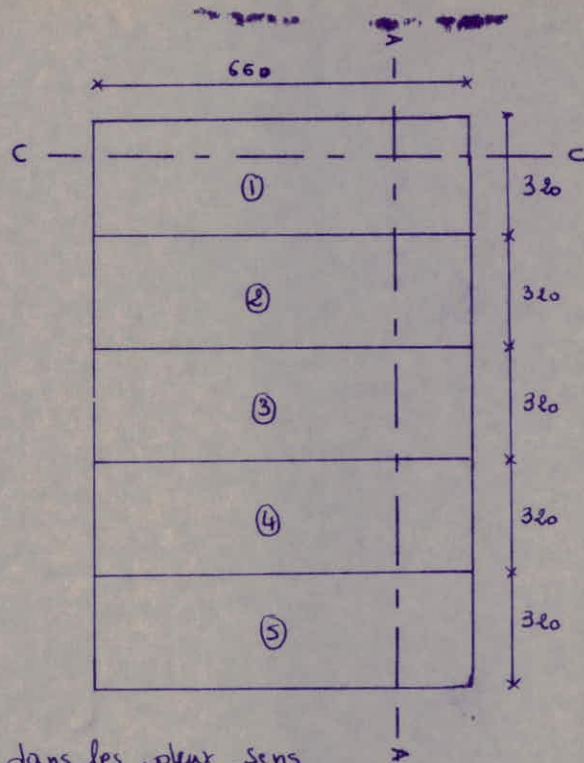
$P = 100 \text{ kg/m}^2$

$G + 1,2P = 672 \text{ kg/m}^2$

$f = \frac{f_x}{f_y} = \frac{3,2}{6,6} = 0,48$

$0,4 < f < 1 \iff$ la dalle travaille dans les deux sens

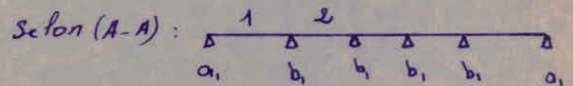
$f = 0,48 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1 \\ \mu_y = 0,31 \end{cases}$



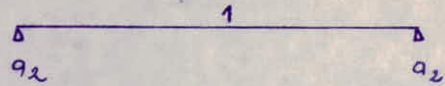
Panneau ①	$f = 0,48, \quad M_{x0} = 688,13 \text{ kg.m}$ $M_{y0} = 213,32 \text{ kg.m}$	
travée	selon f_x	$0,85 M_{0x} = 584,91$
	selon f_y	$0,85 M_{0y} = 181,32$
Appui	selon f_x	R $0,3 M_{x0} = 206,44$
		I $0,5 M_{x0} = 344,06$
	selon f_y	R $0,3 M_{y0} = 63,99$
		R $0,3 M_{y0} = 63,99$

Panneau ②	$f = 0,48, \quad M_{x0} = 688,13 \text{ kg.m}$ $M_{y0} = 213,32 \text{ kg.m}$	
travée	selon f_x	$0,75 M_{0x} = 516,10$
	selon f_y	$0,85 M_{0y} = 181,32$
Appui	selon f_x	R $0,5 M_{x0} = 344,06$
		I $0,5 M_{x0} = 344,06$
	selon f_y	R $0,3 M_{y0} = 63,99$
		R $0,3 M_{y0} = 63,99$

Armatures dans le sens longitudinal



	M	μ	ϵ	K	σ'_b	Acal	Amin	Achoisi	M/barr.	
travée	1	584,91	0,0032	0,9741	178	15,7	2,68	0,589	3,14	4T10
	2	516,10	0,0028	0,9756	190	14,73	2,36	0,589	3,14	4T10
Appui	a1	206,44	0,0012	0,9841	300	9,33	0,936	0,589	2,01	4T8
	b1	344,06	0,0019	0,9800	235	11,91	1,56	0,589	2,01	4T8

Armatures transversales

	M	μ	ε	K	σ'_b	A_{cal}	A_{min}	$A_{choisie}$	M/b	
travaux	1	181,322	0,001	0,9951	320	8,75	0,82	1,01	2,01	4T8
Appui	a_2	63,99	0,0035	0,9913	560	5	0,27	1,01	2,01	4T8

Vérification des flèches: Si les conditions suivantes sont vérifiées alors le calcul à la flèche est inutile.

- (1) $\frac{h_t}{l_e} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$, $\frac{14}{320} = 0,04375$, $\frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = \frac{1}{20} \cdot 0,85 = 0,0425$ (Vérifiée)
- (2) $A/bh < \frac{20}{l_e} \frac{M_t}{M_x}$, $\frac{3,14}{1200} = 0,0026 < 0,0047$ (Vérifiée)
- Donc la flèche est bien vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant: $T_x = 856,4 \text{ Kg}$, $T_y = 716,8 \text{ Kg}$.

$$T_{max} = T_x = 856,4 \text{ Kg} \quad , \quad \sigma_b = \frac{T_{max}}{b\beta} = 1,23 \text{ Kg/cm}^2 \quad \begin{matrix} \beta = 718 \text{ h} \\ b = 100 \end{matrix}$$

$$\sigma_b = 1,23 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

De plus il n'y a pas reprise de bétonnage.

Vérification à la fissuration: Elles sont largement vérifiées.

$$\sigma_1 = 1700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{\text{max}} (\sigma_1, \sigma_2) > 2700 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifiée}).$$

Le seisme se par ses secousses, engendre dans la construction des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques. Ainsi donc on peut concevoir deux composantes, l'une verticale et l'autre horizontale.

On admet que l'accélération horizontal du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions. Dans le cas comportant des planchers, on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher. Avant d'entrer le vif des calculs, nous allons essayer d'emmenor quelques recommandations de conception générale des bâtiments. Dans les zones sujettes aux actions sismiques. On essaiera toujours de :

- * Réduire autant que possible la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport H/l
- * Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inclinaison
- * Prévoir si possible un sous-sol ou des fondations profondes armées qui ancrent la construction dans le sol.
- * Éviter les éléments de construction
- * Prévoir des fondations soigneusement chaînées et engagées dans le sol afin de s'opposer aux efforts de soulèvement dus au seisme
- * Éviter les grandes ouvertures.

Calcul sismique

La vérification de la stabilité d'un bâtiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques et en considérant ainsi des systèmes de forces fictives (ou système équivalent) Ces systèmes résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_{IH})
- d'un système de forces élémentaires verticales ascendants ou descendants (S_{IV})
- d'un système de couple de torsion verticaux S_T .

Pour les sollicitations sismiques, il faudra déterminer d'abord les masses soumises à l'action sismique. Les masses sont considérées concentrées au niveau des planchers.

Coefficient sismique dans les directions horizontales

Le coef. sismique horizontal est donné par la relation suivante :

$$\sigma_H = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \rho^2$$

α : Coefficient d'intensité. Il dépend de l'intensité nominale I_n . Le bâtiment est implanté à ORAA - BENKEBA (Tizi ouzou) zone de moyenne sismicité $I_n = 8$, $\alpha = 1$ [P. 569].

β : Coef de réponse : Le coefficient caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend :

- De la période T du mode fondamental de vibrations de la construction.
- Degré d'amortissement de l'ouvrage ; accessivement de la nature du sol et de fondations

Evaluation de la période mode fondamentale

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

H: hauteur du bâtiment $H = 14,44 \text{ m}$

L_x : longueur du portique:

Portique transversal: $L_x = 21,6 \text{ m}$.

Portique longitudinal $L_x = 28,8 \text{ m}$.

Dans le sens longitudinal: $T = 0,2422$

Dans le sens transversal: $T = 0,2796$.

b) amortissement normal: On considère comme normal le degré d'amortissement obtenu dans les étages courants des bâtiments à usages de bureau et d'habitation.

$$\frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$$

sens longitudinal: $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,2422}} = 0,1043$.

sens transversal: $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,2796}} = 0,094$.

Coefficient de distribution (δ_k): Il ne dépend que de la structure, il caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle, il se rapporte.

$$\delta_k = \frac{k \sum Z M(Z)}{\sum Z^2 M(Z)}$$

coef de fondation: Ce coef est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage. terrain de consistance moyenne $\delta = 1,15$

Détermination des faces sismiques: Elles sont obtenues par la relation suivante $V_H = W \delta_H$ avec $W = G + P_s$.

Calcul des masses sismiques

Niveau (IV): Pontie accessoire terrasse: surface = $129,6 \text{ m}^2$

charge permanente:

Dalle: — — — — — = $552 \cdot 129,6 = 71,539 \text{ t}$

Poteaux: — — — — — = $12 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 2,5 = 7,2 \text{ t}$

Poutres transversales: — — — — — = $6 \cdot 0,35 \cdot 0,6 \cdot 7,2 \cdot 2,5 = 22,68 \text{ t}$

Poutres longitudinales: — — — — — = $2 \cdot 0,2 \cdot 0,3 \cdot 18 \cdot 2,5 = 5,4 \text{ t}$

Acrotère: — — — — — = $50,4 \cdot 2,25 = 11,34 \text{ t}$

$$G = 118,16 \text{ t}$$

Surcharges d'exploitation $P = 100(129,6) = 12,96 t$

Donc la masse sismique est $G + \frac{P}{5} = 120,75 t$.

niveau (III):

Dalle	=	433,848 t
Poutres longitudinales	=	17,28 t
Poutres transversales	=	102,06 t
1/2 poteaux	=	41,91 t
1/2 mur ext	=	40,6 t
1/2 mur int	=	28,313 t
Acierie	=	22,68 t

$$G = 686,69 t$$

Surcharge: $P = 0,1 [21,6 \cdot 28,8] = 62,2 t$

Donc la masse soumise à l'effort sismique est $G + \frac{P}{5} = 699,13 t$

niveau (II)

Dalle	=	378,84 t
Poutres longitudinales	=	17,28 t
Poutres transversales	=	102,06 t
Poteaux	=	83,32 t
Murs ext : Niveau (II)	=	40,60 t
Niveau (I)	=	40,60 t
Murs int	=	28,313 t

$$G = 691,50 t$$

Surcharges: $P = 0,25 \cdot 21,6 \cdot 28,8 = 155,52 t$

Donc la masse soumise à l'effort sismique est $G + \frac{P}{5} = 722,60 t$

niveau (I):

Dalle	=	378,84 t
Poutres longitudinales	=	17,28 t
Poutres transversales	=	102,26 t
Poteaux	=	83,32 t
Murs ext	=	81,20 t
Murs int	=	28,313 t

$$G = 691,50 t$$

Surcharges:

$$P = 0,30 (21,6 \cdot 28,8) = 186,62 t$$

La masse soumise à l'effort sismique est $G + \frac{P}{5} = 728,8 t$

Coefficient de distribution

$$\gamma(h) = \frac{h \sum Z M(Z)}{\sum Z^2 M(Z)}$$

NIVEAU	IV	III	II	I
Z	12,64	11,64	7,76	3,88
Z ²	159,78	135,49	60,2	15,05
M(h)	120,75	699,13	722,60	728,8
Z M(h)	1526,28	8137,9	5607,4	2827,74
Z ² M(Z)	19293,43	94725,12	43500,52	10946,58
$\sum Z M(Z)$		18099,3		
$\sum Z^2 M(Z)$		168465,65		
$\gamma(h)$	1,357	1,25	0,8337	0,4168

Coef - sismique - longitudinal : $\sigma_L = \alpha \beta_L \gamma(h) S$

Coef sismique transversal : $\sigma_T = \alpha \beta_T \gamma(h) S$

Coef - sismique Vertical (Art 3.112.2 PS69) : $\sigma_V = \mp \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$ avec $\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$

Calcul du coef - sismique longitudinal : $\alpha = 1$
 $\beta_L = 0,1043$
 $S = 1,15$

niveau (IV) : - - - - - $\sigma_L = 1 \cdot 0,1043 \cdot 1,15 \cdot 1,356 = 0,1626$
 niveau (III) : - - - - - $\sigma_L = 1 \cdot 0,1043 \cdot 1,15 \cdot 1,249 = 0,1498$
 niveau (II) : - - - - - $\sigma_L = 1 \cdot 0,1043 \cdot 1,15 \cdot 0,8327 = 0,0998$
 niveau (I) : - - - - - $\sigma_L = 1 \cdot 0,1043 \cdot 1,15 \cdot 0,4164 = 0,0499$

Calcul du coef - sismique transversal : $\alpha = 1$
 $\beta_T = 0,0994$
 $S = 1,15$

niveau (IV) : - - - - - $\sigma_T = 1 \cdot 0,0994 \cdot 1,15 \cdot 1,356 = 0,155$
 niveau (III) : - - - - - $\sigma_T = 1 \cdot 0,0994 \cdot 1,15 \cdot 1,249 = 0,1427$
 niveau (II) : - - - - - $\sigma_T = 1 \cdot 0,0994 \cdot 1,15 \cdot 0,8327 = 0,0952$
 niveau (I) : - - - - - $\sigma_T = 1 \cdot 0,0994 \cdot 1,15 \cdot 0,4164 = 0,047$

Calcul du coef - sismique vertical : Dans notre cas $\sigma_V = \mp \max(\sigma_L, \sigma_T) = \mp \sigma_L$

Calcul des forces - sismiques :

Sens longitudinal $F_H = W \sigma_H$
 Sens transversal $F_L = W \sigma_L$
 Sens Vertical $F_V = W \sigma_V$

NIVEAU	$W = G + P_{15}$	σ_L	σ_H	σ_V	F_L	F_H	F_V
IV	120,75	0,1626	0,155	0,1626	19,63	18,70	19,63
III	699,13	0,1498	0,1427	0,1498	104,73	99,76	104,73
II	722,60	0,0998	0,0952	0,0998	72,11	68,76	72,11
I	728,80	0,0499	0,0476	0,0499	36,37	34,60	36,37

Repartition des forces - sismiques - sur - les Portiques :

- Les forces - sismiques - horizontales sont proportionnelles aux - inerties
- Les forces - sismiques - verticales - sont proportionnelles aux surface - relevant au portique

NIVEAU	Inertie ou. Portique de Rive	I. du portique int. 104	Inertie post 5	$\Sigma I / t_x$
IV	192	192	-	384
III	288	288	-	1152
II	288	288	-	1152
I	288	288	64	1216

Tableau donnant les forces sismiques longitudinales portique ②, ③

NIVEAU	Force sismique	Inertie du Portique	Σ Inerties	Force du seisme revenant au portique $F_{01}(k)$
IV	19,63	192	384	9,8
III	104,73	288	1152	26,18
II	72,11	288	1152	18
I	36,37	288	1216	8,6

Tableau donnant les forces sismiques longitudinales ⑤

Niveau	Force sismique	Inertie du Portique	Σ Inerties	Force sismique long revenant au portique
IV	-	-	-	-
III	-	-	-	-
II	-	-	-	-
I	36,37	64	1216	1,9

Tableau donnant les forces sismiques longitudinales portiques ①, ④

NIVEAU	Force sismique	Inertie du Portique	Σ Inerties	Force sismique revenant au portique
IV	19,195	0	384	0
III	100,28	288	1152	26,07
II	68,35	288	1152	1,8
I	34,89	288	1216	6,8

NIVEAU	IA	IB	IC	ID	IE	IF	IG	I _H	I _I	Σ I
IV	0	0	144	144	144	144	144	0	0	864
III	288	288	288	288	288	288	288	288	288	2592
II	288	288	288	288	288	288	288	288	288	2592
I	288	288	288	288	288	360	360	288	288	2736

Forces sismiques transversales revenant aux différents portiques

a) Portiques (A), (B), (C)

NIVEAU	Force sismique transversale	Inertie du Portique	Σ I _{yy}	Force sismique revenant au portique
IV	18,70	0	864	11
III	99,76	288	2592	7,6
II	68,79	288	2592	3,6
I	34,6	288	2736	

b) Portiques (D), (E), (F), (H)

Niveau	Force sismique transversale	Inertie du Portique	Σ I _{yy}	Force sismique revenant au portique
IV	18,298	144	864	3,05
III	95,53	288	2592	10,61
II	65,20	288	2592	7,24
I	33,28	288	2736	3,50

c) Portiques (G), (I)

Niveau	Force sismique transversale	Inertie du Portique	Σ I _{yy}	Force sismique revenant au portique
IV	18,298	144	864	3,05
III	95,53	288	2592	10,61
II	65,20	288	2592	7,24
I	33,28	360	2736	4,38

FORCES Sismiques Verticales dues au seisme

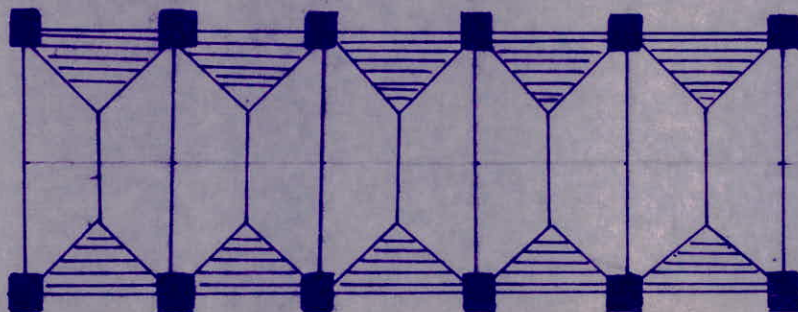
niveau IV : $S_e = 129,6 m^2$
 niveau III : $S_e = 492,48 m^2$
 niveau II : $S_e = 570,24 m^2$
 niveau I : $S_e = 583,20 m^2$

NIVEAU	Portique	Largeur	Si/st	Fv	Force revenant au portique	Force revenant au portique / ml
IV	2	18	0,125	19,63	2,45	0,133
	3	18	0,125	19,63	2,45	0,133
III	1	28,8	0,052	104,73	5,21	0,181
	2	28,8	0,072	104,73	7,22	0,251
	3	28,8	0,072	104,73	7,22	0,251
	4	28,8	0,052	104,73	5,21	0,181
II	1	28,8	0,045	72,1	3,07	0,107
	2	28,8	0,079	72,1	5,39	0,187
	3	28,8	0,079	72,1	5,39	0,187
	4	28,8	0,045	72,1	3,07	0,107
I	1	28,8	0,044	34,89	1,54	0,053
	2	28,8	0,077	34,89	2,68	0,093
	3	28,8	0,077	34,89	2,68	0,093
	4	28,8	0,055	34,89	1,92	0,066
	5	3,6	0,011	34,89	0,38	0,106

NIVEAU	Portique	Longueur	surface	si/st	Fv	Force venant au Portique	Force venant au post/ml
IV	C	7,2	9,72	0,075	19,195	1,439	0,199
	D	7,2	19,44	0,15	19,195	2,88	0,399
	E	7,2	19,44	0,15	19,195	2,88	0,399
	F	7,2	19,44	0,15	19,195	2,88	0,399
	G	7,2	19,44	0,15	19,195	2,88	0,399
	H	7,2	9,72	0,075	19,195	1,439	0,199
III	A	21,6	29,16	0,059	100,28	5,92	0,27
	B	21,6	58,32	0,118	100,28	11,83	0,547
	C	21,6	48,6	0,098	100,28	9,83	0,455
	D	21,6	38,88	0,078	100,28	7,82	0,362
	E	21,6	38,88	0,078	100,28	7,82	0,362
	F	21,6	38,88	0,078	100,28	7,82	0,362
	G	21,6	38,88	0,078	100,28	7,82	0,362
	H	21,6	48,6	0,078	100,28	9,83	0,455
	I	21,6	29,16	0,059	100,28	5,92	0,27
II	A	21,6	29,16	0,051	68,35	3,48	0,161
	B	21,6	58,32	0,102	68,35	6,97	0,323
	C	21,6	48,6	0,085	68,35	5,81	0,269
	D	21,6	38,88	0,068	68,35	4,65	0,215
	E	21,6	48,6	0,085	68,35	5,81	0,269
	F	21,6	58,32	0,102	68,35	6,97	0,323
	G	21,6	58,32	0,102	68,35	6,97	0,323
	H	21,6	38,88	0,102	68,35	6,97	0,323
	I	21,6	29,16	0,051	68,35	3,48	0,161
I	A	21,6	29,16	0,051	34,89	1,745	0,081
	B	21,6	58,32	0,10	34,89	3,489	0,161
	C	21,6	48,6	0,083	34,89	2,89	0,134
	D	21,6	38,88	0,066	34,89	2,30	0,106
	E	21,6	48,60	0,083	34,89	2,89	0,134
	F	25,2	64,6	0,111	34,89	3,97	0,153
	G	25,2	64,6	0,111	34,89	3,97	0,153
	H	21,6	58,32	0,10	34,89	3,489	0,161
	I	21,6	29,16	0,05	34,89	1,745	0,081

Les surfaces seront calculées à partir des lignes de rupture.

Exemple: plancher terrasse



BLOC: B

Évaluation de la période: Le bâtiment est contreventé par les voiles en B.A. La période est donnée par la relation $T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$ où H: est la hauteur totale du bâtiment
 $H = 16,92 \text{ m}$.

$L = L_l = 21,8$ - sens longitudinal $\Rightarrow T = 0,192 \text{ s}$

$L = L_t = 21,8$ sens transversal $\Rightarrow T = 0,192 \text{ s}$.

D'après le C.T.C 81 on considère un amortissement moyen. $\beta = \frac{0,085}{\sqrt{T}}$ avec $0,065 \leq \beta \leq 0,13$ (art. 3.112. 132. P.S. 69)

Donc: Sens longitudinal: $\beta_l = 0,147$

Sens transversal: $\beta_t = 0,147$ Compte de l'article ci-dessus on prend $\beta_l = \beta_t = 0,13$
 d'où $\beta_{max} = \beta_l = \beta_t = 0,13$.

Coefficient de distribution (δ): $\delta(k) = k \frac{\sum Z_i(m_i)}{\sum Z_i^2(n_i)}$ (tel qu'il a été défini au paravant)

$\delta = \frac{3k}{2n+1}$, k: rang

Rang (0) $\rightarrow \delta = 0$

Rang (I) $\rightarrow \delta = 0,333$

Rang (II) $\rightarrow \delta = 0,666$

Rang (III) $\rightarrow \delta = 1$

Rang (IV) $\rightarrow \delta = 1,333$

$I_n = 8$ d'où $d = 1$, $d = 1$

Coefficient sismique horizontal: $\sigma_H = \alpha \beta \delta S$, $\beta_l = \beta_t = 0,13$ $\sigma_H = 1,0,13,18r = 0,138r$

Coefficient sismique transversal: $\sigma_t = 0,138r$

Coefficient sismique vertical: $\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_H = \pm 0,138r$

tableau donnant les coefficients

niveau	δ_r	σ_H	σ_t	σ_v
IV	1,333	0,1733	0,1733	$\pm 0,1333$
III	1	0,13	0,13	$\pm 0,1733$
II	0,666	0,0866	0,0866	$\pm 0,1733$
I	0,333	0,0433	0,0433	$\pm 0,1733$

Détermination des forces sismiques:

- M(5v) Dalle: $= 0,702 \cdot 21,6^2 = 327,53 \text{ t}$
- Poutres long: $= 2,5 \cdot 5 \cdot 21,6 \cdot 0,6 \cdot 0,35 = 56,7 \text{ t}$
- Poutres trans: $= 2,5 \cdot 21,6 \cdot 0,3 \cdot 0,2 = 6,48 \text{ t}$
- Acrotère: $= 21 \cdot 4 \cdot 0,225 = 19,44 \text{ t}$
- 1/2 poteaux: $= 24,25 \text{ t}$
- 1/2 voile: $= 88,37 \text{ t}$
- Panneau P: $= 1,746 \text{ t}$

$G = 534,236 \text{ t}$

Surcharge: $0,1 \cdot 21,6^2 = 47,52 \text{ t}$

d'où la masse soumise à l'effort sismique: $G + P/5 = 543,74 \text{ t}$

Niveau (II, III, I)

Après calcul fait on trouve $G + P/5 = 1098,98 \text{ t}$

Remarque: Il est à noter que dans les niveaux (I, II, III) on a tenu compte de poids des meubles qui est 1000 kg/m^2

-42-

Force agissant sur les différents niveaux

Force agissant dans le sens longitudinal et transversal

$$F_H = W \hat{\sigma}_H$$

NIVEAU	$\hat{\sigma}_H$	W	$F_H(t)$	$F(t)$ cumulée
IV	0,1733	543,74	94,23	94,23
III	0,13	1098,98	142,87	237,1
II	0,0866	1098,98	95,70	332,27
I	0,0433	1098,98	95,70	379,85

seisme vertical

voile V_{t1} : planche terrasse: surface revenant au voile = $5,7 \text{ m}^2$

plancher: ----- $702 \cdot 5,7 = 4 \text{ t}$

Auotère: ----- = $1,6 \text{ t}$

Poutres long: $7,30 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 1,64 \text{ t}$

Poutres trans: $7,2 \cdot 0,6 = 3,78 \text{ t}$

$1/2$ voile: $7,3 \cdot 0,2 \cdot 3,88 \cdot 2,5/2 = 7,08 \text{ t}$

$$G = 18,11 \text{ t}$$

surcharges $P = 0,1 \cdot 5,7 = 0,57 \text{ t}$, $G + P/5 = 18,22 \text{ t}$.

niveau (III, II, I): - surface revenant au voile: $5,7 \text{ m}^2$.

plancher: ----- = $2,9 \text{ t}$

Poutres long: ----- = $1,64 \text{ t}$

Poutres trans: ----- = $3,78 \text{ t}$

voile: ----- = $14,16 \text{ t}$

Equipements: ----- = $2,95 \text{ t}$

$$G = 25,32 \text{ t}$$

surcharges $P = 0,6 \cdot 5,7 = 3,42 \text{ t}$, $G + P/5 = 26 \text{ t}$.

niveau RDC: Plancher ----- = $2,9 \text{ t}$

Poutres long ----- = $1,64 \text{ t}$

Poutres trans ----- = $3,78 \text{ t}$

$1/2$ Voile ----- = $7,08 \text{ t}$

$$G = 18,25 \text{ t}$$

surcharges: $P = 0,6 \cdot 5,7 = 3,42 \text{ t}$

$$G + P/5 = 18,93 \text{ t}$$

Voile V_{t4} : (même que V_{t1})

Pour le reste des voiles on procède de la même façon c'est pour cela qu'on se contente de donner uniquement les résultats finaux sous forme de tableau.

Vt₂: planche terrasse: G = 27t
 P = 0,852t d'où G+P/5 = 27,17t.

Niveau (I, II, III): G = 37,66t
 P = 5,11t d'où G+P/5 = 38,68t.

R.D.C:
 G = 27,17t
 P = 5,11t d'où G+P/5 = 28,2t

Vt₃: planche terrasse: G = 31,9t
 P = 1,2t d'où G+P/5 = 32,14t.

Niveau (I, II, III): G = 45t
 P = 7,14t d'où G+P/5 = 46,43t.

R.D.C: G = 32t
 P = 7,14t d'où G+P/5 = 34,16t.

VL₁: planche terrasse: G = 31,56t
 P = 2,6t d'où G+P/5 = 32,07t

Niveau (I, II, III): G = 46,37t
 P = 3,11t d'où G+P/5 = 47t

R.D.C: G = 37,45t
 P = 3,11t d'où G+P/5 = 38,16t.

Tableau donnant les forces sismiques

Voir	Niveau	G+P/5 (t)	Gv	SIV
Vt ₁	IV	18,22	0,1733	3,16
	III	26	0,13	3,38
	II	26	0,0866	2,25
	I	26	0,0433	1,13
Vt ₂	IV	27,17	0,1733	4,71
	III	38,68	0,13	5,03
	II	38,68	0,0866	3,35
	I	38,68	0,0433	1,67
Vt ₃	IV	32,14	0,1733	5,57
	III	46,43	0,13	6,04
	II	46,43	0,0866	4,02
	I	46,43	0,0433	2,01
Vt ₄	IV	18,22	0,1733	3,16
	III	26	0,13	3,38
	II	26	0,0866	2,25
	I	26	0,0433	1,13

Voir	Niveau	G+P/5	Gv	SIV
VL ₁	IV	32,08	0,1733	5,56
	III	47	0,13	6,11
	II	47	0,0866	4,07
	I	47	0,0433	2,04
VL ₂	IV	32,08	0,1733	5,56
	III	47	0,13	6,11
	II	47	0,0866	4,07
	I	47	0,0433	2,04
VL ₃	IV	32,08	0,1733	5,56
	III	47	0,13	6,11
	II	47	0,0866	4,07
	I	47	0,0433	2,04
VL ₄	IV	32,08	0,1733	5,56
	III	47	0,13	6,11
	II	47	0,0866	4,07
	I	47	0,0433	2,04

Etude de la torsion

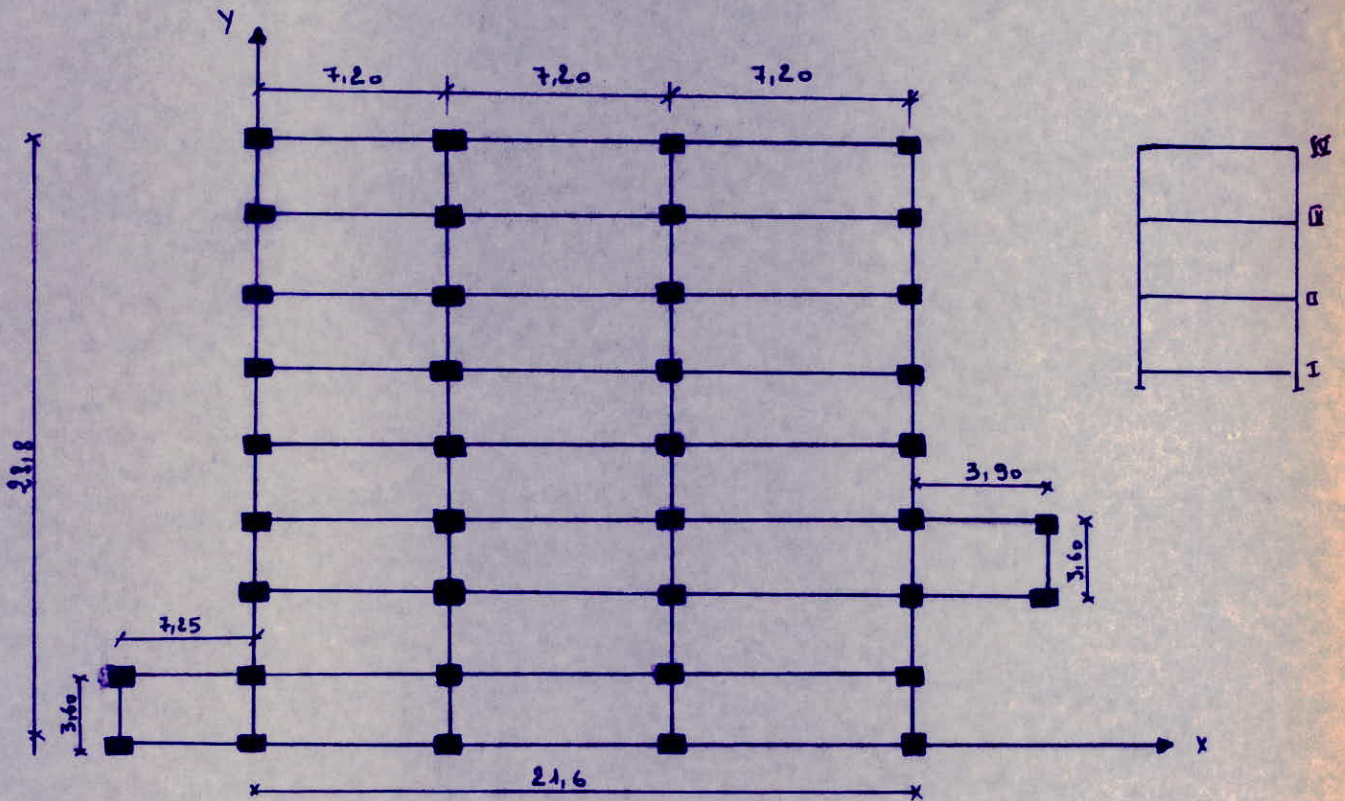
Les constructions peuvent être le siège d'oscillations particulièrement préjudiciables à leur bonne tenue. Ces oscillations se trouvent considérablement accentuées dès que la résultante des forces se trouve excentrée.

Le C.T.C impose pour toutes les structures comportant des planches ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans une excentricité (à chaque niveau et chaque direction) de la résultante des forces horizontales par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des 2 valeurs - 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.

a) Excentricité théorique

Centre de masse : $x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i}$, $y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$

Centre de torsion $x_t = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}}$ $y_t = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}}$



$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{207,36 \cdot 3,6 + 207,36 \cdot 10,8 + 207,36 \cdot 18 + 23,55 \cdot 14,04 - 94,6125}{207,36 + 207,36 + 207,36 + 14,04 - 26,1} = \frac{6913,0215}{610,02} = 11,332 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = 14,81 \text{ m}$$

Calcul du centre de torsion $x_t = 10,6325 \text{ m}$
 $y_t = 13,5 \text{ m}$

$$e_x = 11,332 - 10,6325 = 0,6995 \text{ m}$$

$$e_y = 14,81 - 13,5 = 1,31 \text{ m}$$

Polemas	$I_y \cdot 10^8 \text{ cm}^4$	$I_{ox} \cdot 10^8 \text{ cm}^4$	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	$I_{ox} x_i$	$I_{oy} y_i$
I ₁	72	32	0	0	0	0
H ₁	72	32	0	3,6	0	2592000
G ₁	72	32	0	7,20	0	5184000
F ₁	72	32	0	10,8	0	7776000
E ₁	72	32	0	14,4	0	10368000
D ₁	72	32	0	18	0	12960000
C ₁	72	32	0	21,6	0	15552000
B ₁	72	32	0	25,2	0	18144000
A ₁	72	32	0	28,8	0	20736000
I ₂	72	32	7,2	0	2304000	0
H ₂	72	32	7,2	3,60	"	2592000
G ₂	72	32	7,2	7,20	"	5184000
F ₂	72	32	7,2	10,80	"	7776000
E ₂	72	32	7,2	14,40	"	10368000
D ₂	72	32	7,2	18	"	12960000
C ₂	72	32	7,2	21,6	"	15552000
B ₂	72	32	7,2	25,2	"	18144000
A ₂	72	32	7,2	28,8	"	20736000
I ₃	72	32	14,4	0	4608000	0
H ₃	72	32	14,4	3,6	"	2592000
G ₃	72	32	14,4	7,20	"	5184000
F ₃	72	32	14,4	10,80	"	7776000
E ₃	72	32	14,4	14,40	"	10368000
D ₃	72	32	14,4	18,00	"	12960000
C ₃	72	32	14,4	21,60	"	15552000
B ₃	72	32	14,4	25,20	"	18144000
A ₃	72	32	14,4	28,80	"	20736000
I ₄	72	32	21,6	21,60	6912000	0
H ₄	72	32	21,6	21,60	"	2592000
G ₄	72	32	21,6	21,60	"	5184000
F ₄	72	32	21,6	21,60	"	7776000
E ₄	72	32	21,6	21,60	"	10368000
D ₄	72	32	21,6	21,60	"	12960000
C ₄	72	32	21,6	21,60	"	15552000
B ₄	72	32	21,6	21,60	"	18144000
A ₄	72	32	21,6	21,60	"	20736000
K ₁	72	32	25,5	10,80	8160000	7776000
K ₂	72	32	25,5	7,20	8160000	5184000
L ₁	72	32	-7,25	3,60	-2320000	2592000
L ₂	72	32	-7,25	0	-2320000	0
Z	—	128 · 10 ⁵	288 · 10 ⁵	—	1,36 · 10 ⁸	3,888 · 10 ⁸

$$x_t = \frac{\sum I_{ox} x_i}{\sum I_{ox}} = \frac{1,360910^8}{12800000} = 10,6325 \text{ m}$$

$$y_t = \frac{3,888 \cdot 10^8}{288} = \frac{3,888 \cdot 10^3}{288} = 13,5 \text{ m}$$

NIVEAU (II)

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} = \frac{7,2 \cdot 28,8 \cdot 3,6 + 7,2 \cdot 21,6 \cdot 10,8 + 7,2 \cdot 28,8 \cdot 18 + 3,9 \cdot 3,6 \cdot 23,55}{7,2 \cdot 28,8 + 7,2 \cdot 21,6 + 7,2 \cdot 28,8 + 3,9 \cdot 3,6} = 11,45 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{139,988 + 419,904 + 699,84 + 979 + 839,808 + 1026,432 + 4045,5}{7,2 \cdot 28,8 + 7,2 \cdot 21,6 + 7,2 \cdot 28,8 + 3,9 \cdot 3,6} = 13,436 \text{ m}$$

$$x_t = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}} = 10,8 \text{ m}$$

$$y_t = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}} = 14,40 \text{ m} \quad \text{D'où } e_x = 10,8 - 11,45 = -0,65 \text{ m}$$

$$e_y = 13,436 - 14,4 = -0,964 \text{ m}$$

Le c. T. c nous impose une excentricité de 5% de la plus grande dimension du bâtiment
D'où $e_x = e_y = \mp (1,44)$

NIVEAU (III)

$$x_G = 11,153 \text{ m}$$

$$y_G = 14,87 \text{ m}$$

Centre de Torsion

$$\sum I_{yi} y_i = 3,7325 \cdot 10^8 \text{ m}^5$$

$$\sum I_{xi} x_i = 1,2418 \cdot 10^8 \text{ m}^5$$

$$\sum I_{yi} = 25920000 \text{ m}^4$$

$$\sum I_{xi} = 11520000 \text{ m}^4$$

$$y_t = \frac{3,7325 \cdot 10^8}{25920000} = 14,4 \text{ m}$$

$$x_t = \frac{1,2442 \cdot 10^8}{11520000} = 10,80 \text{ m}$$

$$e_x = 11,153 - 10,80 = 0,3527 \text{ m}$$

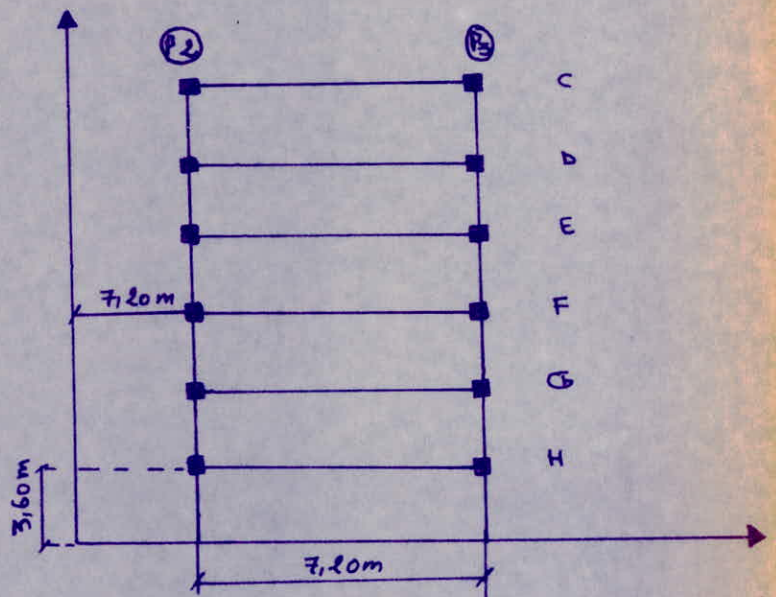
$$e_y = 14,87 - 14,40 = 0,4699 \text{ m}$$

Dans notre cas le c. T. c nous impose une excentricité $e_x = e_y = \mp \frac{1}{20} L_x = \mp 1,44 \text{ m}$

NIVEAU (IV) plancher terrasse surélevé

$$x_G = 10,8 \text{ m}$$

$$y_G = 12,6 \text{ m}$$



Poutre	I_{y_0} 10^4	I_{x_0} 10^4	x_i	y_i	$I_{x_0} x_i$ 10^5	$I_{y_0} y_i$ 10^5
H ₂	72	32	7,2	3,6	46,08	25,92
G ₂	72	32	7,2	7,2	46,08	51,84
F ₂	72	32	7,2	10,8	23,04	77,76
E ₂	72	32	7,2	14,4	23,04	103,68
D ₂	72	32	7,2	18	23,04	129,6
C ₂	72	32	7,2	21,6	23,04	155,52
H ₃	72	32	7,2	3,6	46,08	25,92
G ₃	72	32	7,2	7,2	46,08	51,84
F ₃	72	32	7,2	10,8	46,08	77,76
E ₃	72	32	7,2	14,4	46,08	103,68
D ₃	72	32	7,2	18	46,08	129,6
C ₃	72	32	7,2	21,6	46,08	155,52
Z	864	384			414,72	1088,6

$x_G = 10,8 \text{ m}$ $x_G = 10,8 \text{ m}$
 $y_G = 12,6 \text{ m}$ $y_G = 12,6$

$e_x = e_y = 0$ Pas de torsion dans ce niveau.

Distribution des efforts

Puisque la direction de la force sismique ne passe pas par le centre de gravité donc il y a création d'un couple de torsion C. Les déplacements subit par chaque élément seront proportionnels à leur distance au centre de torsion. Les forces dues au couple de torsion seront déterminés comme suit

$$R_{y_i} = \frac{C I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{y_0} y_i^2 + \sum I_{x_0} x_i^2}$$

$$R_{x_i} = \frac{C y_i \cdot y_i}{\sum I_{y_0} y_i^2 + \sum I_{x_0} x_i^2} \quad \text{avec } k = \frac{C}{\sum I_{y_0} y_i^2 + \sum I_{x_0} x_i^2}$$

niveau (I) $x_G = 11,332 \text{ m}$
 $y_G = 14,81 \text{ m}$

G (11,332) T (12,772)
 (14,81) (16,25)

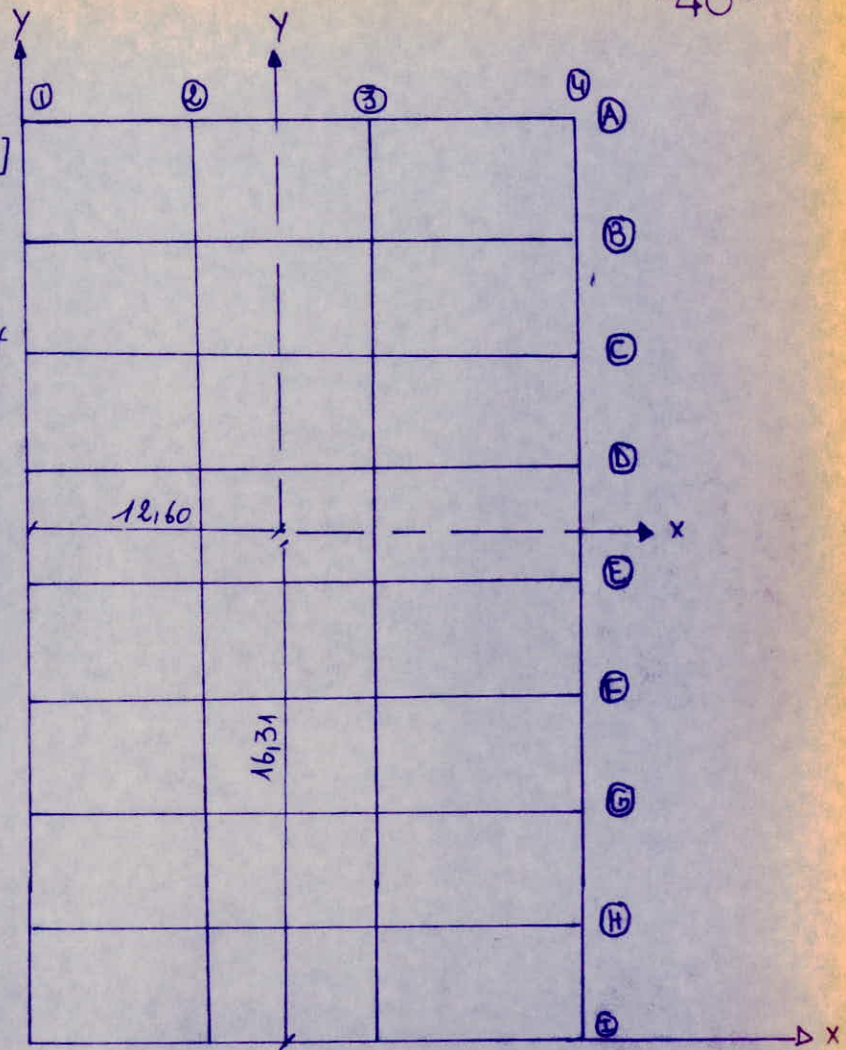
niveau (II) $x_G = 11,153 \text{ m}$
 $y_G = 14,87 \text{ m}$

G (11,153) T (12,593)
 (14,87) (16,31)

NIVEAU III

$$\begin{aligned} \sum I_y y^2 &= 472 \cdot 10^{-4} \cdot 16,31^2 + 472 \cdot 10^{-4} \cdot 12,71^2 \\ &+ 427,0 \cdot 10^{-4} [9,11^2 + 5,51^2 + 1,91^2 + 1,69 + 5,29] \\ &+ 427 \cdot 10^{-4} [8,89^2 + 4,72 \cdot 10^4] \\ &= 233404,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^6 \end{aligned}$$

Le même procédé nous conduit à trouver que $\sum I_x x^2 = 78382,08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^6$



NIVEAU II

$$\begin{aligned} \sum I_y y^2 &= 472 \cdot 10^{-4} [14,8^2 + 11,3^2 + 7,7^2 + 4,1^2 + 0,5^2 + 3,1^2 + 6,7^2 + 10,3^2 + 13,9^2] = 224596,810 \cdot 10^{-4} \text{ m}^6 \\ \sum I_x x^2 &= 932 \cdot 10^{-4} [12,89^2 + 5,69^2 + 1,51^2 + 8,71^2] = 79681,65 \cdot 10^{-4} \text{ m}^6 \end{aligned}$$

NIVEAU I

$$\begin{aligned} \sum I_y y^2 &= 472 \cdot 10^{-4} [16,5^2 + 12,65^2 + 1,85^2 + 1,75^2 + 5,35^2 + 8,95^2 + 12,55^2 + 5,72 \cdot 10^4 [9,05^2 + 5,45^2]] \\ &= 240855,48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^6 \\ \sum I_x x^2 &= 79120,396 \cdot 10^{-4} \text{ m}^6 \end{aligned}$$

Determination de k :

$$k = \frac{C}{\sum I_x x^2 + \sum I_y y^2}$$

Sens longitudinal

$e = 1,44 \text{ m}$

NIVEAU	Ft	$\sum I_x^2 + \sum I_y^2$	$C = F \cdot e$	k
IV	19,195	—	0	0
III	100,28	311786,75	144,40	4,8
II	68,35	304278,165	98,424	3,23
I	34,89	319975,87	50,242	1,57

sens transversal (suivant x) $e = 1,44 \text{ m}$

MIVEAU	Ft	$\Sigma I_x^2 + \Sigma I_y^2$	$C = Fe$	k
IV	11,298	-	0	0
III	95,53	311786,75	137,56	4,41
II	65,20	304278,45	93,88	3,08
I	33,28	319975,87	47,92	1,49

Détermination des forces dues au couple de torsion

$$R_{yi} = \frac{C I_{xi} x_i^2}{\Sigma I_x^2 + \Sigma I_y^2} = k_i x_i I_{xi}$$

$$R_{xi} = \frac{C I_{yi} y_i^2}{\Sigma I_x^2 + \Sigma I_y^2} = k_i y_i I_{yi}$$

Les résultats seront donnés sous forme de tableau

Portique longitudinal intermediaire ②

NIVEAU	x	Inertie	k	R(t)
IV	—	$192 \cdot 10^4$	0	0
III	5,4	$288 \cdot 10^4$	4,63	0,72
II	5,69	$288 \cdot 10^4$	3,23	0,53
I	5,572	$288 \cdot 10^4$	1,57	0,25

Portique longitudinal intermediaire ③

NIVEAU	x	Inertie	k	R(t)
IV	—	$192 \cdot 10^4$	0	0
III	1,8	$288 \cdot 10^4$	4,63	0,24
II	1,51	$288 \cdot 10^4$	3,23	0,14
I	1,622	$288 \cdot 10^4$	1,57	0,074

Portique longitudinal de rive ①

NIVEAU	x	Inertie	k	R(t)
IV	—	$192 \cdot 10^4$	0	0
III	12,6	$288 \cdot 10^4$	4,63	1,68
II	12,89	$288 \cdot 10^4$	3,23	1,19
I	12,772	$288 \cdot 10^4$	1,57	0,57

Portique longitudinal de rive ④

NIVEAU	x	Inertie	k	R(t)
IV	—	$192 \cdot 10^4$	0	0
III	9	$288 \cdot 10^4$	4,63	1,2
II	8,71	$288 \cdot 10^4$	3,23	0,81
I	8,73	$288 \cdot 10^4$	1,57	0,39

Portique longitudinal de rive ⑤

NIVEAU	x	Inertie	k	R(t)
I	12,428	$54 \cdot 10^4$	1,57	0,12

Portique transversal intermediaire ②

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	—	0	0	0
III	12,49	$288 \cdot 10^4$	4,41	1,50
II	10,3	$288 \cdot 10^4$	3,08	0,91
I	8,95	$288 \cdot 10^4$	1,49	0,38

Portique transversal intermediaire ③

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	—	$144 \cdot 10^4$	0	0
III	5,29	$288 \cdot 10^4$	4,41	0,67
II	6,7	$288 \cdot 10^4$	3,08	0,59
I	5,35	$288 \cdot 10^4$	1,49	0,23

Portique transversal intermédiaire (D)

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	$144 \cdot 10^{-4}$	0	0
III	1,69	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	0,21
II	3,1	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	0,27
I	1,75	$288 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,075

Portique transversal intermédiaire (F)

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	$144 \cdot 10^{-4}$	0	0
III	5,51	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	0,69
II	4,10	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	0,36
I	5,45	$360 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,29

Portique transversal intermédiaire (H)

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	0	0	0
III	12,71	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	1,61
II	11,30	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	1,00
I	12,65	$288 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,54

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	0	0	0
III	12,49	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	1,58
II	13,9	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	1,23
I	12,55	$288 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,54

Portique trans de niveau (A)

-51-

Portique transversal intermédiaire (E)

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	$144 \cdot 10^{-4}$	0	0
III	1,91	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	0,24
II	0,5	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	0,044
I	1,85	$288 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,079

Portique transversal intermédiaire (G)

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	$144 \cdot 10^{-4}$	0	0
III	9,11	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	0,24
II	7,7	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	0,044
I	9,05	$360 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,079

Portique transversal intermédiaire (I)

NIVEAU	y	Inertie	k	R(t)
IV	/	$864 \cdot 10^{-4}$	0	0
III	16,31	$288 \cdot 10^{-4}$	4,41	2,07
II	14,90	$288 \cdot 10^{-4}$	3,08	1,32
I	16,25	$288 \cdot 10^{-4}$	1,49	0,69

Les efforts horizontaux finaux dans les portiques sont présentés sous forme de tableau

Portique int. transversal (B)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	0	0	0	0
III	10,61	1,58	12,19	12,19
II	7,24	0,91	8,15	20,34
I	3,50	0,38	3,88	24,22

Portique int. transversal (C)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	3,05	0	3,05	3,05
III	10,61	0,67	11,28	14,33
II	7,24	0,59	7,83	22,16
I	3,50	0,23	3,73	25,89

Portique int. transversal (D)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	3,05	0	3,05	3,05
III	10,61	0,21	10,82	13,87
II	7,24	0,27	7,51	21,38
I	3,50	0,075	3,575	24,95

Portique int. transversal (E)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	3,05	0	3,05	3,05
III	10,61	0,24	10,85	13,9
II	7,24	0,044	7,284	21,184
I	3,50	0,079	3,579	24,763

Portique int. transversal (F)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	3,05	0	0	3,05
III	10,61	0,69	11,30	14,35
II	7,24	0,36	7,60	21,95
I	4,38	0,29	4,67	26,62

Portique int. transversal (G)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	3,05	0	3,05	3,05
III	10,61	1,16	11,77	14,82
II	7,24	0,68	7,92	22,74
I	4,38	0,48	4,86	27,60

Portique int. transversal (H)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	3,05	0	3,05	3,05
III	10,61	1,61	12,22	15,27
II	7,24	1,00	8,24	23,51
I	3,50	0,54	4,04	27,55

Portique de rivet transversal (A)

NIVEAU	$F_e(t)$	R	F+R	Force cumulée
IV	0	0	0	0
III	10,61	1,58	12,19	12,19
II	7,24	1,23	8,47	20,66
I	3,50	0,54	4,04	24,70

Portique transvers de rive ①

NIVEAU	$F_E(t)$	R	F+R	Force cumulee
IV	0	0	0	0
III	10,61	2,07	12,68	12,68
II	7,24	1,32	8,56	21,24
I	3,50	0,69	4,19	25,43

Portique Long-int ②

NIVEAU	$F_E(t)$	R	F+R	Force cumulee
IV	9,6	0	9,6	9,6
III	25,07	0,72	25,79	35,39
II	17,09	0,53	17,62	53,01
I	8,26	0,25	8,51	61,52

Portique Long de rive ④

NIVEAU	$F_E(t)$	R	F+R	Force cumulee
IV	0	0	0	0
III	25,07	1,2	26,27	26,27
II	17,09	0,81	17,90	44,17
I	8,26	0,39	8,65	52,82

Portique Longitudinal de rive ① 53-

NIVEAU	$F_E(t)$	R	F+R	Force cumulee
IV	0	0	0	0
III	25,07	1,68	26,75	26,75
II	17,09	1,19	18,28	45,03
I	8,26	0,57	8,83	53,86

Portique Long intermediaire ③

NIVEAU	$F_E(t)$	R	F+R	Force cumulee
IV	9,6	0	9,6	9,6
III	25,07	0,24	25,31	34,91
II	17,09	0,14	17,23	52,14
I	8,26	0,074	8,334	60,474

Portique long ⑤

NIVEAU	$F_E(t)$	R	F+R	Force cumulee
I	1,84	0,12	1,96	1,96

Elements	A_i	x_i	$A_i x_i$	y_i	$A_i y_i$
Plancher	677,4	10,9	7383,66	10,9	7383,66
Poteaux	51,236	10,9	558,472	10,9	558,472
Voiles	147,29	11,14	1640,99	10,83	1595,79
Poutres	57,855	10,9	842,515	10,9	842,515
Panneaux	41,4	10,9	47,960	10,9	47,960
Murs	49,6	10,9	540,64	10,9	540,64

$$\Sigma = 992,841, \quad \Sigma = 10853,864 \quad \Sigma = 10812,662$$

Voiles	A_i	x_i	$A_i x_i$	y_i	$A_i y_i$
v_{l1}	18,24	4,8	87,552	21,7	395,81
v_{l2}	18,24	4,8	87,552	0,1	1,824
v_{l3}	18,24	17	310,08	21,7	395,81
v_{l4}	18,24	17	310,08	0,1	1,824
v_{t1}	14,37	0,1	1,447	2,8	40,236
v_{t2}	21,15	0,1	2,115	26,25	343,69
v_{t3}	24,44	21,7	530,35	15,4	376,40
v_{t4}	14,37	21,7	311,825	2,8	40,236

$$\Sigma = 147,29 \quad \Sigma = 1640,999 \quad \Sigma = 1595,799$$

$$x_G = \frac{10853,864}{992,841} = 10,932 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{10812,662}{992,841} = 10,89 \text{ m.}$$

Centre - oie Masse :

Bloc: B

$$x^T = \frac{\sum I_i x_i}{\sum I_i x_i}, \quad y^T = \frac{\sum I_i y_i}{\sum I_i y_i}$$

Element	$I_i x_i$	x_i	$I_i y_i$	y_i	$I_i x_i$	$I_i y_i$
V1	0,0063	4,7	13,843	2,454	0,03	297,70
V2	0,0063	4,7	13,843	0,1	0,03	1,38
V3	0,0063	17,1	13,843	2,454	0,1	297,70
V4	0,0063	17,1	13,843	0,1	0,1	1,38
V4	6,78	0,1	0,005	3,7	0,678	0,02
V2	2,158	0,1	0,007	16,16	2,158	0,11
V3	3,34	2,17	0,008	15,21	723,48	0,12
V4	6,78	2,17	0,005	3,7	147,5	0,02
Potomux 1,2,3,4,5	0,016	7,3			0,116	
Potomux 6,7,8,9,10	0,016	14,5			0,232	
Potomux 5-10			0,0144	3,70		0,05
Potomux 4,9			0,0144	7,3		0,11
Potomux 3,8			0,0144	10,9		0,16
Potomux 2,7			0,0144	14,5		0,21
Potomux 1-6			0,0144	18,1		0,26

Negligible

$$\begin{aligned} \sum I_i x_i &= 68,537 \\ \sum I_i y_i &= 55,375 \\ \sum I_i x_i \cdot x_i &= 874,074 \\ \sum I_i y_i \cdot y_i &= 598,43 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x^T &= 12,153 \text{ m} \\ y^T &= 10,807 \text{ m} \end{aligned}$$

=>

$$\begin{aligned} e^T &= 0,084 \text{ m} \\ e^T &= 1,821 \text{ m} \\ e^{\text{C.T.D}} &= \frac{24,8 \cdot 5}{100} = 1,09 \text{ m} \end{aligned}$$

$$e^T = \max(0,084, 1,09) = 1,09 \text{ m}$$

represente 8,35% L < 20% L (C.T.C)

$$\begin{aligned} T^x &= x_0 + e^T = 10,932 + 1,090 = 12,022 \text{ m} \\ T^y &= y_0 + e^T = 10,891 + 1,821 = 12,712 \text{ m} \end{aligned}$$

— Etude des Portiques sous les Charges HORIZONTALES — -56—

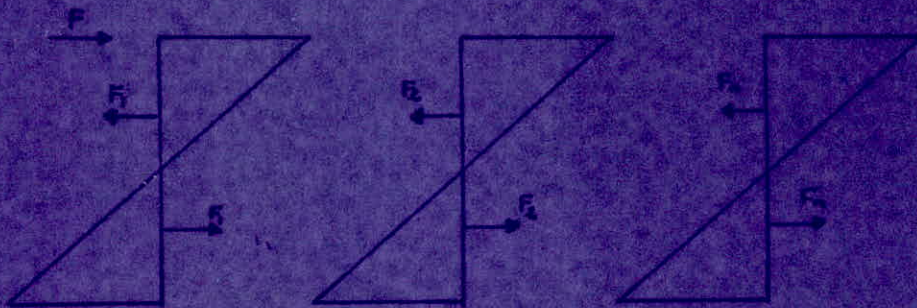
Le calcul des efforts sous les forces horizontales sera fait à l'aide de la méthode de BOWMAN.

Exposé de la méthode :

Hypothèses admises

- Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raidisseurs des différents travées des poutres portées du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au 1/5 de la hauteur du poteau le plus raide. On admet :
 - * Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement au moment d'inertie des dits poteaux, les moments d'inertie des poteaux de haut étant toutefois affectés du coef 0,6.
 - * Que les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers et que les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h se situent :
 - Au dernier niveau à $0,50h$ de la partie supérieure du poteau.
 - Et l'avant dernier niveau à $0,60h$ de la partie supérieure du poteau.
 - Au niveau immédiatement au dessous, à $0,55h$ de la partie supérieure du poteau.
 - Et aux autres niveaux, sans autre à $0,50h$.
 - Au 1^{er} niveau à $0,60h$ à partir de la base du poteau.
 - * L'effort tranchant total, à chacun des niveaux se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.

Compte tenu de ces hypothèses on peut écrire pour un seul niveau



$$F = F_1 + F_2 + \dots + F_n \quad \text{avec} \quad F_1 = \frac{F \cdot 0,6 I_1}{0,6 I_1 + I_2 + \dots + 0,6 I_n} \quad , \quad F_2 = \frac{F \cdot 0,6 I_2}{0,6 I_1 + I_2 + \dots + 0,6 I_n}$$

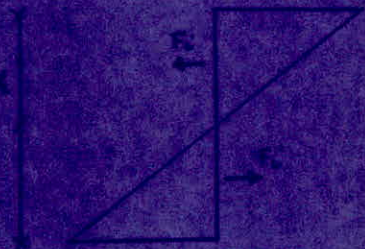
de même pour F_3, F_4, \dots, F_n

Moments fléchissants

En tête des poteaux : $M = F_i \cdot h_i$, $i=1, 2, \dots, n$

À la base des poteaux : $M = F_i \cdot h_i$, $i=1, 2, \dots, n$

α, β coefficients de BOWMAN définis ci-dessus et liés entre eux par la relation $\beta = 1 - \alpha$.



Moments dans les poteaux : Le moment de poteau doit être équilibré par le moment fléchissant des poutres.

Pour le noeud O de la file 1: $M_1 = F_1 a h$
 Pour le noeud C de la file 2: $M_{2g} = F_2 a h \frac{K_g}{K_g + K_d}$ (à gauche)

$M_{2d} = F_2 a h \frac{K_d}{K_d + K_g}$ (à droite)

avec $K_d = \frac{I_d}{L_d}$ et $K_g = \frac{I_g}{L_g}$

K_d, K_g : raideurs des poutres droite et gauche.

I_g : inertie de la poutre de gauche

I_d : inertie de la poutre de droite

L_d : portée libre de la poutre de droite

L_g : portée libre de la poutre de gauche

h : Hauteur entre faces supérieures de deux planchers consécutifs

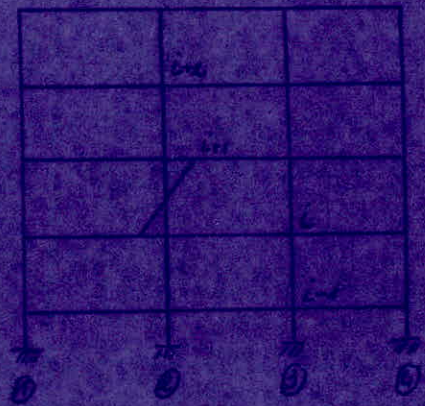
Pour un niveau intermédiaire

Au niveau du plancher de rang i $\sum F_i = F_i + F_{i+1} + \dots + F_{i+n}$ à l'étage de rang i l'effort $\sum F_i$ crée en pieds des poteaux supportant le plancher de rang i , des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment (après avoir fait le partage de $\sum F_i$ suivant les inerties des poteaux).

Exemple: Poteau 2 de l'étage i

$M = F_2 a h$

$F_2 = \frac{\sum F_{i+1} \cdot Z_i}{0.5 Z_i + Z_i + 0.5 Z_i}$



La même opération menée pour l'effort $\sum F_i$ permettra de déterminer les moments en tête des poteaux supportant le plancher de rang i . Au droit d'un noeud, on pourra calculer les moments dans les travées aboutissant à ce noeud en fonction des moments M_1 et M_2 obtenus respect pour le poteau supérieur et le poteau inférieur correspondant à ce noeud.

- Pour un noeud intermédiaire

$M_g = -(M_1 + M_2) \frac{K_g}{K_g + K_d}$

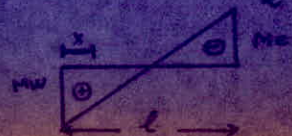
$M_d = -(M_1 + M_2) \frac{K_d}{K_g + K_d}$

- Pour un noeud de rive: $M_g = M_d = -(M_1 + M_2)$

Calcul des efforts tranchants: Ils seront calculés à partir des moments aux noeuds déjà calculés. On considère la travée indépendante avec les moments enveloppes en ses noeuds puis on détermine l'équation du moment fléchissant.

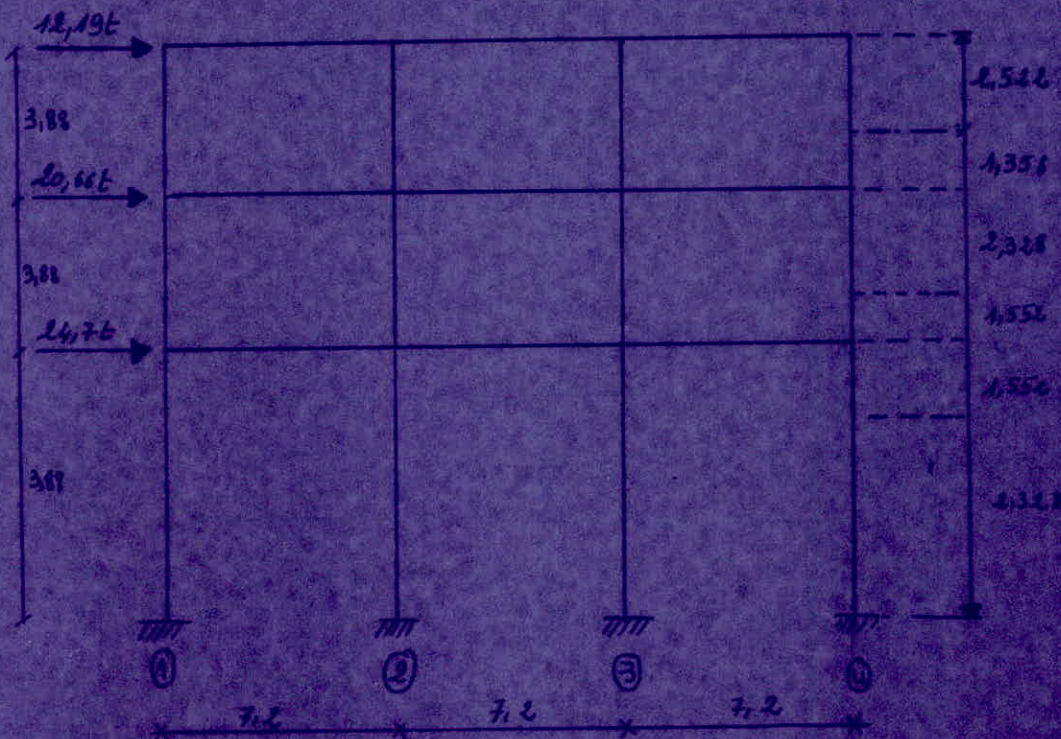
Sous $\vec{\delta}_{IH}^{\Delta}$: $M(x) = ax + b$, $M(0) = b = M_1$, $M(l) = M_2 = al + M_1 \Rightarrow al = M_2 - M_1 \Rightarrow a = \frac{M_2 - M_1}{l}$
 $M(x) = -\frac{M_2 - M_1}{l} x + M_1$, $T = \frac{dM}{dx} = -\frac{M_2 - M_1}{l}$, $M_1 = \frac{M_2 + M_1}{2}$

Sous $\vec{\delta}_{IH}^{\nabla}$ on procède de la même manière.



Portique transversal de rive (A)

Schema du portique



Calcul des F_i : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = \frac{4060^3}{12} = 72 \cdot 10^4 \text{ m}^4$

niveau (III) $F_1 = F_4 = \frac{0,8 I_1 F}{2 I_1} = \frac{0,4 I_1 F}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + I_4} = \frac{0,4 I_1 F}{3,6 I_1} = \frac{0,1 F}{3,6} = \frac{12,19 \cdot 0,1}{3,6}$
 $= 2,71 \text{ t}$

$\dots \dots F_2 = F_3 = \frac{I_2 F}{3,6 I_1} = \frac{F}{3,6} = \frac{20,66}{3,6} = 5,74 \text{ t}$ Les autres résultats sont donnés sous forme de tableau

NIVEAU	F_{10}	F_{20}	F_{30}	F_{40}	$\times h$	θh
III	2,71	5,74	5,74	2,71	2,522	1,357
II	4,59	5,74	5,74	4,59	4,322	1,552
I	5,43	6,86	6,86	5,43	1,552	2,348

Moments à la base et à la tête des poteaux

* Moment en tête : $M_i = F_i \cdot h$

* Moment en base : $M_s = F_i \cdot \theta h$

Niveau III tête $\begin{cases} M_{10} = M_{40} = F_{10} \cdot h = 2,71 \cdot 2,522 = 6,836 \text{ m} \\ M_{20} = M_{30} = F_{20} \cdot h = F_{30} \cdot h = 5,74 \cdot 2,522 = 14,522 \text{ m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_{10} \cdot \theta h = F_{40} \cdot \theta h = 2,71 \cdot 1,357 = 3,686 \text{ m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_{20} \cdot \theta h = F_{30} \cdot \theta h = 5,74 \cdot 1,357 = 7,788 \text{ m} \end{cases}$

niveau (II) :

tête $\begin{cases} M_{11} = M_{14} = F_1 \cdot h = F_4 \cdot h = 4,59 \cdot 2,328 = 10,68 \text{ t.m} \\ M_{12} = M_{13} = F_2 \cdot h = F_3 \cdot h = 5,74 \cdot 2,328 = 13,36 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{21} = M_{24} = F_1 \cdot h = F_4 \cdot h = 4,59 \cdot 1,552 = 7,12 \text{ t.m} \\ M_{22} = M_{23} = F_2 \cdot h = F_3 \cdot h = 5,74 \cdot 1,552 = 8,91 \text{ t.m} \end{cases}$

niveau (I) :

tête $\begin{cases} M_{11} = M_{14} = F_1 \cdot h = F_4 \cdot h = 5,49 \cdot 1,552 = 8,52 \text{ t.m} \\ M_{12} = M_{13} = F_2 \cdot h = F_3 \cdot h = 6,86 \cdot 1,552 = 10,65 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{21} = M_{24} = F_1 \cdot h = F_4 \cdot h = 5,49 \cdot 2,328 = 12,78 \text{ t.m} \\ M_{22} = M_{23} = F_2 \cdot h = F_3 \cdot h = 6,86 \cdot 2,328 = 15,87 \text{ t.m} \end{cases}$

Moments dans les poutres

Nœud	lg(cm)	ld(cm)	Eg(cm ²)	Ed(cm ²)	kg	ka
1	-	660	-	45000	-	0,5
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	-	45000	-	0,5	-

Les moments dans les poutres

Efforts tranchants et moments en travée

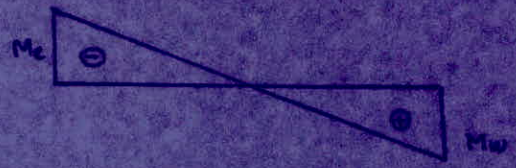
Niveau	Nœud	Mg(t.m)	Md(t.m)	Me(t.m)	Md(t.m)
III	1	-	6,83	6,83	-
	2	4,26	4,26	8,52	-
	3	4,26	4,26	8,52	-
	4	6,83	-	6,83	-
II	1	-	11,36	10,68	3,68
	2	8,97	8,97	13,36	4,53
	3	8,97	8,97	13,36	4,53
	4	11,36	-	10,68	3,68
I	1	-	15,64	8,52	7,12
	2	9,78	9,78	10,65	8,91
	3	9,78	9,78	10,65	8,91
	4	15,64	-	8,52	7,12

niveau	travée	l(m)	M _g (t.m)	M _{md} (t.m)	T _g	M _g (t.m)
III	1-2	6,6	6,83	4,26	-1,68	4,28
	2-3	6,6	4,26	4,26	-1,83	0
	3-4	6,6	4,26	6,83	-1,68	-4,28
II	1-2	6,6	11,36	8,97	-3,53	-2,69
	2-3	6,6	8,97	8,97	-2,78	0
	3-4	6,6	8,97	11,36	-3,53	-2,69
I	1-2	6,6	15,64	9,78	-3,85	-2,93
	2-3	6,6	9,78	9,78	-2,96	0
	3-4	6,6	9,78	15,64	-3,85	-2,93

Sous \bar{S}_{TH}^D :

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

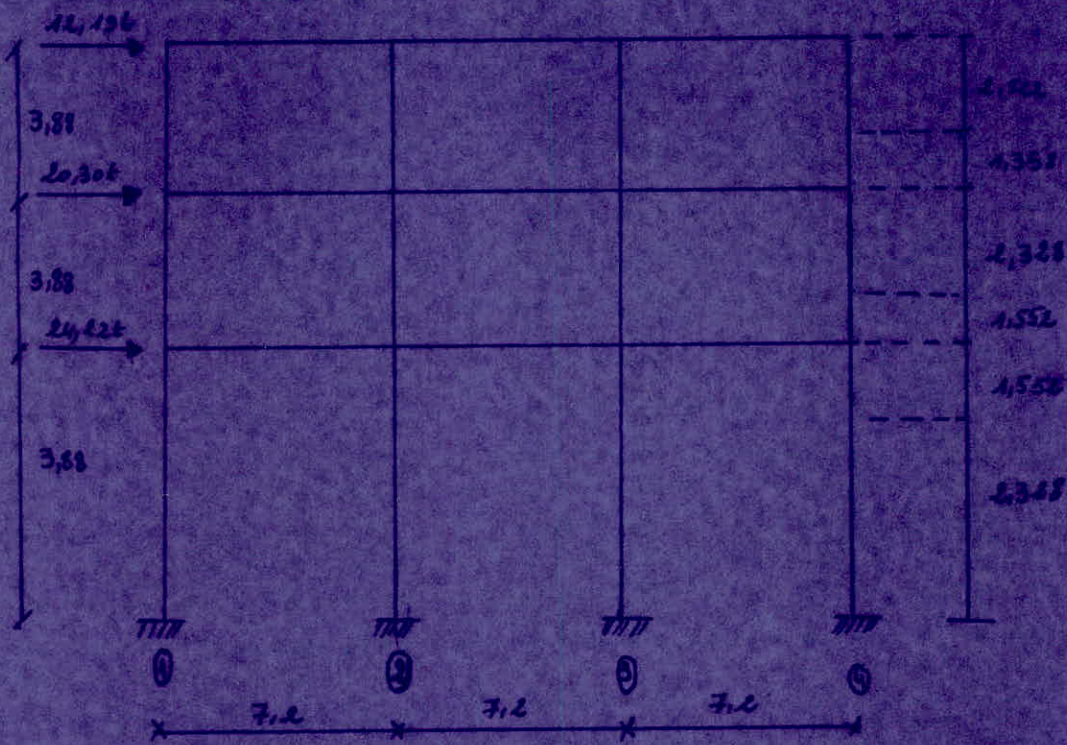
$$M_e = \frac{M_w - M_e}{2}$$



Sous \bar{S}_{TH} , les valeurs de T et Me ne changent pas seulement il ya inversion de signe.

Portique transversal intermédiaire (B-B)

Schema du portique



Calcul des F_i

$$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

niveau (III) : $F_1 = F_4 = \frac{0,8 F}{3,6} = 2,716$

$$F_3 = F_2 = \frac{12,19}{3,6} = 3,38 \text{ t}$$

tableau donnant les résultats

niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	all	bl
III	2,71	3,38	3,38	2,71	2,522	1,358
II	4,52	5,65	5,65	4,52	2,327	1,552
I	5,33	6,73	6,73	5,33	1,552	2,327

Calcul des moments à la tête et base des poteaux

niveau (III) : tête $\begin{cases} M_{11} = M_{44} = F_1 \cdot h = F_4 \cdot h = 2,71 \cdot 2,522 = 6,83 \text{ t.m.} \\ M_{22} = M_{33} = F_2 \cdot h = F_3 \cdot h = 3,38 \cdot 2,522 = 8,52 \text{ t.m.} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \cdot \beta h = F_4 \cdot \beta h = 2,71 \cdot 1,358 = 3,68 \text{ t.m.} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \cdot \beta h = F_3 \cdot \beta h = 3,38 \cdot 1,358 = 4,59 \text{ t.m.} \end{cases}$

niveau (II)

$$\begin{cases} \text{tête} \\ \text{base} \end{cases} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = F_4 \alpha h = 4,52 \cdot 2,328 = 10,52 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = F_3 \alpha h = 5,65 \cdot 2,328 = 13,15 \text{ t.m} \\ M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = F_4 \beta h = 4,52 \cdot 1,552 = 7,01 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = F_3 \beta h = 5,65 \cdot 1,552 = 8,77 \text{ t.m} \end{cases}$$

niveau (I)

$$\begin{cases} \text{tête} \\ \text{base} \end{cases} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = F_4 \alpha h = 5,38 \cdot 1,552 = 8,35 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = F_3 \alpha h = 6,73 \cdot 1,552 = 10,44 \text{ t.m} \\ M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = F_4 \beta h = 5,38 \cdot 2,328 = 12,52 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = F_3 \beta h = 6,73 \cdot 2,328 = 15,67 \text{ t.m} \end{cases}$$

Moments dans les Poutres

Noeud	lg (cm)	pd (cm)	Ig (cm ⁴)	Id (cm ⁴)	Kg	Kd
1	—	6,6	—	45000	—	0,5
2	6,6	6,6	45000	45000	0,5	0,5
3	6,6	6,6	45000	45000	0,5	0,5
4	6,6	—	45000	—	0,5	—

Les moments dans les poutres

Niveau	noeud	Mg (t.m)	Md (t.m)	Mi (t.m)	Ms (t.m)
III	1	—	6,83	6,83	—
	2	4,26	4,26	8,52	—
	3	4,26	4,26	8,52	—
	4	6,83	—	6,83	—
II	1	—	14,20	10,52	3,68
	2	8,87	8,87	13,15	4,59
	3	8,87	8,87	13,15	4,59
	4	14,20	—	10,52	3,68
I	1	—	15,36	8,35	7,01
	2	8,64	8,64	10,44	8,77
	3	8,64	8,64	10,44	8,77
	4	15,36	—	8,35	7,01

Efforts tranchants et moments en tige

Niveau	travee	l (m)	M _{tr} (t.m)	M _{tr} (t.m)	T _{tr}	M _{tr} (t.m)
III	1-2	6,6	6,83	4,26	-1,68	1,28
	2-3	6,6	4,26	4,26	-4,29	0
	3-4	6,6	4,26	6,83	-1,68	-4,28
II	1-2	6,6	14,20	8,87	-3,49	-2,66
	2-3	6,6	8,87	8,87	-2,68	0
	3-4	6,6	8,87	14,20	-3,49	-2,66
I	1-2	6,6	15,36	8,64	-3,63	3,37
	2-3	6,6	8,64	8,64	-2,64	0
	3-4	6,6	8,64	15,36	-3,63	-3,37

Sous \vec{S}_{IH} :

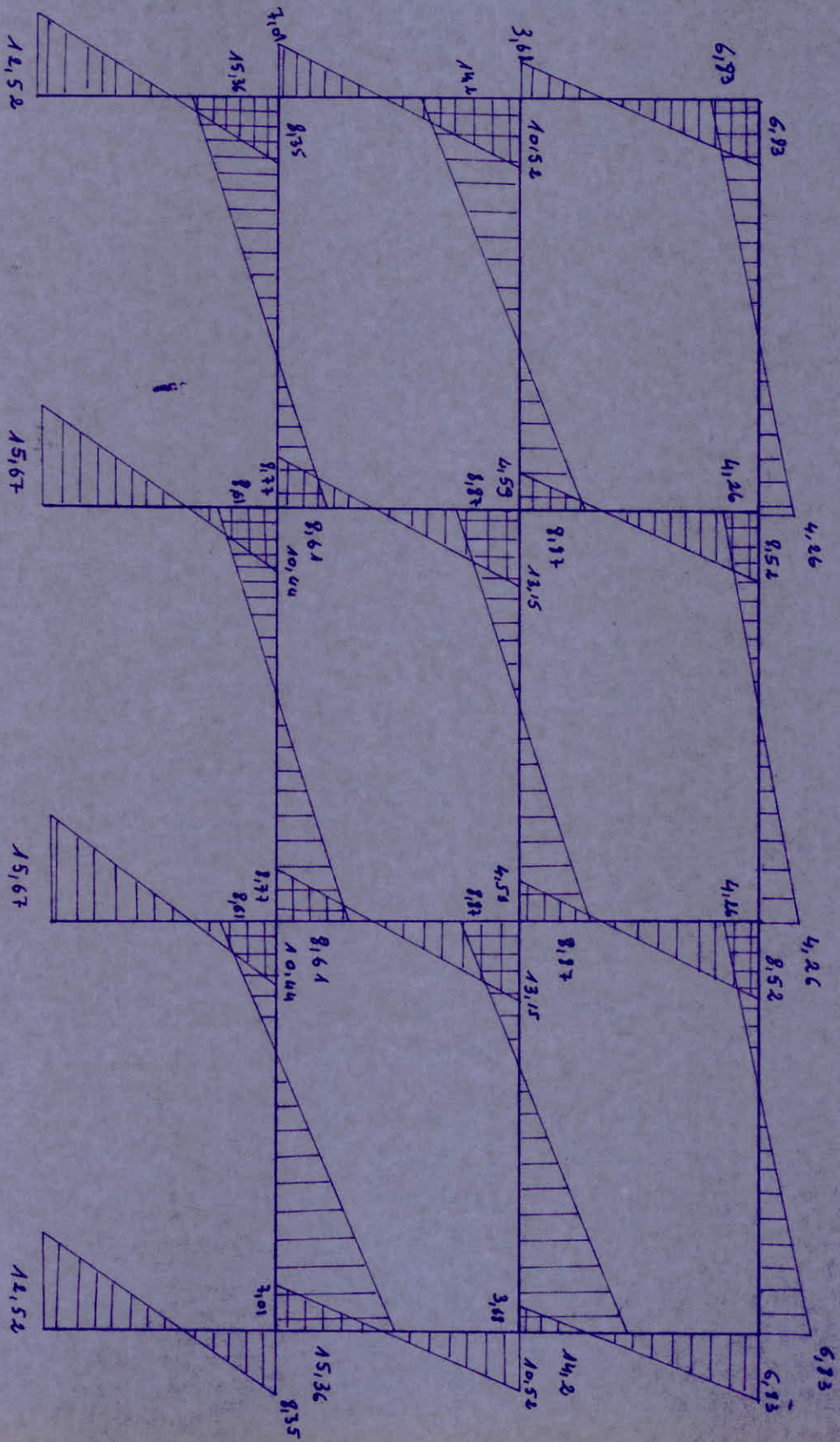
$$T_e = -\frac{M_u + M_e}{l}$$

$$M_e = \frac{M_u - M_e}{l}$$



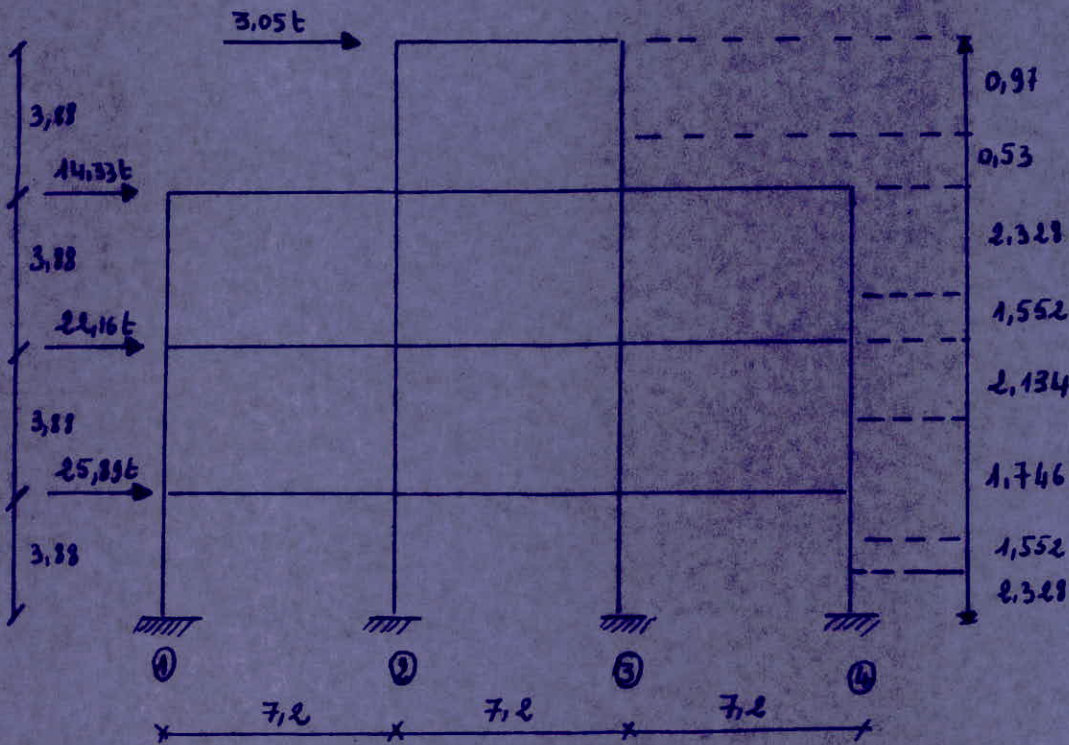
Sous \vec{S}_{IH} , les valeurs de T et M_e ne changent pas seulement il ya inversement de signe.

DIAGRAMME DU PORTIQUE TRANSVERSAL B-B



Portique transversal intermédiaire (c-c)

Schéma statique



Calcul des F_i : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^4 \text{ m}^4$

niveau (IV) : $F_2 = F_3 = \frac{0,8 I_i F}{0,8 I_i + 0,8 I_i} = \frac{F}{2} = 1,52 \text{ t}$

Le tableau donnant les résultats des différents niveaux:

Niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	βh
IV	0	1,52	1,52	0	0,97	0,53
III	3,18	3,99	3,99	3,18	2,328	1,552
II	4,92	6,15	6,15	4,92	2,134	1,746
I	5,75	7,73	7,73	5,75	1,552	2,328

Calcul des moments en tête et base de poteau

niveau (IV): tête $\{ M_{i2} = M_{i3} = (M_s + M_i) = M_i = F_3 \alpha h = 1,52 \cdot 0,97 = 1,47 \text{ t.m}$
 base $\{ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \cdot \beta h = 1,52 \cdot 0,53 = 0,806 \text{ t.m}$

niveau (III):

tête $\begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 3,18 \cdot 2,328 = 7,40 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 3,99 \cdot 2,328 = 9,26 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 3,18 \cdot 1,552 = 4,93 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 3,99 \cdot 1,552 = 6,18 \text{ t.m} \end{cases}$

niveau (II) : tête $\begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 a h = 4,92 \cdot 2,134 = 10,5 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 a h = 6,15 \cdot 2,134 = 13,12 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 b h = 4,92 \cdot 1,746 = 8,59 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 b h = 6,15 \cdot 1,746 = 10,74 \text{ t.m} \end{cases}$

niveau (I) :

tête $\begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 a h = 5,75 \cdot 1,552 = 8,92 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 a h = 7,19 \cdot 1,552 = 11,16 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 b h = 5,75 \cdot 2,328 = 13,39 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 b h = 7,19 \cdot 2,328 = 16,74 \text{ t.m} \end{cases}$

Moments dans les poutres

Niveau	lg (cm)	ld (cm)	Ig	Id	Kg	Kd
1	—	660	—	45000	—	0,5
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	—	45000	—	0,5	—

Les moments dans les poutres

Atten. tranchées et efforts tranchants

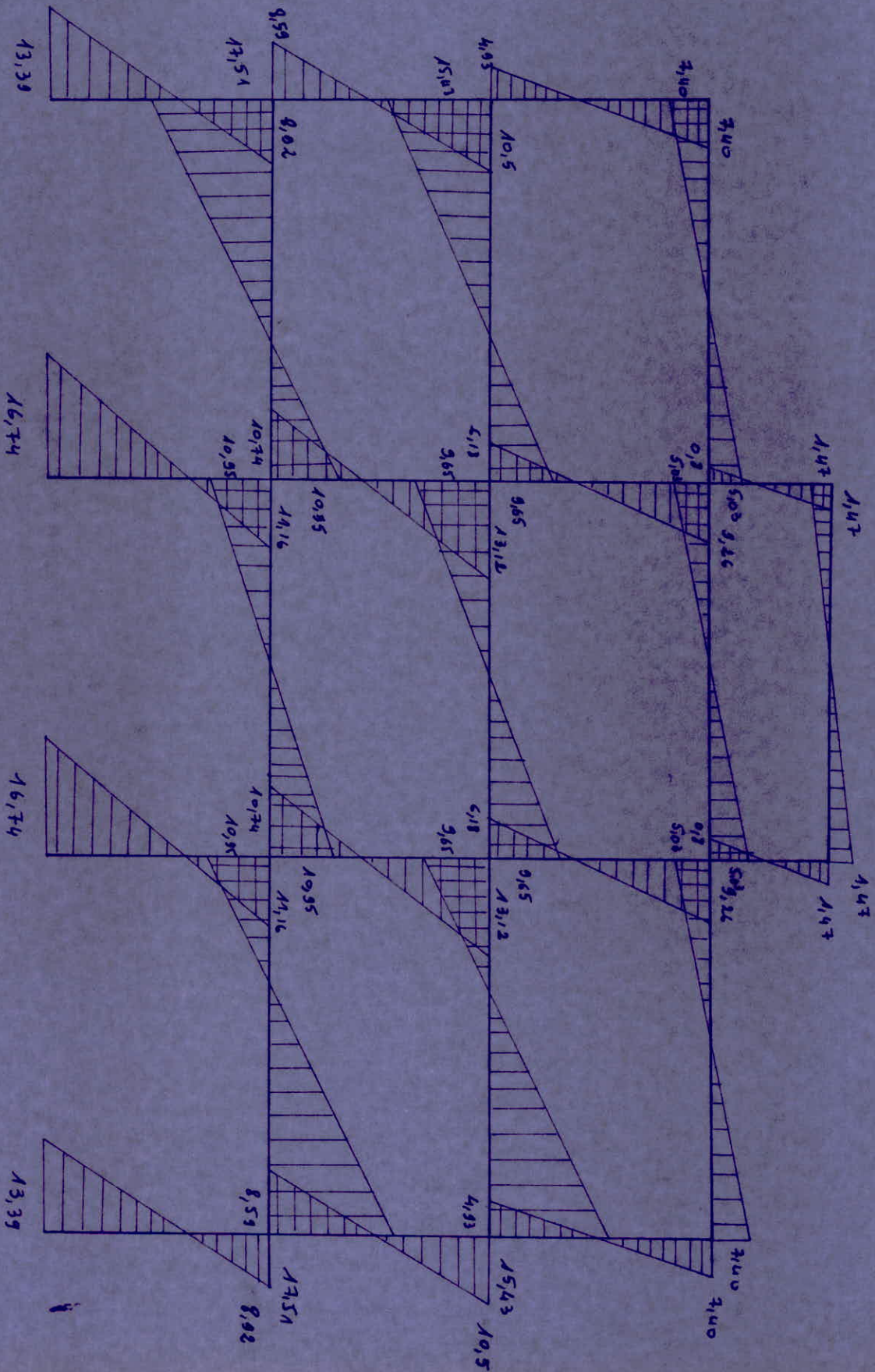
Niveau	niveau	Mg (t.m)	Mel (t.m)	Mel (t.m)	Ms (t.m)
II	2	—	1,47	1,47	—
	3	1,47	—	1,47	—
III	1	—	7,40	7,40	—
	2	5,03	5,03	9,26	0,80
	3	5,03	5,03	9,26	0,80
	4	7,40	—	7,40	—
II	1	—	15,43	10,50	4,93
	2	9,65	9,65	13,12	6,18
	3	9,65	9,65	13,12	6,18
	4	15,43	—	10,50	4,93
I	1	—	17,51	8,92	8,59
	2	10,95	10,95	11,16	10,74
	3	10,95	10,95	11,16	10,74
	4	17,51	—	8,92	8,59

Niveau	tranch	l (m)	Mel (t.m)	Mel (t.m)	Tg	Mt (t.m)
II	2-3	6,6	1,47	1,47	-0,45	0
	1-2	6,6	7,40	5,03	-1,88	1,18
III	2-3	6,6	5,03	5,03	-1,52	0
	3-4	6,6	5,03	7,40	-1,88	-1,18
	1-2	6,6	15,43	9,65	-3,8	2,89
II	2-3	6,6	9,65	9,65	-2,92	0
	3-4	6,6	9,65	15,43	-3,8	-2,89
	1-2	6,6	17,51	10,95	-4,31	3,28
I	2-3	6,6	10,95	10,95	-3,32	0
	3-4	6,6	10,95	17,51	-4,31	-3,28

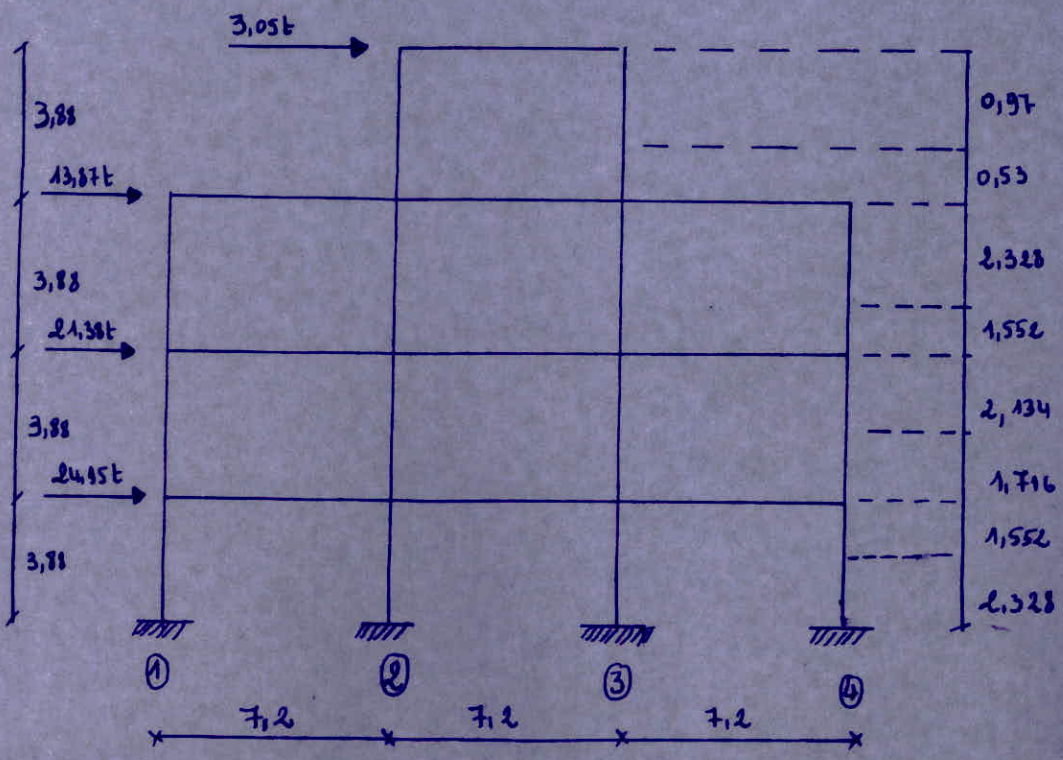
Sous \vec{S}_{II} $T_e = -\frac{M_w + M_e}{l}$
 $M_t = \frac{M_w - M_e}{l}$

Sous \vec{S}_{IH} , les valeurs de T et Mt ne changent pas seulement il ya invaseement de signe.

DIAGRAMME du Portique transversal C-C



Portique transversal intermédiaire (D-D)



Calcul des Fi: $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

niveau (IV):

$$F_2 = F_3 = 1,52 \text{ t}$$

tableau donnant les différents résultats des différents niveaux

Niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	Bh
IV	0	1,52	1,52	0	0,97	0,53
III	3,08	3,85	3,85	3,08	2,328	1,552
II	4,75	5,94	5,94	4,75	2,134	1,716
I	5,54	6,93	6,93	5,54	1,552	2,328

Calcul des moments en tête et base de poteau:

niveau (IV): tête $\{ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \cdot h = 1,52 \cdot 0,97 = 1,476 \text{ t.m}$

base $\{ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \cdot Bh = 1,52 \cdot 0,53 = 0,81 \text{ t.m}$

niveau (III): tête $\{ M_{i1} = M_{i4} = F_1 \cdot \alpha h = 3,08 \cdot 2,328 = 7,17 \text{ t.m}$
 $\{ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \cdot \alpha h = 3,85 \cdot 2,328 = 8,96 \text{ t.m}$

base $\{ M_{s1} = M_{s4} = F_1 \cdot Bh = 3,08 \cdot 1,552 = 4,78 \text{ t.m}$
 $\{ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \cdot Bh = 3,85 \cdot 1,552 = 5,97 \text{ t.m}$

Sous \$S_{II}^1\$ - les valeurs de T et M6 ne changent pas seulement il y a renversement de signe.

$$M_6 = \frac{\lambda}{M_u - M_e}$$

$$\text{Sous } S_{II}^2 : T_c = - \frac{\lambda}{M_u + M_e}$$

Niveau	Niveau	\$M_1\$ (m)	\$M_2\$ (m)	\$M_3\$ (m)	\$M_4\$ (m)	\$M_5\$ (m)	\$M_6\$ (m)	\$M_7\$ (m)	\$M_8\$ (m)
I	4	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
	3	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
	2	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
	1	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
II	4	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
	3	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
	2	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
	1	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
III	4	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
	3	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
	2	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
	1	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
IV	4	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	3	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	2	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	1	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47

Niveau	Niveau	\$M_1\$ (m)	\$M_2\$ (m)	\$M_3\$ (m)	\$M_4\$ (m)	\$M_5\$ (m)	\$M_6\$ (m)	\$M_7\$ (m)	\$M_8\$ (m)
I	4	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
	3	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
	2	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
	1	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56	10,56
II	4	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
	3	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
	2	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
	1	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32	9,32
III	4	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
	3	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
	2	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
	1	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17	7,17
IV	4	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	3	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	2	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47
	1	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47

Efforts tranchants et moments en hauteur

des moments dans les poutres

Niveau	Niveau	\$I_d\$	\$I_g\$	\$I_{d(cm)}\$	\$I_{g(cm)}\$	\$I_{d}\$	\$I_{g}\$
4	4	45000	45000	660	660	—	—
3	3	45000	45000	660	660	0,5	0,5
2	2	45000	45000	660	660	0,5	0,5
1	1	45000	—	660	—	0,5	0,5

Moments dans les poutres

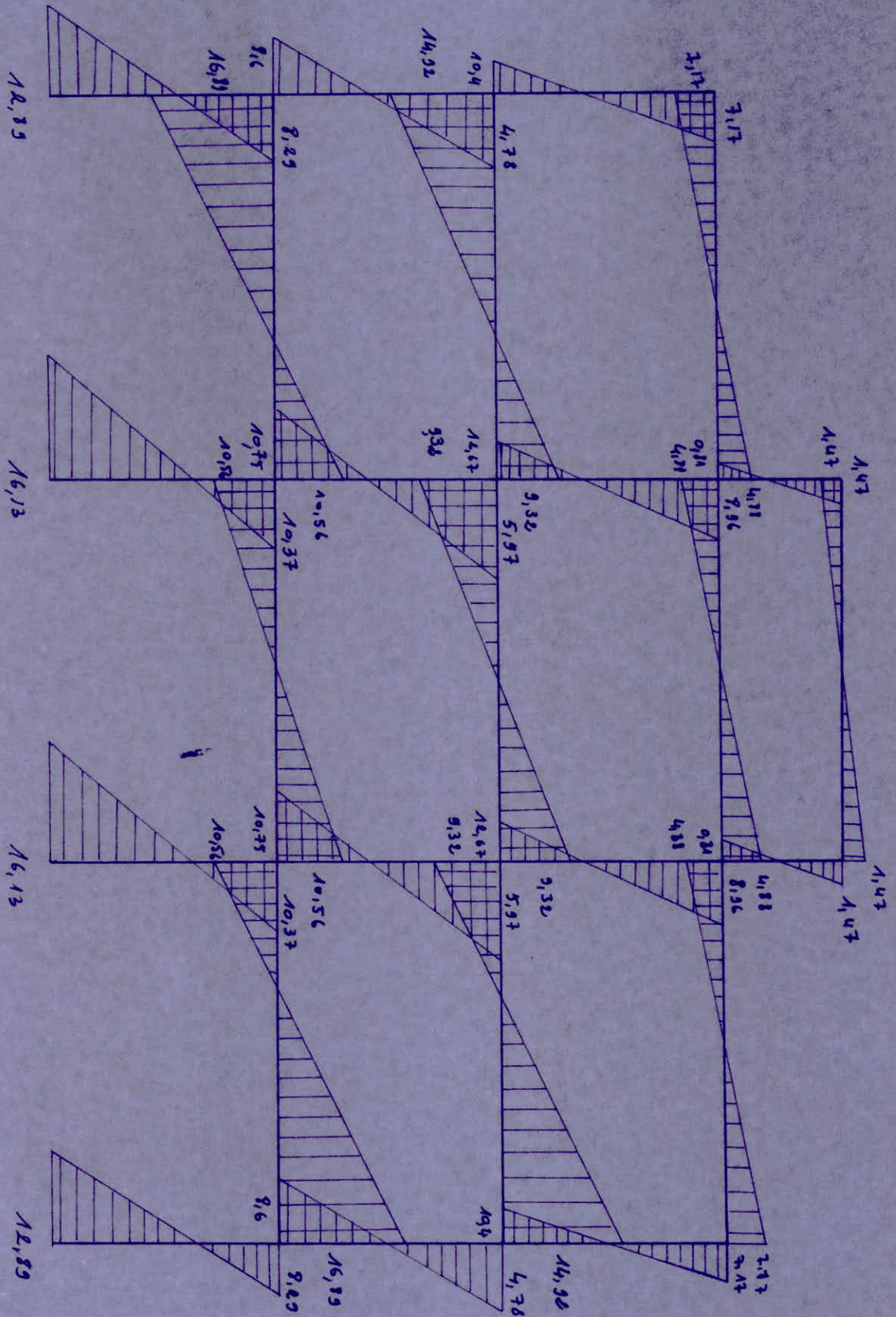
Zone I : $M_{S1} = M_{S4} = F_1 B_L = 5,54 \cdot 2,328 = 12,896 \text{ m}$
 $M_{S2} = M_{S3} = F_2 B_L = 6,93 \cdot 2,328 = 16,136 \text{ m}$

Zone II : $M_{C1} = M_{C4} = F_1 A_L = 5,54 \cdot 1,552 = 8,66 \text{ m}$
 $M_{C2} = M_{C3} = F_2 A_L = 6,93 \cdot 1,552 = 10,75$

Zone III : $M_{S1} = M_{S4} = F_1 B_L = 4,75 \cdot 1,746 = 8,296 \text{ m}$
 $M_{S2} = M_{S3} = F_2 B_L = 5,94 \cdot 1,746 = 10,376 \text{ m}$

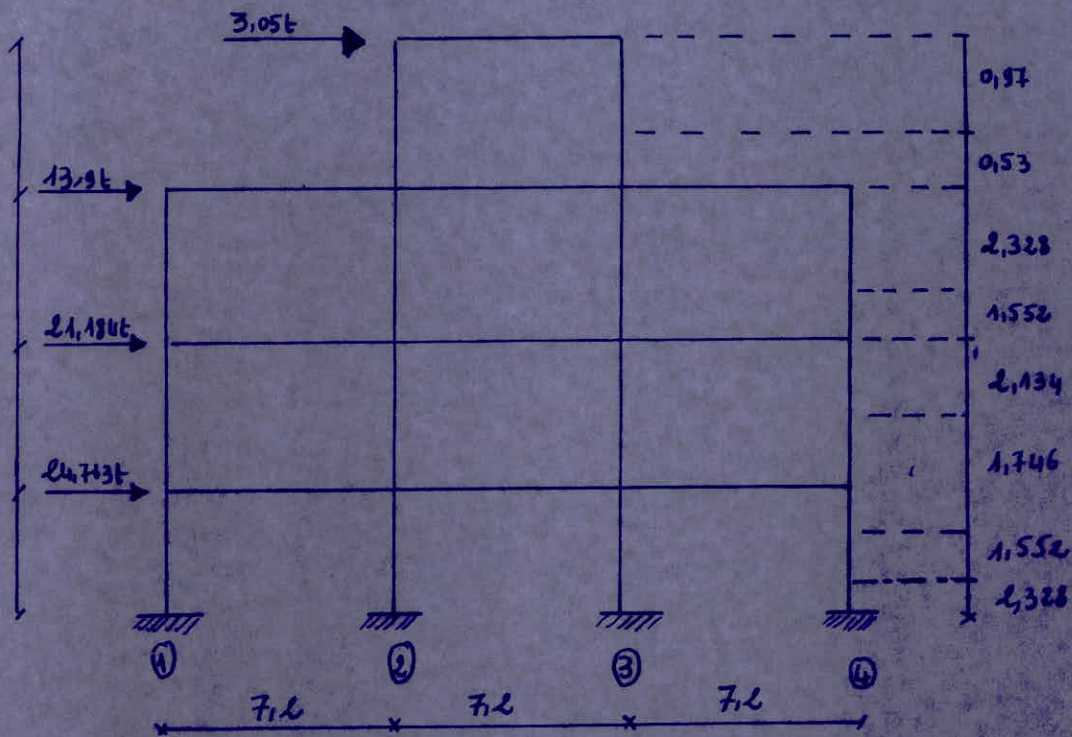
Zone IV : $M_{C1} = M_{C4} = F_1 A_L = 4,75 \cdot 2,134 = 10,146 \text{ m}$
 $M_{C2} = M_{C3} = F_2 A_L = 5,94 \cdot 2,134 = 12,676 \text{ m}$

DIAGRAMME du Portique transversal (D-D)



Portique transversal intermédiaire (E-E)

Schéma du portique



Calcul des F_i : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

niveau (IV): $F_2 = F_3 = 1,52 \text{ t}$

tableau donnant les résultats pour les différents niveaux

Niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	βh
IV	0	1,52	1,52	0	0,97	0,53
III	3,09	3,86	3,96	3,09	2,328	1,552
II	4,71	5,81	5,81	4,71	2,134	1,746
I	5,50	6,88	6,81	5,50	1,552	2,328

Calcul des moments en base et tête de Poteau

niveau IV: tête $\left\{ \begin{aligned} M_{i2} &= M_{i3} = F_3 \alpha h = 1,52 \cdot 0,97 = 1,476 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

base $\left\{ \begin{aligned} M_{s2} &= M_{s3} = F_2 \beta h = 1,52 \cdot 0,53 = 0,816 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

niveau III: tête $\left\{ \begin{aligned} M_{i1} &= M_{i4} = F_1 \alpha h = 3,09 \cdot 2,328 = 7,196 \text{ t.m} \\ M_{i2} &= M_{i3} = F_2 \alpha h = 3,86 \cdot 2,328 = 9,976 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

base $\left\{ \begin{aligned} M_{s1} &= M_{s4} = F_1 \beta h = 3,09 \cdot 1,552 = 4,796 \text{ t.m} \\ M_{s2} &= M_{s3} = F_2 \beta h = 3,86 \cdot 1,552 = 6,006 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

niveau (IV) : tête $\left\{ \begin{aligned} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \cdot d_h &= 4,71 \cdot 2,134 = 10,05 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \cdot d_h &= 5,88 \cdot 2,134 = 12,56 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

base $\left\{ \begin{aligned} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \cdot B_h &= 4,71 \cdot 1,746 = 8,22 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \cdot B_h &= 5,88 \cdot 1,746 = 10,27 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

niveau (I)

$M_{i1} = M_{i4} = F_1 \cdot d_h = 5,5 \cdot 1,552 = 8,54 \text{ t.m}$

$M_{i2} = M_{i3} = F_2 \cdot d_h = 6,88 \cdot 1,552 = 10,68 \text{ t.m}$

$M_{s1} = M_{s4} = F_1 \cdot B_h = 5,5 \cdot 2,328 = 12,80 \text{ t.m}$

$M_{s2} = M_{s3} = F_2 \cdot B_h = 6,88 \cdot 2,328 = 16,02 \text{ t.m}$

Calcul des moments dans les poutres

Noeud	l_y (cm)	l_z (cm)	I_y	I_z	K_y	K_z
1	—	660	—	45000	—	0,5
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	—	45000	—	0,5	—

Moments dans les poutres

Niveau	Noeud	M_y	M_z	M_i	M_s
IV	2	—	1,47	1,47	—
	3	1,47	—	1,47	—
III	1	—	7,19	7,19	—
	2	4,89	4,89	8,97	0,81
	3	4,89	4,89	8,97	0,81
	4	7,19	—	7,19	—
II	1	—	14,84	10,05	4,79
	2	9,28	9,28	12,56	6,00
	3	9,28	9,28	12,56	6,00
	4	14,84	—	10,05	4,79
I	1	—	16,76	8,54	8,22
	2	10,47	10,47	10,68	10,27
	3	10,47	10,47	10,68	10,27
	4	16,76	—	8,54	8,22

efforts tranchants et moment entrainé

Niveau	tranch	l (cm)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T (t)	M_t (t.m)
IV	2-3	660	1,47	1,47	-0,45	0
	1-2	660	7,19	4,89	-1,83	-1,15
III	2-3	660	4,89	4,89	-1,48	0
	3-4	660	4,89	7,19	-1,83	-1,15
	1-2	660	14,84	9,28	-3,66	2,78
II	2-3	660	9,28	9,28	-2,81	0
	3-4	660	9,28	14,84	-3,66	-2,78
	1-2	660	16,76	10,47	-4,18	3,14
I	2-3	660	10,47	10,47	-3,17	0
	3-4	660	10,47	16,76	-4,18	-3,14

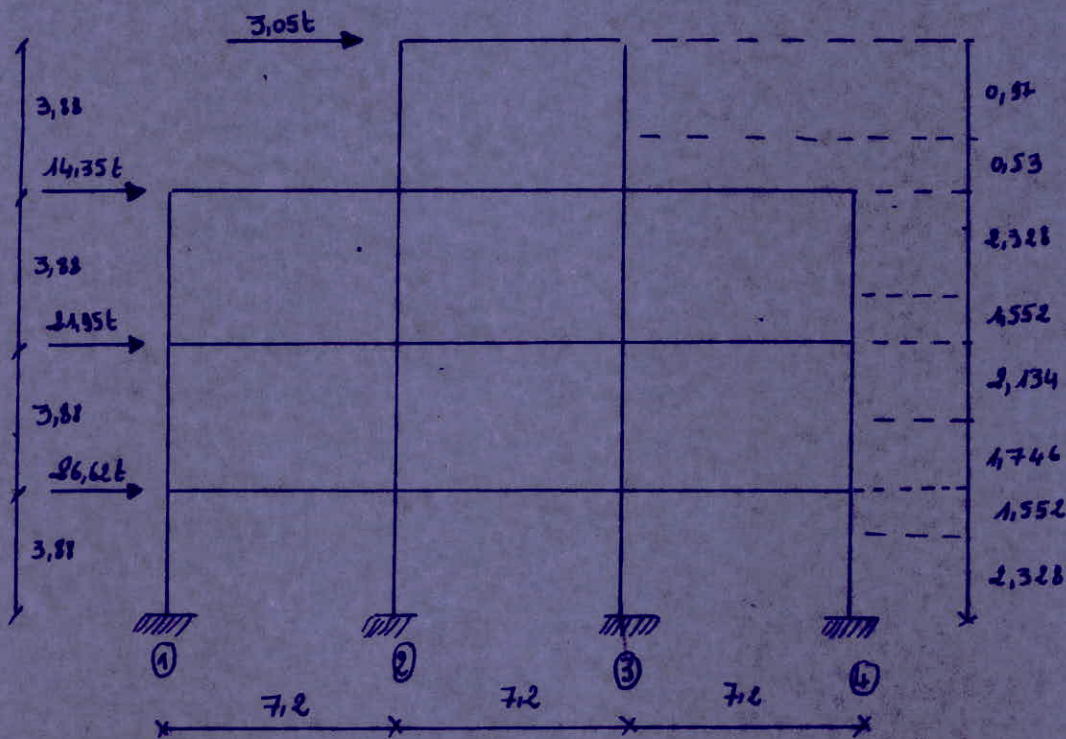
Sous \vec{S}_{IH}^D : $T_e = - \frac{M_w + M_e}{l}$

$M_t = \frac{M_w - M_e}{l}$

Sous \vec{S}_{IH} , les valeurs de T et M_t ne changent pas seulement il y a un changement de signe.

Portique transversal intermédiaire (F-F)

Schema statique



Calcul des F_i : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

niveau (IV): $F_2 = F_3 = 1,52t$

niveau (III): $F_1 = F_4 = 3,18t$.

Tableau donnant les résultats pour les différents niveaux:

Niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	βh
IV	0	1,52	1,52	0	0,97	0,53
III	3,18	3,98	3,98	3,18	2,328	4,552
II	4,87	6,1	6,1	4,87	4,134	6,746
I	5,91	7,39	7,39	5,91	6,552	8,328

Calcul des moments en tête et base de poteau:

niveau (IV): tête $\{ M_{i2} = M_{i3} = F_3 \alpha h = 1,52 \cdot 0,97 = 1,47 \text{ t.m}$

base $\{ M_{s2} = M_{s3} = F_3 \beta h = 1,52 \cdot 0,53 = 0,81 \text{ t.m}$

niveau (III): tête $\begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 3,18 \cdot 2,328 = 7,40 \text{ t.m} \\ M_{i3} = M_{i2} = F_2 \alpha h = 3,98 \cdot 2,328 = 9,26 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 3,18 \cdot 4,552 = 14,48 \text{ t.m} \\ M_{s3} = M_{s2} = F_2 \beta h = 3,98 \cdot 4,552 = 18,12 \text{ t.m} \end{cases}$

niveau (II) :

$$\text{tête} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 4,87 \cdot 2,134 = 10,39 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 6,10 \cdot 2,134 = 13,02 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{base} \begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 4,87 \cdot 1,746 = 8,50 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 6,1 \cdot 1,746 = 10,65 \text{ t.m} \end{cases}$$

niveau (I) :

$$M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 5,91 \cdot 1,552 = 9,2 \text{ t.m}$$

$$M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 7,39 \cdot 1,552 = 11,47 \text{ t.m}$$

$$M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 5,91 \cdot 2,328 = 13,76 \text{ t.m}$$

$$M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 7,39 \cdot 2,328 = 17,20 \text{ t.m}$$

Calcul des moments dans les poutres

Nœud	I_g (cm)	I_d (cm)	I_g	I_d	K_g	K_d
1	-	660	-	45000	-	0,15
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	-	45000	-	0,5	-

Moments dans les poutres

Niveau	Nœud	M_g (t.m)	M_d (t.m)	M_i (t.m)	M_s (t.m)
IV	2	-	1,47	1,47	-
	3	1,47	-	1,47	-
III	1	-	7,40	7,40	-
	2	5,04	5,04	9,26	0,81
	3	5,04	5,04	9,26	0,81
	4	7,40	-	7,40	-
II	1	-	15,33	10,39	4,94
	2	9,6	9,6	13,02	6,18
	3	9,6	9,6	13,02	6,18
	4	15,33	-	10,39	4,94
I	1	-	17,70	9,2	8,5
	2	11,06	11,06	11,47	10,6
	3	11,06	11,06	11,47	10,6
	4	17,70	-	9,2	8,5

Efforts tranchants et moments en travee

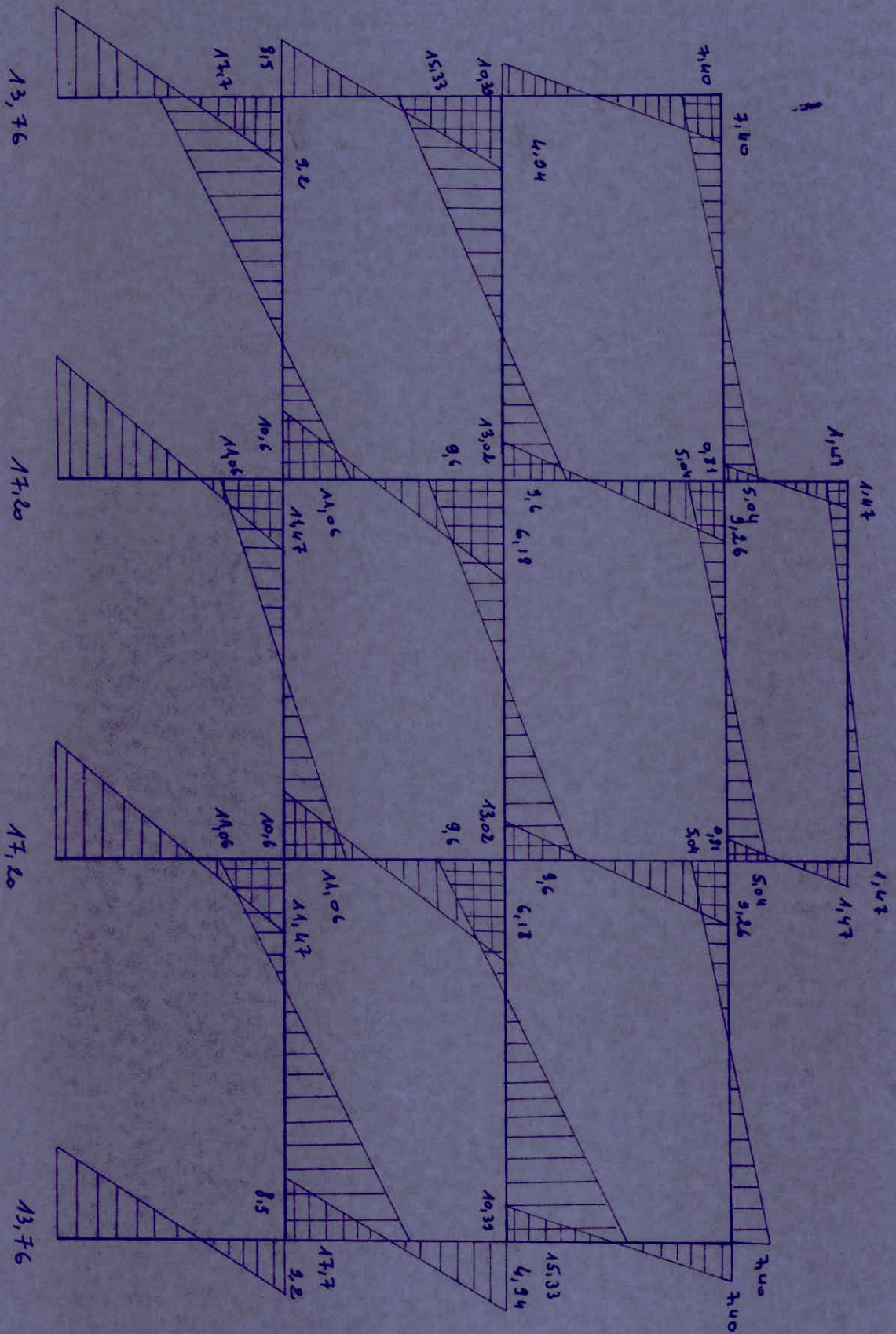
Niveau	travee	l (m)	M_u (t.m)	M_g (t.m)	$T(t)$	M_t (t.m)
IV	2-3	6,6	1,47	1,47	-0,45	0
	1-2	6,6	7,40	5,04	-1,88	1,88
III	2-3	6,6	5,04	5,04	1,53	0
	3-4	6,6	5,04	7,40	-1,88	1,88
	1-2	6,6	15,33	9,6	-3,77	2,86
II	2-3	6,6	9,6	9,6	-2,91	0
	3-4	6,6	9,6	15,33	-3,77	-2,16
	1-2	6,6	17,7	11,06	-4,36	3,32
I	2-3	6,6	11,06	11,06	-3,35	0
	3-4	6,6	11,06	17,70	-4,36	-3,32
	1-2	6,6	17,7	11,06	-4,36	3,32

Sous \vec{S}_{IH} : $T_e = - \frac{M_w + M_r}{l}$

$$M_t = \frac{M_w - M_r}{l}$$

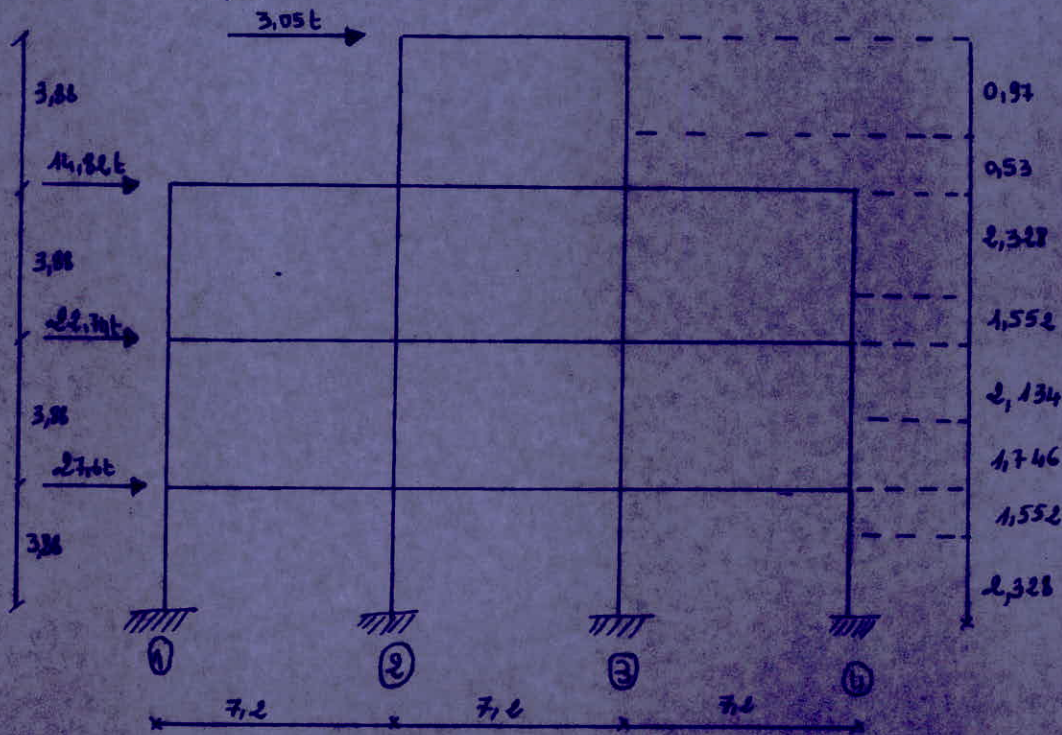
Sous \vec{S}_{IH} , les valeurs de T et M_t ne changent pas mais seulement il y a un changement de signe.

DIAGRAMME DU PORTIQUE E-F



Portique transversal intermédiaire (G-G)

Schema - Statique



Calcul des F_i :

Niveau (IV) : $F_2 = F_3 = \frac{0,8IF}{0,8I+0,8I} = \frac{F}{2} = \frac{3,05}{2} = 1,5276$

Niveau (III) : $F_1 = F_4 = 3,29t$, $F_2 = F_3 = 4,12t$

Tableau donnant les résultats pour les différents niveaux :

NIVEAU	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	βh
IV	0	1,52	1,52	0	0,97	0,53
III	3,29	4,12	4,12	3,29	2,328	1,552
II	5,05	6,32	6,32	5,05	2,134	1,746
I	6,13	7,67	7,67	6,13	1,552	2,328

Calcul des moments en tête et base de poteau :

Niveau (IV) : tête $\left\{ \begin{aligned} M_{i2} &= M_{i3} = F_3 \alpha h = 1,52 \cdot 0,97 = 1,476 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

base $\left\{ \begin{aligned} M_{s2} &= M_{s3} = F_3 \beta h = 1,52 \cdot 0,53 = 0,814 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

Niveau (III) : tête $\left\{ \begin{aligned} M_{i1} &= M_{i4} = F_1 \alpha h = 3,29 \cdot 2,328 = 7,666 \text{ t.m} \\ M_{i2} &= M_{i3} = F_2 \alpha h = 4,12 \cdot 2,328 = 9,606 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

base $\left\{ \begin{aligned} M_{s1} &= M_{s4} = F_1 \beta h = 3,29 \cdot 1,552 = 5,116 \text{ t.m} \\ M_{s2} &= M_{s3} = F_2 \beta h = 4,12 \cdot 1,552 = 6,396 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$

niveau (II):

$$\begin{cases} \text{tête} \\ \text{base} \end{cases} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 5,05 \cdot 2,134 = 10,77 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 6,32 \cdot 2,134 = 13,48 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 5,05 \cdot 1,746 = 8,82 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 6,32 \cdot 1,746 = 11,03 \text{ t.m} \end{cases}$$

niveau (I):

$$\begin{cases} \text{tête} \\ \text{base} \end{cases} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 6,13 \cdot 1,552 = 9,51 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 7,67 \cdot 1,552 = 11,90 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 6,13 \cdot 2,328 = 14,27 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 7,67 \cdot 2,328 = 17,85 \text{ t.m} \end{cases}$$

Moments dans les poutres

Niveau	lg (cm)	l'd (cm)	I _g	I _d	K _g	K _d
1	-	660	-	45000	-	0,5
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	-	45000	-	0,5	0,5

Moments dans les poutres

Niveau	Nœud	M _g	M _d	M _i	M _s
IV	2	-	1,47	1,47	-
	3	1,47	-	1,47	-
III	1	-	7,66	7,66	-
	2	5,2	5,2	9,66	0,81
	3	5,2	5,2	9,66	0,81
	4	7,66	-	7,66	-
II	1	-	15,88	10,77	5,11
	2	9,93	9,93	13,48	6,32
	3	9,93	9,93	13,48	6,32
	4	15,88	-	10,77	5,11
I	1	-	18,33	9,51	8,82
	2	11,46	11,46	11,9	11,03
	3	11,46	11,46	11,9	11,03
	4	18,33	-	9,51	8,82

Efforts tranchants et moments entrées

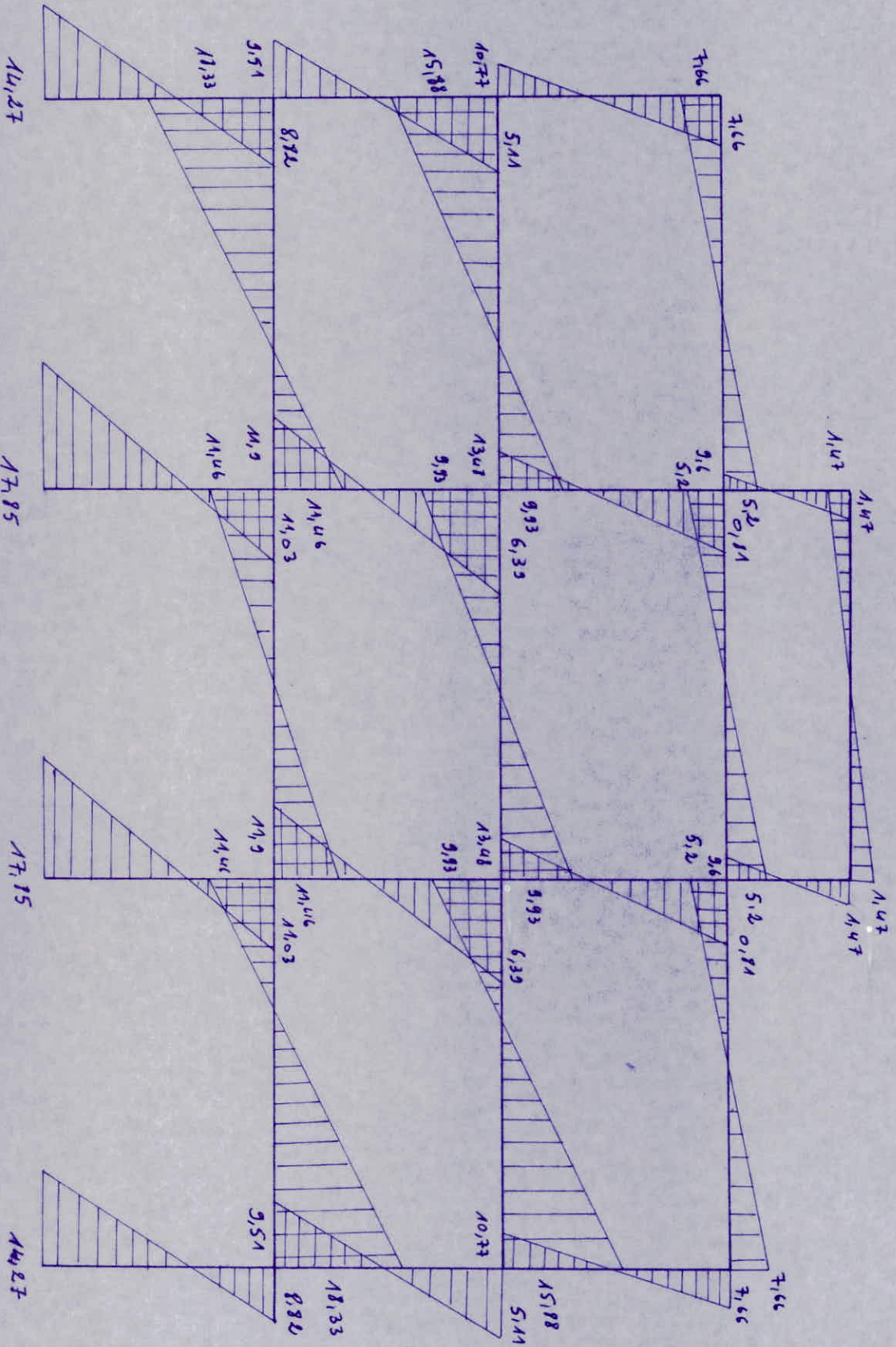
Niveau	travée	M _u (t.m)	M _d (t.m)	T (t)	M _t (t.m)	l (m)
IV	2-3	1,47	1,47	-0,44	0	6,6
	1-2	7,66	5,20	-1,95	1,23	6,6
III	2-3	5,20	5,20	-1,57	0	6,6
	3-4	5,20	7,66	1,95	-1,23	6,6
II	1-2	15,88	9,93	-3,91	2,94	6,6
	2-3	9,93	9,93	-3,00	0	6,6
	3-4	9,93	15,88	-3,91	-2,94	6,6
I	1-2	18,33	11,46	-4,51	3,43	6,6
	2-3	11,46	11,46	-3,47	0	6,6
	3-4	11,46	18,33	-4,51	-3,43	6,6

Sous \vec{S}_{IH} : $T_e = - \frac{M_u + M_d}{l}$

$M_t = \frac{M_u - M_d}{l}$

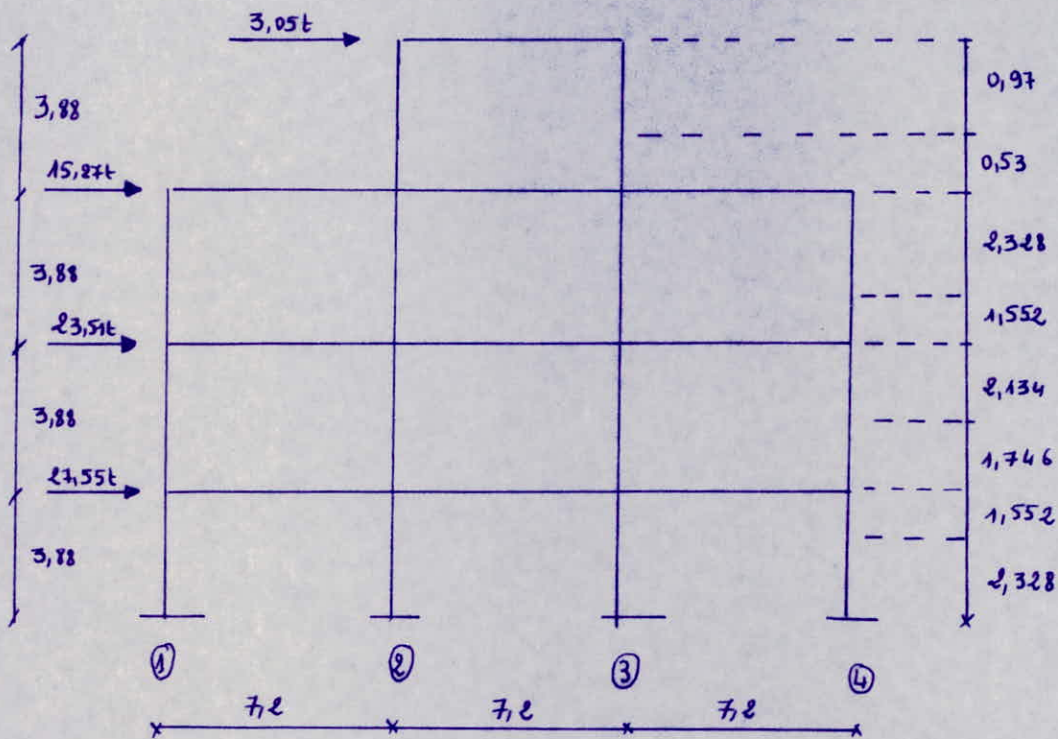
Sous \vec{S}'_{IH} , les valeurs de T et M_t ne changent pas mais seulement il ya inversion de signe.

DIAGRAMME de Portique transversal (G-G)



Portique transversal intermédiaire (H-H)

Schema statique :



Calcul des F_i :

$$I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

niveau (IV) : $F_2 = F_3 = \frac{F}{2} = 1,52 \text{ t}$

Tableau donnant les résultats pour les différents niveaux :

Niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	βh
IV	0	1,52	1,52	0	0,97	0,53
III	3,39	4,24	4,24	3,39	2,328	1,552
II	5,22	6,53	6,53	5,22	2,134	1,746
I	6,12	7,65	7,65	6,12	1,552	2,328

Calcul des moments en tête et base de poteau :

niveau (IV) :

$$\begin{aligned} \text{tête} \{ M_{i2} = M_{i3} &= F_3 \alpha h = 1,52 \cdot 0,97 = 1,47 \text{ t.m} \\ \text{base} \{ M_{s2} = M_{s3} &= F_2 \beta h = 1,52 \cdot 0,53 = 0,80 \text{ t.m} \end{aligned}$$

niveau (III) :

$$\begin{aligned} \text{tête} \{ M_{i1} = M_{i4} &= F_1 \alpha h = 3,39 \cdot 2,328 = 7,89 \text{ t.m} \\ &M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 4,24 \cdot 2,328 = 9,87 \text{ t.m} \\ \text{base} \{ M_{s1} = M_{s4} &= F_1 \beta h = 3,39 \cdot 1,552 = 5,26 \text{ t.m} \\ &M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 4,24 \cdot 1,552 = 6,58 \text{ t.m} \end{aligned}$$

niveau (II)

$$\text{tête} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 5,22 \cdot 2,134 = 11,14 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 6,53 \cdot 2,134 = 13,93 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{base} \begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 B h = 5,22 \cdot 1,746 = 9,11 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 B h = 6,53 \cdot 1,746 = 11,40 \text{ t.m} \end{cases}$$

niveau (I):

$$\text{tête} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 6,12 \cdot 1,552 = 9,50 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 7,65 \cdot 1,552 = 11,87 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{base} \begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 B h = 6,12 \cdot 2,328 = 14,25 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 B h = 7,65 \cdot 2,328 = 17,81 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les moments dans les poutres

Node	lg (cm)	ld (cm)	Ig	Id	Kg	Kd
1	-	660	-	45000	-	0,5
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	-	45000	-	0,5	-

Les moments dans les poutres

Efforts tranchants et moments en travée

Niveau	Node	Mg	Md	Mi	Ms
IV	2	-	1,47	1,47	-
	3	1,47	-	1,47	-
III	1	-	7,89	7,89	-
	2	5,33	5,33	9,87	0,8
	3	5,33	5,33	9,87	0,8
	4	7,89	-	7,89	-
II	1	-	16,4	11,14	5,26
	2	10,25	10,25	13,93	6,58
	3	10,25	10,25	13,93	6,58
	4	16,4	-	11,14	5,26
I	1	-	18,61	9,5	9,11
	2	11,63	11,63	11,87	11,4
	3	11,63	11,63	11,87	11,4
	4	18,61	-	9,5	9,11

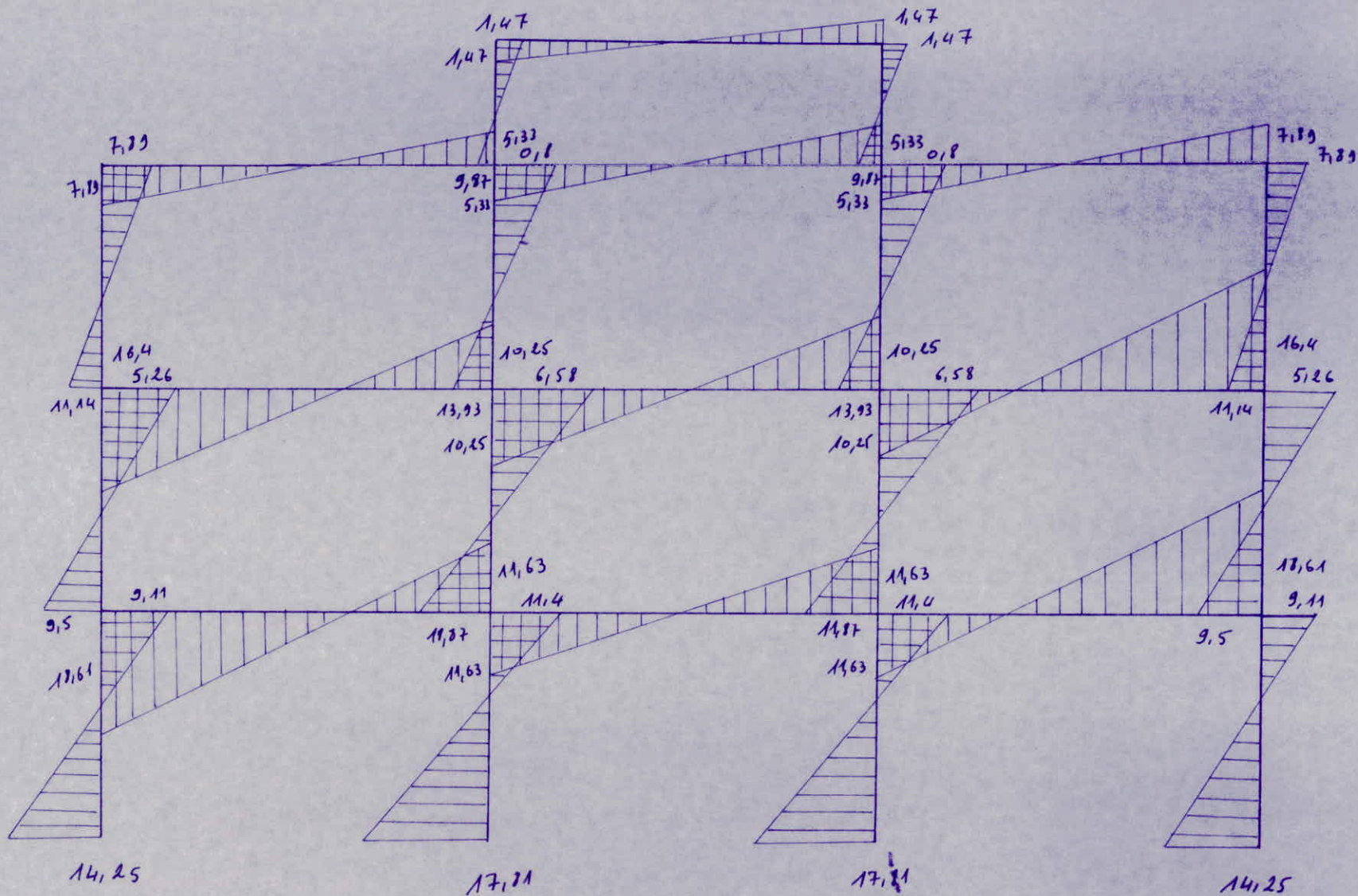
Niveau	trava	l (m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	T (t)	Me (t.m)
IV	2-3	6,6	1,47	1,47	-0,44	0
III	1-2	6,6	7,89	5,33	-2,00	1,28
	2-3	6,6	5,33	5,33	-1,61	0
	3-4	6,6	5,33	7,89	-2,00	-1,28
II	1-2	6,6	16,4	10,25	-4,04	3,01
	2-3	6,6	10,25	10,25	-3,11	0
	3-4	6,6	10,25	16,4	-4,04	-3,01
I	1-2	6,6	18,61	11,63	-4,58	3,43
	2-3	6,6	11,63	11,63	-3,52	0
	3-4	6,6	11,63	18,61	-4,58	-3,43

Sous \vec{S}_{IH} : $T_e = - \frac{Mw + Me}{l}$

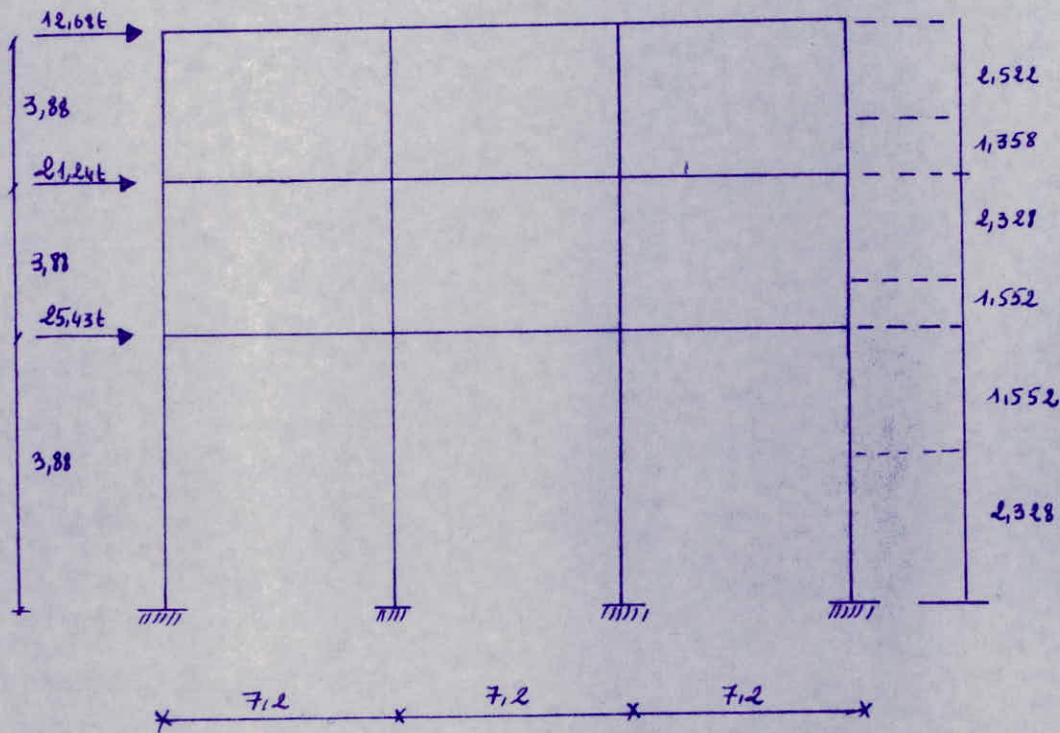
$$M_e = \frac{Mw - Me}{2}$$

Sous \vec{S}_{IH} les valeurs de T et Me ne changent pas mais il ya seulement invasement de signe.

DIAGRAMME du PORTIQUE transversal (H-H)



Schema statique :



Calcul des F_i : $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = 72 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

niveau (III): $F_1 = F_4 = \frac{0,8 F}{3,6} = 2,82 \text{ t}$, $F_2 = F_3 = \frac{F}{3,6} = 3,52 \text{ t}$

tableau donnant les résultats pour les différents niveaux

niveau	$F_1(t)$	$F_2(t)$	$F_3(t)$	$F_4(t)$	αh	βh
III	2,82	3,52	3,52	2,82	2,522	1,358
II	4,72	5,9	5,9	4,72	2,328	1,552
I	5,65	7,1	7,1	5,65	1,552	2,328

Calcul des moments en tête et base de poteau :

niveau (III) :

tête $\begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h = 2,82 \cdot 2,522 = 7,116 \text{ t.m} \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h = 3,52 \cdot 2,522 = 8,876 \text{ t.m} \end{cases}$

base $\begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 \beta h = 2,82 \cdot 1,358 = 3,836 \text{ t.m} \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 \beta h = 3,52 \cdot 1,358 = 4,78 \text{ t.m} \end{cases}$

niveau (II)

$$\text{tête} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h \end{cases}$$

$$\text{base} \begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 B h \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 B h \end{cases}$$

niveau (I)

$$\text{tête} \begin{cases} M_{i1} = M_{i4} = F_1 \alpha h \\ M_{i2} = M_{i3} = F_2 \alpha h \end{cases}$$

$$\text{base} \begin{cases} M_{s1} = M_{s4} = F_1 B h \\ M_{s2} = M_{s3} = F_2 B h \end{cases}$$

Calcul des moments dans les poutres

Noeud	lg (cm)	ld (cm)	Ig	Id	Kg	Kd
1	-	660	✓	45000	-	0,5
2	660	660	45000	45000	0,5	0,5
3	660	660	45000	45000	0,5	0,5
4	660	-	45000	-	0,5	✓

Moments dans les poutres

Niveau	noeud	Mg (t.m)	Ma (t.m)	Mc (t.m)	Ms (t.m)
III	1	-	7,11	7,11	-
	2	4,44	4,44	8,87	-
	3	4,44	4,44	8,87	-
	4	7,11	-	7,11	-
II	1	-	14,81	10,91	3,83
	2	9,25	9,25	13,73	4,78
	3	9,25	9,25	13,73	4,78
	4	14,81	-	10,91	3,83
I	1	✓	16,10	8,77	7,32
	2	10,10	10,10	11,03	9,16
	3	10,10	10,10	11,03	9,16
	4	16,10	-	8,77	7,32

efforts tranchants et moments en travée

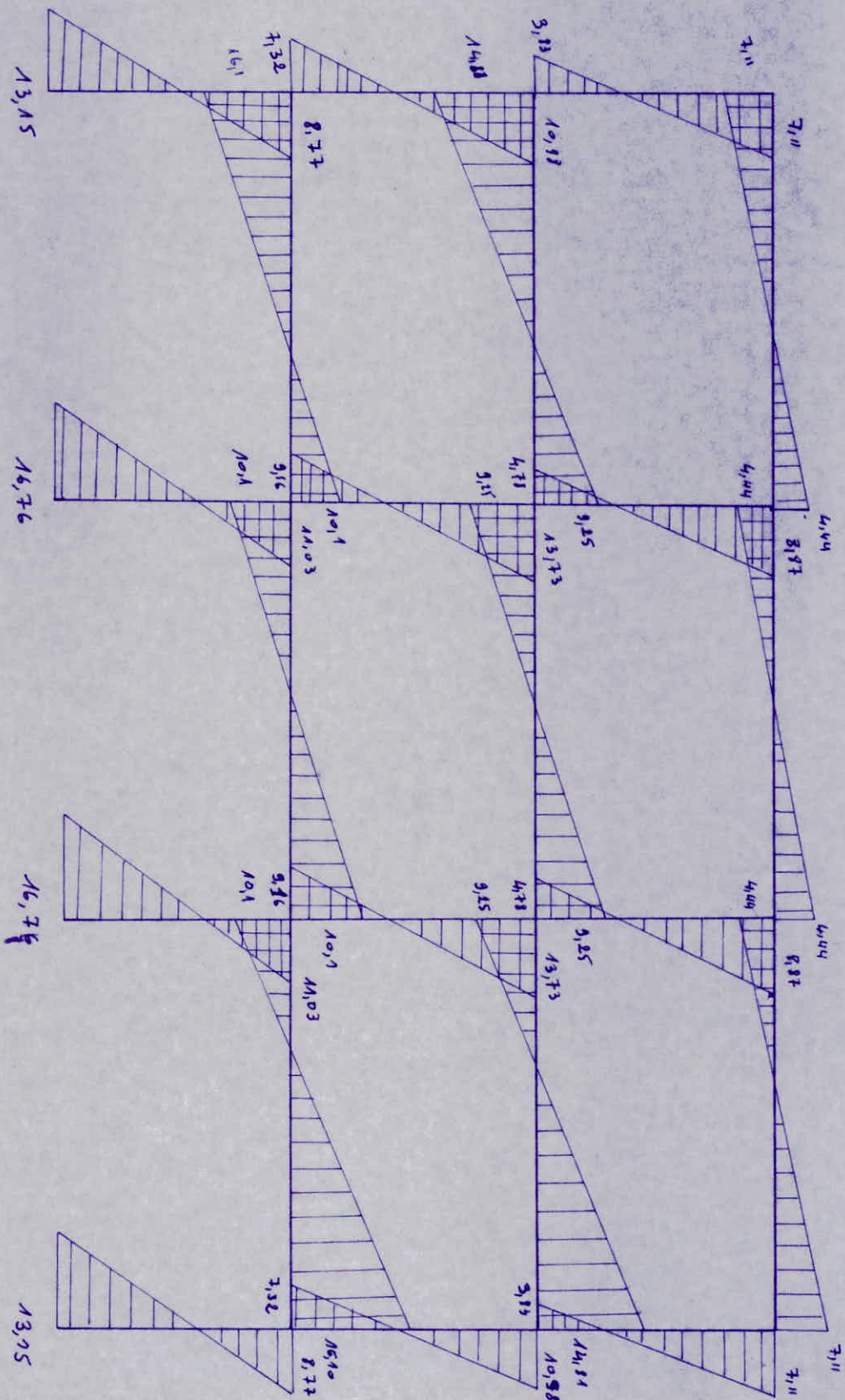
Niveau	travée	Mw	Mc	T	Me	l (m)
III	1-2	7,11	4,44	-1,75	1,34	6,6
	2-3	4,44	4,44	-1,34	0	6,6
	3-4	4,44	7,11	-1,75	-1,34	6,6
II	1-2	14,81	9,25	-3,64	2,78	6,6
	2-3	9,25	9,25	-2,80	0	6,6
	3-4	9,25	14,81	-3,64	-2,78	6,6
I	1-2	16,10	10,10	-3,97	3	6,6
	2-3	10,10	10,10	-3,10	0	6,6
	3-4	10,10	16,10	-3,97	-3	6,6

Sous \vec{S}_{IH} les valeurs de T et Me ne change pas mais seulement il ya inversement de signe

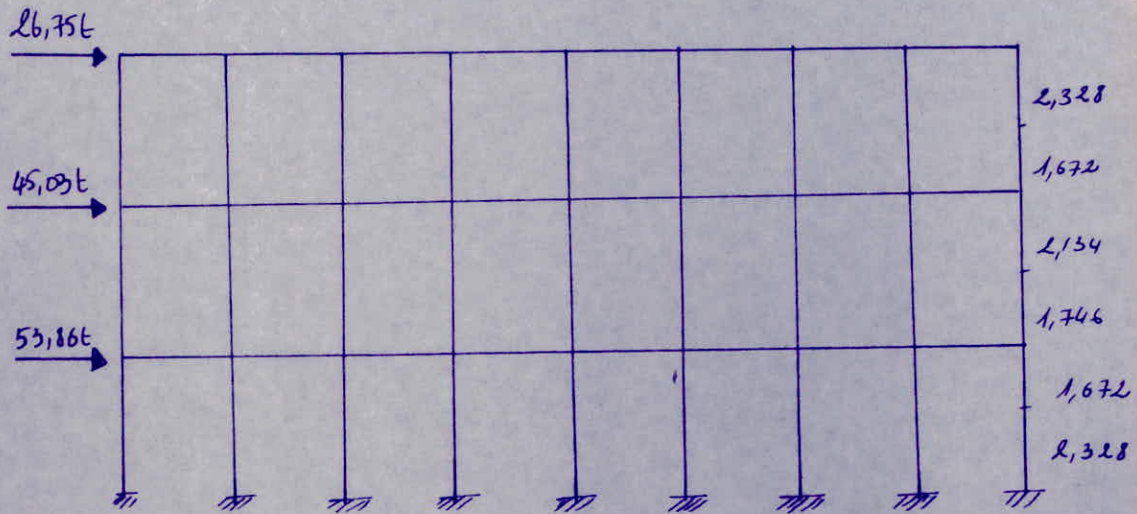
Sous \vec{S}_{IH} : $T_e = - \frac{M_w + M_c}{l}$

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

Diagramme des Portiques transversal (I-I)



Portique longitudinal de rive (1-1)



Détermination des forces pour chaque niveau:

$$I_A = I_B = \dots = I_I = 32 \cdot 10^4 \text{ m}^4$$

Niveau (III): $F_A = F_I = 2,49 \text{ t}$, $F_B = F_2 = F_0 = \dots = F_8 = 3,11 \text{ t}$

Niveau	F_A	F_B	F_C	F_D	F_E	F_F	F_G	F_H	F_I	$2h$	h
III	2,49	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	3,11	2,49	2,522	1,358
II	4,18	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	5,24	4,18	2,328	1,552
I	5,01	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	6,26	5,01	1,552	2,328

Moments à la base et tête de poteaux

Niveau (III)

$$\text{tête} \begin{cases} M_{iA} = M_{iI} = F_A \cdot 2h = 2,49 \cdot 2,522 = 6,28 \text{ t.m} \\ M_{iB} = \dots = M_{iH} = F_B \cdot 2h = 3,11 \cdot 2,522 = 7,84 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{base} \begin{cases} M_{SA} = M_{SI} = F_A \cdot h = 2,49 \cdot 1,358 = 3,38 \text{ t.m} \\ M_{SB} = \dots = M_{SH} = F_B \cdot h = 3,11 \cdot 1,358 = 4,22 \text{ t.m} \end{cases}$$

Niveau (II):

$$M_{iA} = M_{iI} = F_A \cdot 2h = 4,18 \cdot 2,328 = 9,73 \text{ t.m}$$

$$M_{iB} = M_{iC} = F_B \cdot 2h = 5,24 \cdot 2,328 = 12,2 \text{ t.m}$$

$$M_{SA} = M_{SI} = F_A \cdot h = 4,18 \cdot 1,552 = 6,48 \text{ t.m}$$

$$M_{SB} = M_{SC} = F_B \cdot h = 5,24 \cdot 1,552 = 8,13 \text{ t.m}$$

NIVEAU (2): tête $\left\{ \begin{aligned} M_{c'A} = M_{c'I} = F_{AA}h = 5,01 \cdot 1,552 = 7,771 \text{ m} \\ M_{c'B} = M_{c'c} = F_{cA}h = 6,26 \cdot 1,552 = 9,711 \text{ m} \end{aligned} \right.$

base $\left\{ \begin{aligned} M_{SA} = M_{SI} = F_{Ag}h = 5,01 \cdot 2,328 = 11,661 \text{ m} \\ M_{SB} = M_{SC} = F_{cB}h = 6,26 \cdot 2,328 = 14,571 \text{ m} \end{aligned} \right.$

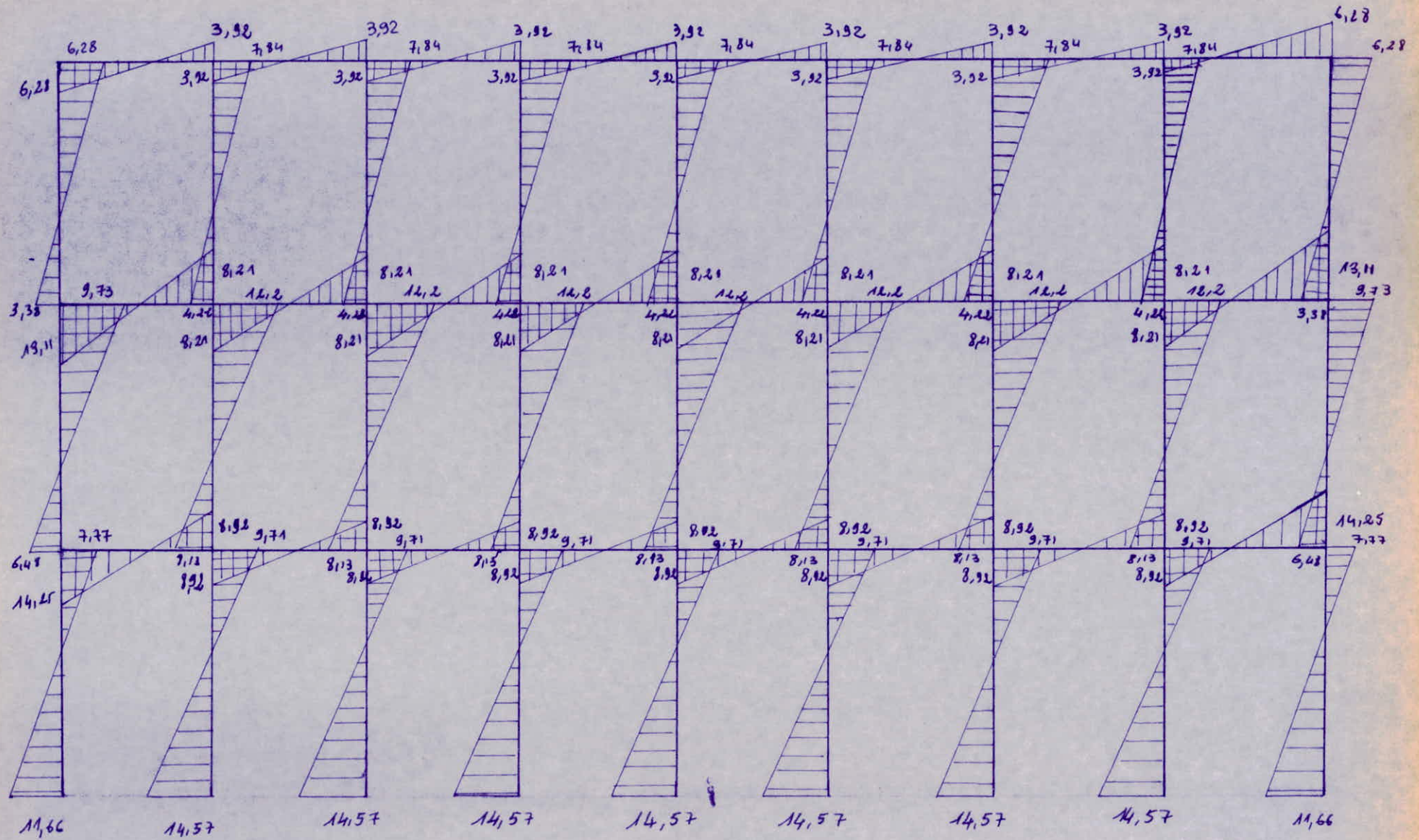
Moments dans les poutres

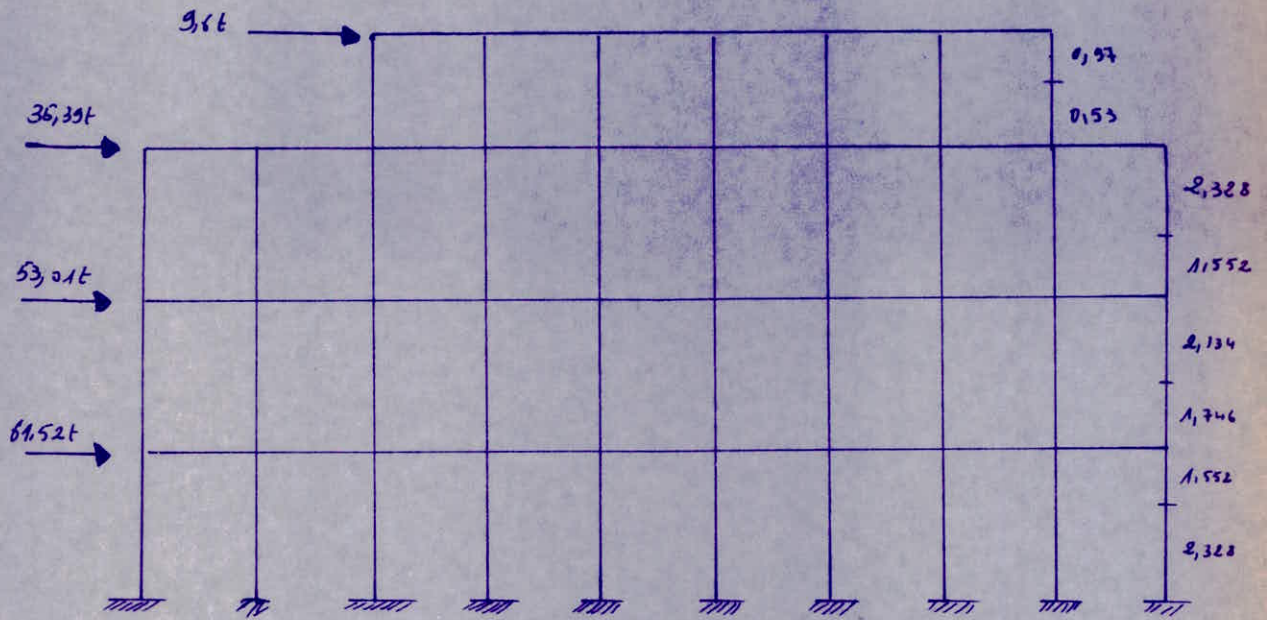
Efforts tranchants et moments en travée'

Niveau	Noeud	Mg (t.m)	Md (t.m)	Mi (t.m)	Ms (t.m)
III	A	—	6,28	6,28	—
	B	3,92	3,92	7,84	—
	C	"	"	"	—
	D	"	"	"	—
	E	"	"	"	—
	F	"	"	"	—
	G	"	"	"	—
	H	"	"	"	—
	I	6,28	—	6,28	—
II	A	—	13,11	9,73	3,38
	B	8,21	8,21	12,2	4,22
	C	"	"	"	"
	D	"	"	"	"
	E	"	"	"	"
	F	"	"	"	"
	G	"	"	"	"
	H	"	"	"	"
	I	13,1	—	9,73	3,38
I	A	—	14,25	7,77	6,48
	B	8,92	8,92	9,71	8,13
	C	"	"	"	"
	D	"	"	"	"
	E	"	"	"	"
	F	"	"	"	"
	G	"	"	"	"
	H	"	"	"	"
	I	14,25	—	7,77	6,48

Niveau	Travée	l (m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	T (t)	Me (t.m)
III	A-B	3,2	6,28	3,92	-3,18	1,18
	B-C	3,2	3,92	"	-2,45	0
	C-D	3,2	3,92	"	"	"
	D-E	3,2	3,92	"	"	"
	E-F	3,2	3,92	"	"	"
	F-G	3,2	3,92	"	"	"
	G-H	3,2	3,92	"	"	"
	H-I	3,2	3,92	6,28	-3,18	-1,18
	II	A-B	3,2	13,11	8,21	-6,66
B-C		3,2	8,21	"	-5,13	0
C-D		3,2	8,21	"	"	"
D-E		3,2	8,21	"	"	"
E-F		3,2	8,21	"	"	"
F-G		3,2	8,21	"	"	"
G-H		3,2	8,21	"	"	"
H-I		3,2	8,21	13,11	-6,66	-2,45
I		A-B	3,2	14,25	8,92	-7,24
	B-C	3,2	8,92	"	-5,57	0
	C-D	3,2	8,92	"	"	"
	D-E	3,2	8,92	"	"	"
	E-F	3,2	8,92	"	"	"
	F-G	3,2	8,92	"	"	"
	G-H	3,2	8,92	"	"	"
	H-I	3,2	8,92	14,25	-7,24	-2,66

DIAGRAMME DU PORTIQUE 1-1





Determination des Forces:

$$I_A = I_B = \dots = 32 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Niveau IV : $F_C = F_H = \frac{0,8F}{56} = 1,376$

$F_D = F_E = \dots = F_G = 1,716$

Niveau	FA	FB	FC	FD	FE	FG	FH	FI	αh	βh
IV	0	0	1,37	1,71	1,71	1,71	1,37	0	0,97	0,53
III	3,29	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	4,12	3,29	2,328	1,552
II	4,93	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	4,93	2,134	1,746
I	5,12	7,15	7,15	7,15	7,15	7,15	7,15	5,12	1,552	2,328

Niveau IV: en tête : $\begin{cases} M_{iC} = M_{iH} = F_C \alpha h = 1,37 \cdot 0,97 = 1,33 \text{ t.m} \\ M_{iD} = \dots = M_{iG} = F_D \alpha h = 1,71 \cdot 0,97 = 1,66 \text{ t.m} \end{cases}$

base : $\begin{cases} M_{cS} = M_{hS} = F_C \beta h = 1,37 \cdot 0,53 = 0,73 \text{ t.m} \\ M_{cB} = \dots = M_{hB} = F_D \beta h = 1,71 \cdot 0,53 = 0,91 \text{ t.m} \end{cases}$

Niveau III: tête $\begin{cases} M_{iA} = M_{iI} = F_A \alpha h = 3,29 \cdot 2,328 = 7,66 \text{ t.m} \\ M_{iB} = \dots = M_{iH} = F_B \alpha h = 4,12 \cdot 2,328 = 9,66 \text{ t.m} \end{cases}$

base : $\begin{cases} M_{AS} = M_{IS} = F_A \beta h = 3,29 \cdot 1,552 = 5,11 \text{ t.m} \\ M_{BS} = \dots = M_{HS} = F_B \beta h = 4,12 \cdot 1,552 = 6,40 \text{ t.m} \end{cases}$

Niveau II: tête $\begin{cases} M_{iA} = M_{iI} = F_A \alpha h = 4,93 \cdot 2,134 = 10,52 \text{ t.m} \\ M_{iB} = \dots = M_{iH} = F_B \alpha h = 6,16 \cdot 2,134 = 13,15 \text{ t.m} \end{cases}$

Niveau I: base $\begin{cases} M_{SA} = M_{SI} = F_A \beta h = 4,93 \cdot 1,746 = 8,61 \text{ t.m} \\ M_{SB} = \dots = M_{SH} = F_B \beta h = 6,16 \cdot 1,746 = 10,75 \text{ t.m} \end{cases}$

Niveau (I) : tête $\begin{cases} M_{iA} = M_{iE} = 8,87 \text{ t.m} \\ M_{iB} = \dots = M_{iH} = 11,1 \text{ t.m} \end{cases}$

Moments dans les poutres

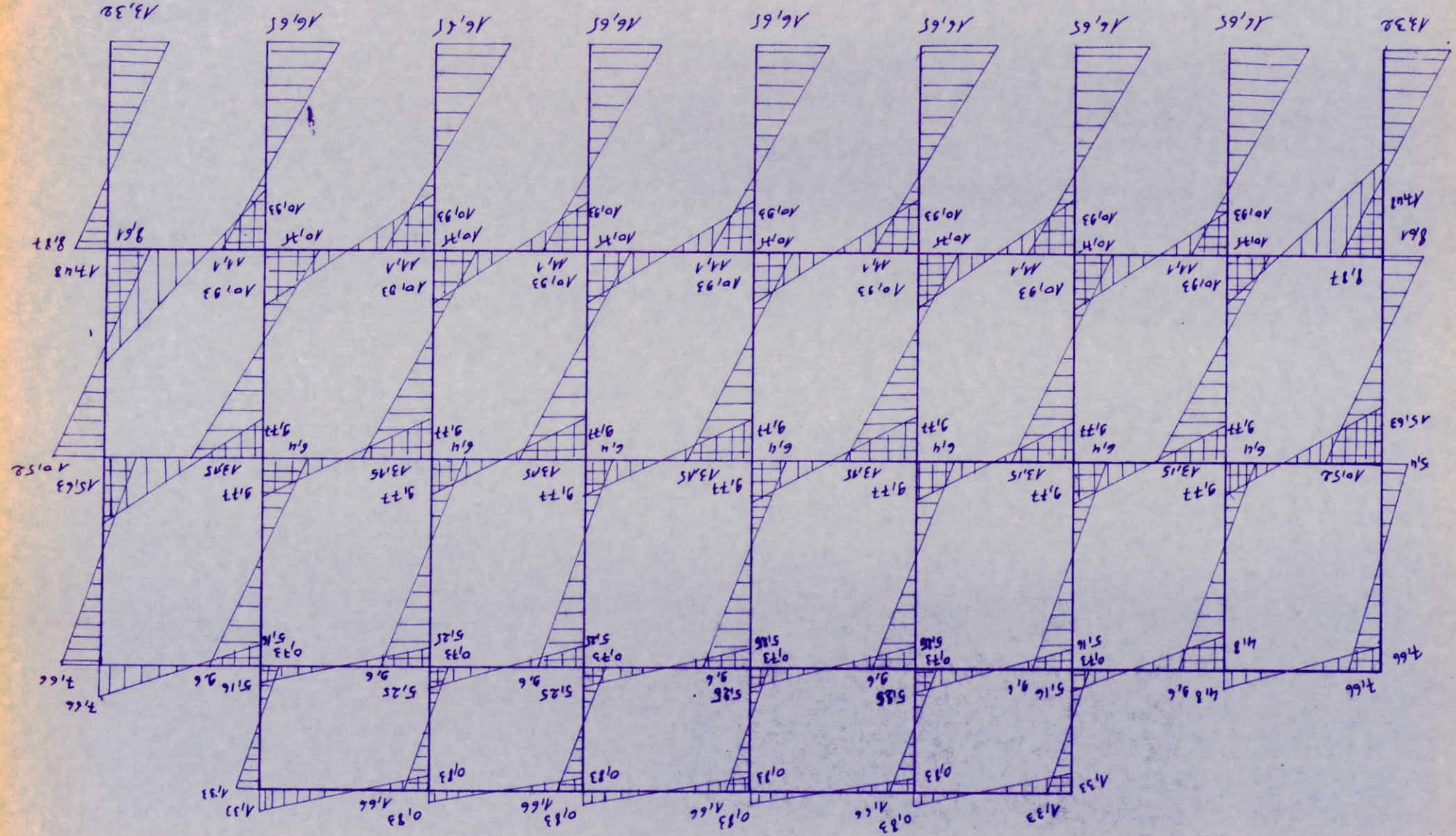
base $\begin{cases} M_{sA} = M_{sI} = 13,22 \text{ t} \\ M_{sB} = M_{sH} = 16,67 \text{ t} \end{cases}$

Efforts tranchants et moments en travée

Niveau	Noeud	Mg	Md	Mi	Ms
IV	C	—	1,33	1,33	—
	D	0,83	0,83	1,66	—
	E	"	"	"	—
	F	"	"	"	—
	G	"	"	"	—
	H	1,33	—	1,33	—
III	A	—	7,66	7,66	—
	B	4,8	4,8	9,6	—
	C	5,16	5,85	"	0,73
	D	5,25	"	"	0,91
	E	"	"	"	"
	F	"	"	"	"
	G	"	"	"	"
	H	5,16	5,16	"	0,73
	I	7,66	—	7,66	—
II	A	—	15,63	10,52	5,11
	B	9,77	9,77	13,15	6,4
	C	"	"	"	"
	D	"	"	"	"
	E	"	"	"	"
	F	"	"	"	"
	G	"	"	"	"
	H	"	"	"	"
	I	15,63	—	10,52	5,11
I	A	—	17,48	8,87	8,61
	B	10,93	10,93	11,1	10,75
	C	"	"	"	"
	D	"	"	"	"
	E	"	"	"	"
	F	"	"	"	"
	G	"	"	"	"
	H	"	"	"	"
	I	17,48	—	8,87	8,61

Niveau	Travée	l(m)	Mw	Me	T	Me
IV	C-D	3,2	1,33	0,83	-0,67	0,25
	D-E	"	0,83	0,83	-0,52	0
	E-F	"	"	"	"	"
	F-G	"	"	"	"	"
	G-H	"	"	1,33	-0,67	-0,25
	III	A-B	"	7,66	4,8	-4
B-C		"	4,8	5,16	-3,"	-0,18
C-D		"	5,16	5,25	-3,25	-0,045
D-E		"	5,25	"	"	0
E-F		"	"	"	"	0
F-G		"	"	"	"	0
G-H		"	"	5,16	"	0,045
H-I		"	5,16	7,66	-4	-1,25
II		A-B	"	15,63	9,77	-7,94
	B-C	"	9,77	"	-6,11	0
	C-D	"	"	"	"	"
	D-E	"	"	"	"	"
	E-F	"	"	"	"	"
	F-G	"	"	"	"	"
	G-H	"	"	"	"	"
	H-I	"	"	15,63	-7,94	-2,93
	I	A-B	"	17,48	10,93	-8,87
B-C		"	10,93	"	-6,83	0
C-D		"	"	"	"	"
D-E		"	"	"	"	"
E-F		"	"	"	"	"
F-G		"	"	"	"	"
G-H		"	"	"	"	"
H-I		"	"	17,48	-8,87	-3,27

DIAGRAMME Du Portique longitudinal (2-2)



Etude des Portiques sous les charges Verticales.

Les dalles portant dans les deux sens et solidaires des poutres sur lesquelles elles s'appuient, nous faisons usage de la méthode de M^e Caquot exposée à l'annexe (A) du C. C. B. A 68 pour la détermination des efforts dans les différents éléments porteurs (Poutres - poteaux).

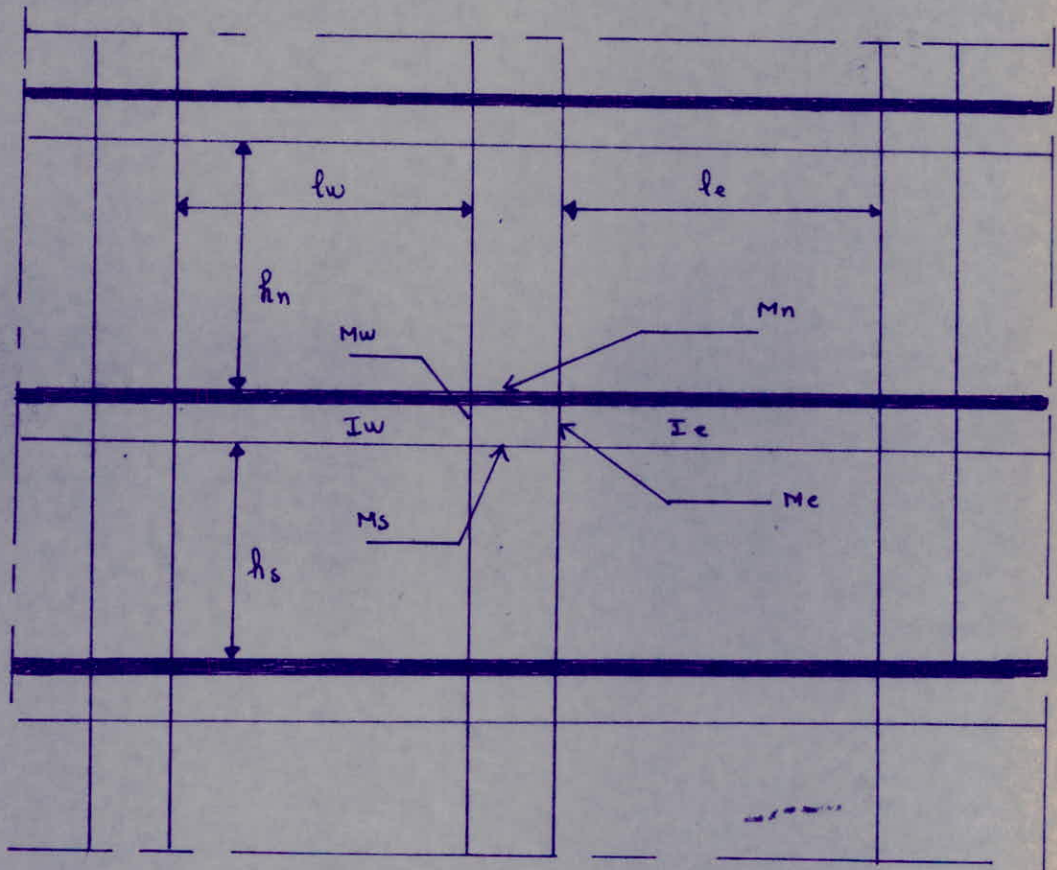
Exposé de la méthode

Cette méthode de calcul approchée tient compte de la solidarité des divers éléments, ainsi que des variations d'inertie. Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants et il n'est pas tenu compte des déplacements relatifs des plaques.

Le principe de la méthode consiste à choisir un noeud et à déterminer les moments agissants sur les éléments à gauche et à droite (Poutres) ou haut et du bas (Piliers) en fonction de l'état de charge et des caractéristiques des travées encadrant ce noeud.

Calcul des moments aux noeuds

Notations : Les notations utilisées dans les calculs figurent sur les schémas ci-dessous.



On évalue les moments de continuité dans les sections des nus de l'appui considéré comme section d'augette en tenant compte des charges des travées encadrant l'appui considéré.

- On note respectivement "w" (gauche) et "e" (droite) et de la résistance offerte par les tronçons inférieurs "s" et supérieurs "n" des poteaux aboutissant au noeud.
- On détache de chaque côté des appuis, des travées fictives désignées l' et portant en indice la travée considérée déterminée comme suit :

- Cas de travées intermédiaires $l'w = 0,8lw$
 $l'e = 0,8le$

- Cas des travées de rive avec console :

Noeud de rive : $l'w = 0,8lw$
 $l'e = 0,8le$

Noeud voisin de rive gauche : $l'w = \alpha lw$ avec $\alpha = 0,8$ si $K_s + K_n \geq 1,5 K_e$
 et $\alpha = 1 - \frac{K_s + K_n}{7,5 K_e}$ si $K_s + K_n < 1,5 K_e$

où K_s, K_n et K_e sont les caractéristiques de noeud de rive gauche.

Tronçons fictifs des poteaux : $h'_n = \begin{cases} 0,9h_n & \text{pour les noeuds de l'avant dernière planche} \\ 0,8h_n & \text{pour les autres planchers} \end{cases}$
 $h'_s = 0,8h_s$

- On détermine les inerties des éléments formant le noeud I_w, I_e, I_s, I_n

- On détermine les raideurs de ces éléments k : $k_w = \frac{I_w}{l'w}$, $k_e = \frac{I_e}{l'e}$
 $k_n = \frac{I_n}{h'_n}$, $k_s = \frac{I_s}{h'_s}$

Ayant les valeurs de k_e, k_w, k_s et k_n on calcule $D = k_e + k_w + k_n + k_s$

- On détermine les moments fictifs dans les travées fictives à partir des expressions suivantes :

$$M'_w = \frac{q_w l'w}{8,5} + l'w \sum k_w q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e l'e}{8,5} + l'e \sum k_e q_e$$

où $q(e)$: charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (respect. de droite).

$q_w(e)$: charge concentrée appliquée sur la travée de gauche (respect de droite) à la distance a_w du mur de l'appui (respect a_e).

Remarque : Dans notre cas $q_w = q_e = 0$

Des expressions des moments fictifs établis ci-dessus dérivent

$$M'_w = \frac{q_w l'w}{8,5} \quad M'_e = \frac{q_e l'e}{8,5}$$

Ayant les expressions des moments fictifs, on en déduit les moments réels aux nœuds des éléments du noeud à partir des expressions suivantes :

Noeud intermédiaire

- Au nu de l'appui de la travée - gauche : $M_w = M_e' \frac{K_w}{D} + M_w' (1 - \frac{K_w}{D})$.
- Au nu de l'appui de la travée - droite : $M_e = M_e' (1 - \frac{K_e}{D}) + M_w' \frac{K_e}{D}$
- Au nu inférieur des poutres dans le poteau inf : $M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$
- Au nu supérieur des poutres dans le poteau - supérieur $M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w')$.

Noeud de rive* Noeud de rive gauche :

Remarque : l' $w = l_w$ le moment fictif est égal au moment isostatique de la console au nu de l'appui.

$$M_w = M_w' \quad , \quad M_e = M_e' (1 - \frac{K_e}{D}) + M_w' \frac{K_e}{D}$$

$$M_s = (M_e' - M_w') \frac{K_s}{D} \quad , \quad M_n = (M_e' - M_w') \frac{K_n}{D}$$

- Noeud de rive de droite : $M_w = M_w' (1 - \frac{K_w}{D}) + M_e' \frac{K_w}{D}$
- $M_e = M_e'$
- $M_s = (M_e' - M_w') \frac{K_s}{D}$
- $M_n = (M_e' - M_w') \frac{K_n}{D}$.

Remarque : Dans le cas où le noeud de rive ne comporte pas de console on aura K_w (resp K_e) = 0 et M_w (resp M_e) = 0. Pour obtenir les valeurs des moments aux appuis, on annule M_w' (resp M_e') dans les expressions ci-dessus obtiendra aussi les valeurs des moments aux nus des appuis.

Moments dans les poteaux : (A14 C.C.B.4 68)

On admet que les points de moments nuls dans les poteaux à l'n au dessus du plancher et à l's au dessous du nu inférieur des poutres.

Efforts tranchants dans les poutres (A13 C.C.B.A)

Dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale aux poutres continues en faisant état de continuité. Les efforts tranchants aux appuis sont obtenus par les expressions suivantes

$$T_{i-1,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{l}$$

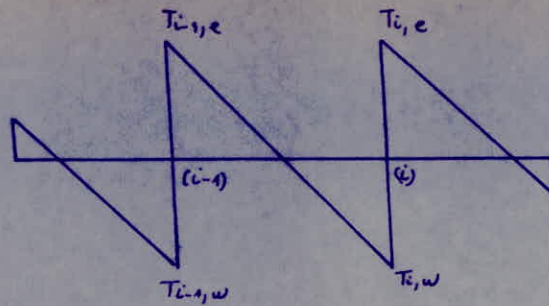
$$T_{i,e} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{i,e} - M_{i,w}}{l}$$

Efforts tranchants dans les poteaux, Efforts normaux dans les poutres (A13 C.C.B.A 68)

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux ni efforts normaux dans les poutres.

Efforts normaux dans les poteaux : Les efforts normaux dans les poteaux sont déterminés à partir des efforts tranchants dans les poutres. Les réactions développées dans l'appui (i) donnant des efforts de compression dans les poteaux.

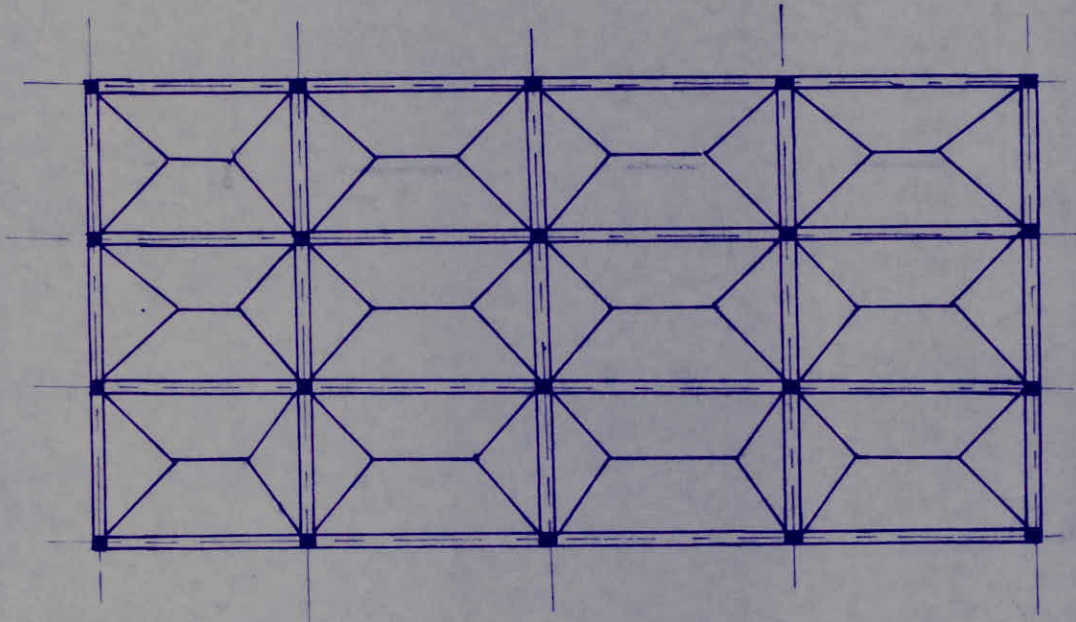
$$M_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$



Détermination des charges revenant aux poutres

La dalle reprenant les charges et surcharges les transmet aux poutres sur lesquelles elle repose. La distribution des charges verticales sur les poutres se fait à partir des lignes de rupture affectant cette dalle. Le schéma de distribution des charges verticales sur les poutres est représenté ci-dessous.

Ayant les surfaces de plancher reprises par les poutres et les charges surfaciques de plancher. On détermine les charges linéiques dans chaque travée. Les valeurs figurent dans les tableaux de calcul des moments aux nœuds.



Caractéristique géométrique du pontique trans. de rive A-A

NIVEAU	NOEUD	l_w	l_e	h_n	h_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$I_w \cdot 10^{-3}$	$I_e \cdot 10^{-3}$	$I_n \cdot 10^{-3}$	$I_s \cdot 10^{-3}$	$K_w \cdot 10^{-3}$	$K_n \cdot 10^{-3}$	$K_e \cdot 10^{-3}$	$K_s \cdot 10^{-3}$	$D \cdot 10^{-3}$
III	1	/	6,6	/	3,28	/	5,28	/	2,62	/	6,3	/	7,2	1,2	/	1,2	2,75	3,95
	2	6,6	6,6	/	3,28	5,28	5,28	/	2,62	6,3	6,3	/	7,2	1,2	/	1,2	2,75	5,15
	3	6,6	6,6	/	3,28	5,28	5,28	/	2,62	6,3	6,3	/	7,2	1,2	/	1,2	2,75	5,15
	4	6,6	/	/	3,28	5,28	/	/	2,62	6,3	/	/	7,2	/	/	/	2,75	3,95
II	1	/	6,6	3,28	3,28	/	5,28	2,95	2,62	/	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	6,4
	2	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,95	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	3	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,95	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	4	6,6	/	3,28	3,28	5,28	/	2,95	2,62	6,3	/	7,2	7,2	/	2,44	/	2,75	6,4
I	1	/	6,6	3,28	3,28	/	5,28	2,62	2,62	/	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	6,4
	2	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	3	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	4	6,6	/	3,28	3,28	5,28	/	2,62	2,62	6,3	/	7,2	7,2	/	2,44	/	2,75	6,4

Moments aux noeuds Portique A-A.

Sous SIV

NIVEAU	NOEUD	$q_w (t/m)$	$q_e (t/m)$	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
III	1	/	0,27	/	0,9	/	0,63	/	0,63
	2	0,27	0,27	0,9	0,9	0,9	0,9	/	0
	3	0,27	0,27	0,9	0,9	0,9	0,9	/	0
	4	0,27	/	0,9	/	0,63	/	/	-0,63
II	1	/	0,16	/	0,5	/	0,41	0,2	0,81
	2	0,16	0,16	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0
	3	0,16	0,16	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0
	4	0,16	/	0,5	/	0,41	/	-0,2	-0,81
I	1	/	0,08	/	0,26	/	0,21	0,11	0,11
	2	0,08	0,08	0,26	0,26	0,26	0,26	0	0
	3	0,08	0,08	0,26	0,26	0,26	0,26	0	0
	4	0,08	/	0,26	/	0,21	/	-0,11	-0,11

Sous P

NIVEAU	NOEUD	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
III	1	/	0,11	/	0,36	/	0,25	/	0,25
	2	0,11	0,11	0,36	0,36	0,36	0,36	/	0
	3	0,11	0,11	0,36	0,36	0,36	0,36	/	0
	4	0,11	/	0,36	/	0,25	/	/	-0,25
II	1	/	0,37	/	1,21	/	1	0,46	0,52
	2	0,37	0,37	1,21	1,21	1,21	1,21	0	0
	3	0,37	0,37	1,21	1,21	1,21	1,21	0	0
	4	0,37	/	1,21	/	1	/	-0,46	-0,52
I	1	/	0,55	/	1,8	/	1,46	0,69	0,77
	2	0,55	0,55	1,8	1,8	1,8	1,8	0	0
	3	0,55	0,55	1,8	1,8	1,8	1,8	0	0
	4	0,55	/	1,8	/	1,46	/	-0,69	-0,77

Sous G

NIVEAU	NOEUD	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
III	1	/	2,3	/	7,54	/	5,25	/	5,25
	2	2,3	2,3	7,54	7,54	7,54	7,54	/	0
	3	2,3	2,3	7,54	7,54	7,54	7,54	/	0
	4	2,3	/	7,54	/	5,25	/	/	-5,25
II	1	/	2,6	/	8,53	/	7	3,25	3,66
	2	2,6	2,6	8,53	8,53	8,53	8,53	0	0
	3	2,6	2,6	8,53	8,53	8,53	8,53	0	0
	4	2,6	/	8,53	/	7	/	-3,25	-3,66
I	1	/	2,6	/	8,53	/	7	3,25	3,66
	2	2,6	2,6	8,53	8,53	8,53	8,53	0	0
	3	2,6	2,6	8,53	8,53	8,53	8,53	0	0
	4	2,6	/	8,53	/	7	/	-3,25	-3,66

Moments et efforts tranchants dans les poutres A-A

98

Sous Siv

NIVEAU	POUTRE	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
III	1-2	0,27	6,6	1,47	0,63	0,9	0,932	-0,850
	2-3	0,27	6,6	1,47	0,9	0,9	0,891	-0,891
	3-4	0,27	6,6	1,47	0,9	0,63	0,850	-0,932
II	1-2	0,16	6,6	0,87	0,41	0,5	0,542	-0,514
	2-3	0,16	6,6	0,87	0,5	0,5	0,528	-0,528
	3-4	0,16	6,6	0,87	0,5	0,41	0,514	-0,542
I	1-2	0,08	6,6	0,43	0,21	0,26	0,271	-0,256
	2-3	0,08	6,6	0,43	0,26	0,26	0,264	-0,264
	3-4	0,08	6,6	0,43	0,26	0,21	0,256	-0,271

Sous P

NIVEAU	POUTRE	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
III	1-2	0,11	6,6	0,6	0,25	0,36	0,379	-0,346
	2-3	0,11	6,6	0,6	0,36	0,36	0,363	-0,363
	3-4	0,11	6,6	0,6	0,36	0,25	0,346	-0,379
II	1-2	0,37	6,6	2	1	1,21	1,253	-1,189
	2-3	0,37	6,6	2	1,21	1,21	1,221	-1,253
	3-4	0,37	6,6	2	1,21	1	1,189	-1,253
I	1-2	0,55	6,6	3	1,46	1,8	1,866	-1,763
	2-3	0,55	6,6	3	1,8	1,8	1,815	-1,815
	3-4	0,55	6,6	3	1,8	1,46	1,763	-1,866

Sous G

NIVEAU	POUTRE	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
III	1-2	2,3	6,6	12,52	5,25	7,54	7,937	-7,243
	2-3	2,3	6,6	12,52	7,54	7,54	7,59	-7,59
	3-4	2,3	6,6	12,52	7,54	5,25	7,243	-7,937
II	1-2	2,6	6,6	14,16	7	8,53	8,812	-8,348
	2-3	2,6	6,6	14,16	8,53	8,53	8,58	-8,58
	3-4	2,6	6,6	14,16	8,53	7	8,348	-8,812
I	1-2	2,6	6,6	14,16	7	8,53	8,812	-8,348
	2-3	2,6	6,6	14,16	8,53	8,53	8,58	-8,58
	3-4	2,6	6,6	14,16	8,53	7	8,348	-8,812

Moments et efforts normaux dans les poteaux A-A

Sous SIV

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _i (t)
II	1	0,63	0,2	—	0,932	0,932	—	0,932
	2	0	0	-0,850	0,891	1,741	—	1,741
	3	0	0	-0,891	0,850	1,741	—	1,741
	4	-0,63	-0,2	-0,932	—	0,932	—	0,932
I	1	0,21	0,1	—	0,542	0,542	0,932	1,474
	2	0	0	-0,514	0,528	1,042	1,741	2,783
	3	0	0	-0,528	0,514	1,042	1,741	2,783
	4	-0,21	-0,1	-0,542	—	0,542	0,932	1,474
0	1	0,11	0,11	—	0,271	0,271	1,474	1,745
	2	0	0	-0,256	0,264	0,52	2,783	3,303
	3	0	0	-0,264	0,256	0,52	2,783	3,303
	4	-0,11	-0,11	-0,271	—	0,271	1,474	1,745

Sous P

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _i (t)
II	1	0,25	0,46	—	0,379	0,379	—	0,379
	2	0	0	-0,346	0,363	0,709	—	0,709
	3	0	0	-0,346	0,346	0,709	—	0,709
	4	-0,25	-0,46	-0,379	—	0,379	—	0,379
I	1	0,52	0,69	—	1,253	1,253	0,379	1,632
	2	0	0	-1,189	1,221	2,41	0,709	3,119
	3	0	0	-1,253	1,189	2,41	0,709	3,119
	4	-0,52	-0,69	-1,253	—	1,253	0,379	1,632
0	1	0,77	0,77	—	1,866	1,866	1,632	3,498
	2	0	0	-1,763	1,815	3,578	3,119	6,697
	3	0	0	-1,815	1,763	3,578	3,119	6,697
	4	-0,77	-0,77	-1,866	—	1,866	1,632	3,498

Sous G

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _{i(F)}
II	1	5,25	3,25	7,937	7,937	7,937	/	7,937
	2	0	0	-7,243	7,59	14,833	/	14,833
	3	0	0	-7,59	7,243	14,833	/	14,833
	4	-5,25	-3,25	-7,937	/	7,937	/	7,937
I	1	3,66	3,25	/	8,812	8,812	7,937	16,749
	2	0	0	-8,348	8,58	16,928	14,833	31,761
	3	0	0	-8,58	8,348	16,928	14,833	31,761
	4	-3,66	-3,25	-8,812	/	8,812	7,937	16,749
O	1	3,66	3,66	/	8,812	8,812	16,749	25,561
	2	0	0	-8,348	8,58	16,928	31,761	48,689
	3	0	0	-8,58	8,348	16,928	31,761	48,689
	4	3,66	-3,66	-8,812		8,812	16,749	25,561

Caractéristique géométrique du Portique trans. intermédiaire B-B

NIVEAU	NOEUD	l_w	l_e	h_n	h_s	l'_w	l'_e	h'_n	h'_s	$I_w \cdot 10^3$	$I_e \cdot 10^3$	$I_n \cdot 10^3$	$I_s \cdot 10^3$	$K_w \cdot 10^3$	$K_n \cdot 10^3$	$K_e \cdot 10^3$	$K_s \cdot 10^3$	$D \cdot 10^{-3}$
III	1	/	6,6	/	3,28	/	5,28	/	2,62	/	6,3	/	7,2	1,2	/	1,2	2,75	3,95
	2	6,6	6,6	/	3,28	5,28	5,28	/	2,62	6,3	6,3	/	7,2	1,2	/	1,2	2,75	5,15
	3	6,6	6,6	/	3,28	5,28	5,28	/	2,62	6,3	6,3	/	7,2	1,2	/	1,2	2,75	5,15
	4	6,6	/	/	3,28	5,28	/	/	2,62	6,3	/	/	7,2	/	/	/	2,75	3,95
II	1	/	6,6	3,28	3,28	/	5,28	2,95	2,62	/	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	6,4
	2	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,95	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	3	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,95	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	4	6,6	/	3,28	3,28	5,28	/	2,95	2,62	6,3	/	7,2	7,2	/	2,44	/	2,75	6,4
I	1	/	6,6	3,28	3,28	/	5,28	2,62	2,62	/	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	6,4
	2	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	3	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	2,44	1,2	2,75	7,6
	4	6,6	/	3,28	3,28	5,28	/	2,62	2,62	6,3	/	7,2	7,2	/	2,44	/	2,75	6,4

Sous SIV

NIVEAU	NOEUD	q_w (kN/m)	q_e (kN)	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
III	1	/	0,55	/	1,8	/	1,25	/	1,25
	2	0,55	0,55	1,8	1,8	1,8	1,8	/	0
	3	0,55	0,55	1,8	1,8	1,8	1,8	/	0
	4	0,55	/	1,8	/	1,25	/	/	-1,25
II	1	/	0,32	/	1,05	/	0,85	0,4	0,45
	2	0,32	0,32	1,05	1,05	1,05	1,05	0	0
	3	0,32	0,32	1,05	1,05	1,05	1,05	0	0
	4	0,32	/	1,05	/	0,85	/	-0,4	-0,45
I	1	/	0,16	/	0,52	/	0,42	0,2	0,22
	2	0,16	0,16	0,52	0,52	0,52	0,52	0	0
	3	0,16	0,16	0,52	0,52	0,52	0,52	0	0
	4	0,16	/	0,52	/	0,42	/	-0,2	-0,22

Sous P:

NIVEAU	NOEUD	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
III	1	/	0,22	/	0,72	/	0,5	/	0,5
	2	0,22	0,22	0,72	0,72	0,72	0,72	/	0
	3	0,22	0,22	0,72	0,72	0,72	0,72	/	0
	4	0,22	/	0,72	/	0,5	/	/	-0,5
II	1	/	0,74	/	2,43	/	2	1	1
	2	0,74	0,74	2,43	2,43	2,43	2,43	0	0
	3	0,74	0,74	2,43	2,43	2,43	2,43	0	0
	4	0,74	/	2,43	/	2	/	-0,1	-0,1
I	1	/	1,1	/	3,6	/	3	1,37	1,55
	2	1,1	1,1	3,6	3,6	3,6	3,6	0	0
	3	1,1	1,1	3,6	3,6	3,6	3,6	0	0
	4	1,1	/	3,6	/	3	/	-1,37	-1,55

Sous G:

NIVEAU	NOEUD	$Q_{w(k,l)}$	$Q_{e(k,l)}$	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
III	1	/	2,4	/	7,87	/	5,48	/	5,48
	2	2,4	2,4	7,87	7,87	7,87	7,87	/	0
	3	2,4	2,4	7,87	7,87	7,87	7,87	/	0
	4	2,4	/	7,87	/	5,48	/	/	-5,48
II	1	/	2,9	/	9,5	/	7,7	3,6	4,1
	2	2,9	2,9	9,5	9,5	9,5	9,5	0	0
	3	2,9	2,9	9,5	9,5	9,5	9,5	0	0
	4	2,9	/	9,5	/	7,7	/	-3,6	-4,1
I	1	/	3,54	/	11,6	/	9,4	4,4	5
	2	3,54	3,54	11,6	11,6	11,6	11,6	0	0
	3	3,54	3,54	11,6	11,6	11,6	11,6	0	0
	4	3,54	/	11,6	/	9,4	/	-4,4	-5

Moments et efforts tranchants dans les poutres

(B-B)

Sous Siv

NIVEAU	POUTRE	q	ℓ	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
III	1-2	0,55	6,6	3	1,25	1,8	1,9	-1,73
	2-3	0,55	6,6	3	1,8	1,8	1,8	-1,815
	3-4	0,55	6,6	3	1,8	1,25	1,73	-1,89
II	1-2	0,32	6,6	1,74	0,85	1,05	1,08	-1,08
	2-3	0,32	6,6	1,74	1,05	1,05	1,06	-1,05
	3-4	0,32	6,6	1,74	1,05	0,85	1,03	-1,09
I	1-2	0,16	6,6	0,87	0,42	0,52	0,543	-0,51
	2-3	0,16	6,6	0,87	0,52	0,52	0,528	-0,53
	3-4	0,16	6,6	0,87	0,52	0,42	0,428	-0,54

Sous P:

NIVEAU	POUTRE	q	ℓ	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
III	1-2	0,22	6,6	1,2	0,5	0,72	0,76	-0,69
	2-3	0,22	6,6	1,2	0,72	0,72	0,72	-0,73
	3-4	0,22	6,6	1,2	0,72	0,5	0,7	-0,76
II	1-2	0,74	6,6	4,03	2	2,43	2,5	-2,38
	2-3	0,74	6,6	4,03	2,43	2,43	2,44	-2,44
	3-4	0,74	6,6	4,03	2,43	2	2,38	-2,51
I	1-2	1,1	6,6	6	3	3,6	3,72	-3,54
	2-3	1,1	6,6	6	3,6	3,6	3,63	-3,63
	3-4	1,1	6,6	6	3,6	3	3,54	-3,72

Sous G

NIVEAU	POUTRE	q	ℓ	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
III	1-2	2,4	6,6	13,07	5,48	7,87	8,28	-7,56
	2-3	2,4	6,6	13,07	7,87	7,87	7,92	-7,92
	3-4	2,4	6,6	13,07	7,87	5,48	7,52	-8,28
II	1-2	2,9	6,6	15,8	7,7	9,5	9,74	-9,3
	2-3	2,9	6,6	15,8	9,5	9,5	9,57	-9,57
	3-4	2,9	6,6	15,8	9,5	7,7	9,3	-9,74
I	1-2	3,54	6,6	19,27	9,4	11,6	12,01	-11,35
	2-3	3,54	6,6	19,27	11,6	11,6	11,68	-11,68
	3-4	3,54	6,6	19,27	11,6	9,4	11,35	-12,01

Sous SIV :

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _{i(t)}
II	1	1,25	0,4	-	1,9	1,9	-	1,9
	2	0	0	-1,73	1,8	3,53	-	3,53
	3	0	0	-1,84	1,73	3,53	-	3,53
	4	-1,25	-0,4	-1,89	-	1,9	-	1,9
I	1	0,45	0,2	-	1,08	1,08	1,9	2,99
	2	0	0	-1,03	1,06	2,09	3,53	5,62
	3	0	0	-1,06	1,03	2,09	3,53	5,62
	4	-0,45	-0,2	-1,09	-	1,09	1,9	2,99
0	1	0,22	0,22	-	0,543	0,543	2,99	3,53
	2	0	0	-0,428	0,528	0,956	5,62	6,576
	3	0	0	-0,528	0,428	0,956	5,62	6,576
	4	-0,22	-0,22	-0,543	-	0,543	2,99	3,53

Sous P

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _{i(t)}
II	1	5,48	3,6	-	8,28	8,28	-	8,28
	2	0	0	-7,56	7,92	15,48	/	15,48
	3	0	0	-7,92	7,56	15,48	/	15,48
	4	-5,48	-3,6	-8,28	-	8,28	/	8,28
I	1	4,1	4,4	-	9,84	9,84	8,28	18,12
	2	0	0	-9,3	9,57	18,87	15,48	34,35
	3	0	0	-9,57	9,3	18,87	15,48	34,35
	4	-4,1	-4,4	-9,84	-	9,84	9,28	18,12
0	1	5	5	-	12,01	12,01	18,12	30,13
	2	0	0	-11,35	16,68	23,03	34,35	57,38
	3	0	0	-11,68	11,35	23,03	34,35	57,38
	4	-5	-5	-12,01	-	12,01	18,12	30,13

Sous G:

NIVEAU	Poteau	Mn	Ms	Tw	Te	Te-Tw	Ni+1	Ni(k)
II	1	0,5	1	-	0,76	0,76	-	0,76
	2	0	0	-0,69	0,73	1,41	-	1,41
	3	0	0	-0,73	0,69	1,41	-	1,41
	4	-0,5	-1	-0,76	-	0,76	-	0,76
I	1	1	1,37	-	2,5	2,5	0,76	3,26
	2	0	0	-2,38	2,44	4,82	1,41	6,23
	3	0	0	-2,44	2,38	4,82	1,41	6,23
	4	-1	-1,37	-2,51	-	2,5	0,76	3,26
0	1	1,55	1,55	-	3,72	3,72	3,26	6,98
	2	0	0	-3,54	3,63	7,17	6,23	13,4
	3	0	0	-3,63	3,54	7,17	6,23	13,4
	4	-1,55	-1,55	-3,72	-	3,72	3,26	6,98

Caractéristique géométrique Portique transversal C-C

NIVEAU	NOEUD	e_w	e_e	h_n	h_s	e'_w	e'_e	h'_n	h'_s	$I_w \cdot 10^{-3}$	$I_e \cdot 10^{-3}$	$I_n \cdot 10^{-3}$	$I_s \cdot 10^{-3}$	$K_w \cdot 10^{-3}$	$K_e \cdot 10^{-3}$	$K_n \cdot 10^{-3}$	$K_s \cdot 10^{-3}$	$D \cdot 10^{-3}$
IV	2	/	6,6	/	0,9	/	5,28	/	0,72	/	6,3	/	7,2	/	1,2	/	10	11,20
	3	6,6	/	/	0,9	5,28	/	/	0,72	6,3	/	/	7,2	1,2	/	/	10	11,20
III	1	/	6,6	/	3,28	/	5,28	/	2,62	/	6,3	/	7,2	/	1,2	/	2,75	3,95
	2	6,6	6,6	0,9	3,28	5,28	5,28	0,81	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	1,2	8,9	2,75	14,05
	3	6,6	6,6	0,9	3,28	5,28	5,28	0,81	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	1,2	8,9	2,75	14,05
	4	6,6	/	/	3,28	5,28	/	/	2,62	6,3	/	/	7,2	1,2	/	/	2,75	3,95
II	1	/	6,6	3,28	3,28	/	5,28	2,62	2,62	/	6,3	7,2	7,2	/	1,2	2,75	2,75	6,70
	2	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	1,2	2,75	2,75	7,90
	3	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	1,2	2,75	2,75	7,90
	4	6,6	/	3,28	3,28	5,28	/	2,62	2,62	6,3	/	7,2	7,2	1,2	/	2,75	2,75	6,70
I	1	/	6,6	3,28	3,28	/	5,28	2,62	2,62	/	6,3	7,2	7,2	/	1,2	2,75	2,75	6,70
	2	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	1,2	2,75	2,75	7,90
	3	6,6	6,6	3,28	3,28	5,28	5,28	2,62	2,62	6,3	6,3	7,2	7,2	1,2	1,2	2,75	2,75	7,90
	4	6,6	/	3,28	3,28	5,28	/	2,62	2,62	6,3	/	7,2	7,2	1,2	/	2,75	2,75	6,70

Moments aux noeuds Portique c-c

Sous SIV

Niveau	Noeud	$q_w(t/h)$	$q_e(t/h)$	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
IV	2	-	0,2	-	0,65	-	0,58	-	0,6
	3	0,2	-	0,65	-	0,58	-	-	-0,6
III	1	-	0,45	-	1,47	-	1	-	1
	2	0,45	0,45	1,47	1,47	1,47	1,47	0	0
	3	0,45	0,45	1,47	1,47	1,47	1,47	0	0
	4	0,45	-	1,47	-	1	-	-	-1
II	1	-	0,27	-	0,9	-	0,74	0,37	0,37
	2	0,27	0,27	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0
	3	0,27	0,27	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0
	4	0,27	-	0,9	-	0,74	-	-0,37	-0,37
I	1	-	0,13	-	0,43	-	0,35	0,18	0,18
	2	0,13	0,13	0,43	0,43	0,43	0,43	0	0
	3	0,13	0,13	0,43	0,43	0,43	0,43	0	0
	4	0,13	-	0,43	-	0,35	-	-0,18	-0,18

Sous P

Niveau	Noeud	$q_w(t/h)$	$q_e(t/h)$	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_N	M_S
IV	2	-	0,22	-	0,72	-	0,64	-	0,64
	3	0,22	-	0,72	-	0,64	-	-	-0,64
III	1	-	0,18	-	0,6	-	0,42	-	0,42
	2	0,18	0,18	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0
	3	0,18	0,18	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0
	4	0,18	-	0,6	-	0,42	-	-	-0,42
II	1	-	0,6	-	2	-	1,64	0,82	0,82
	2	0,6	0,6	2	2	2	2	0	0
	3	0,6	0,6	2	2	2	2	0	0
	4	0,6	-	2	-	1,64	-	-0,82	-0,82
I	1	-	0,9	-	3	-	0,74	1,23	1,23
	2	0,9	0,9	3	3	3	3	0	0
	3	0,9	0,9	3	3	3	3	0	0
	4	0,9	-	3	-	0,74	-	-1,23	-1,23

Sous G

Niveau	Noeud	q _w	q _e	M' _w	M' _e	M _w	M _e	M _w	M _s
IV	2	-	2	/	6,56	-	5,86	-	5,86
	3	2	-	6,56	-	5,86	-	-	-5,86
III	1	-	2,3	/	7,54	-	5,25	-	5,25
	2	2,3	2,3	7,54	7,54	7,54	7,54	0	0
	3	2,3	2,3	7,54	7,54	7,54	7,54	0	0
	4	2,3	-	7,54	/	5,25	-	-	-5,25
II	1	-	2,4	/	7,9	/	6,5	3,24	3,24
	2	2,4	2,4	7,9	7,9	7,9	7,9	0	0
	3	2,4	2,4	7,9	7,9	7,9	7,9	0	0
	4	2,4	-	7,9	/	6,5	/	-3,24	-3,24
I	1	-	2,4	/	7,9	/	6,5	3,24	3,24
	2	2,4	2,4	7,9	7,9	7,9	7,9	0	0
	3	2,4	2,4	7,9	7,9	7,9	7,9	0	0
	4	2,4	/	7,9	/	6,5	/	-3,24	-3,24

Moments et efforts tranchants dans - les poutres

(c-c)

Sous 55v

Niveaux	Poutres	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
IV	2-3	0,2	6,6	1,09	0,58	0,58	0,66	-0,66
III	1-2	0,45	6,6	2,45	1	1,47	1,556	-1,414
	2-3	0,45	6,6	2,45	1,47	1,47	1,485	-1,485
	3-4	0,45	6,6	2,45	1,47	1	1,414	-1,556
II	1-2	0,27	6,6	1,47	0,74	0,9	0,915	-0,867
	2-3	0,27	6,6	1,47	0,9	0,9	0,891	-0,991
	3-4	0,27	6,6	1,47	0,9	0,74	0,867	-0,915
I	1-2	0,13	6,6	0,71	0,35	0,43	0,441	-0,417
	2-3	0,13	6,6	0,71	0,43	0,43	0,429	-0,429
	3-4	0,13	6,6	0,71	0,43	0,37	0,417	-0,441

Sous P

Niveaux	Poutres	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
IV	2-3	0,22	6,6	1,2	0,64	0,64	0,726	-0,726
III	1-2	0,18	6,6	1	0,42	0,6	0,621	-0,567
	2-3	0,18	6,6	1	0,6	0,6	0,594	-0,594
	3-4	0,18	6,6	1	0,6	0,42	0,567	-0,621
II	1-2	0,6	6,6	3,26	1,64	2	2,034	-1,925
	2-3	0,6	6,6	3,26	2	2	1,98	-1,98
	3-4	0,6	6,6	3,26	2	1,64	1,925	-2,034
I	1-2	0,9	6,6	4,9	0,74	3	3,312	-2,627
	2-3	0,9	6,6	4,9	3	3	2,97	-2,97
	3-4	0,9	6,6	4,9	3	0,74	2,627	-3,312

Sous G

Niveaux	Poutres	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i-1,e}	T _{i,w}
IV	2-3	2	6,6	10,89	5,86	5,76	6,6	-6,6
III	1-2	2,3	6,6	12,52	5,25	7,54	7,937	-7,243
	2-3	2,3	6,6	12,52	7,54	7,54	7,59	-7,59
	3-4	2,3	6,6	12,52	7,54	5,25	7,243	-7,937
II	1-2	2,4	6,6	13,1	6,5	7,9	8,132	-7,708
	2-3	2,4	6,6	13,1	7,9	7,9	7,92	-7,92
	3-4	2,4	6,6	13,1	7,9	6,5	7,708	-8,132
I	1-2	2,4	6,6	13,1	6,5	7,9	8,132	-7,708
	2-3	2,4	6,6	13,1	7,9	7,9	7,92	-7,92
	3-4	2,4	6,6	13,1	7,9	6,5	7,708	-8,132

Moments et efforts normaux dans les poteaux 111

Sous SIV

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _i (T)
III	2	0,6	0	-	0,66	0,66	-	0,66
	3	-0,6	0	-0,66	-	0,66	-	0,66
II	1	1	0,37	-	1,556	1,556	-	1,556
	2	0	0	-1,414	1,485	2,899	0,66	3,559
	3	0	0	-1,485	1,414	2,899	0,66	3,559
	4	-1	-0,37	-1,556	-	1,556	-	1,556
I	1	0,37	0,18	-	0,915	0,915	1,556	2,471
	2	0	0	0,867	0,891	1,758	3,559	5,317
	3	0	0	-0,891	0,867	1,758	3,559	5,317
	4	-0,37	-0,18	-0,915	-	0,915	1,556	2,471
0	1	0,18	0,18	-	0,441	0,441	2,471	2,912
	2	0	0	-0,417	0,429	0,846	5,317	6,163
	3	0	0	-0,429	0,417	0,846	5,317	6,163
	4	-0,18	-0,18	-0,441	-	0,441	2,471	2,912

Sous P

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{i+1}	N _i (T)
III	2	0,64	0	-	0,726	0,726	-	0,726
	3	-0,64	0	-0,726	0,726	0,726	-	0,726
II	1	0,42	0,82	-	0,621	0,621	-	0,621
	2	0	0	-0,567	0,594	1,161	0,726	1,887
	3	0	0	-0,594	0,567	0,621	0,726	1,887
	4	-0,42	-0,82	-0,621	-	2,034	-	0,621
I	1	0,82	1,23	-	2,034	3,905	0,621	2,655
	2	0	0	-1,925	1,98	3,905	1,887	5,792
	3	0	0	-1,98	1,925	2,034	1,887	5,792
	4	-0,82	-1,23	-2,034	-	3,312	0,621	2,655
0	1	1,23	1,23	-	3,312	5,597	2,655	5,967
	2	0	0	-2,627	2,97	5,597	5,792	11,389
	3	0	0	-2,97	2,627	3,312	5,792	11,389
	4	-1,23	-1,23	-3,312	-	3,312	2,655	5,967

Sous G:

Niveau	Poteau	M_N	M_S	T_w	T_e	$T_e - T_w$	N_{i+1}	$N_i (t)$
III	2	5,86	0	-	6,6	6,6	-	6,6
	3	-5,86	0	-6,6	-	6,6	-	6,6
II	1	5,25	3,24	-	7,937	7,937	-	7,937
	2	0	0	-7,243	7,59	14,833	6,6	21,433
	3	0	0	-7,59	7,243	14,833	6,6	21,433
	4	-5,25	-3,24	-7,937	-	7,937	-	7,937
I	1	3,24	3,24	-	8,132	8,132	7,937	16,069
	2	0	0	-7,708	7,92	15,628	21,433	37,061
	3	0	0	-7,92	7,708	15,628	21,433	37,061
	4	-3,24	-3,24	-8,132	-	8,132	7,937	16,069
0	1	3,24	3,24	-	8,132	8,132	16,069	24,201
	2	0	0	-7,708	7,92	15,628	37,061	52,689
	3	0	0	-7,92	7,708	15,628	37,061	52,689
	4	-3,24	-3,24	-8,132	-	8,132	16,069	24,201

Caractéristique géométrique du portique longitudinal de rive (A-1)

Niveau	Noeud	E_w	E_e	R_m	R_s	E_{iw}	E_{ie}	R'_m	R'_s	$I_w \cdot 10^{-3}$	$I_e \cdot 10^{-3}$	$I_m \cdot 10^{-3}$	$I_s \cdot 10^3$	$K_w \cdot 10^3$	$K_e \cdot 10^3$	$K_m \cdot 10^3$	$K_s \cdot 10^3$	$D \cdot 10^{-3}$	
I	A	—	3,80	—	3,58	—	4,56	—	4,16	—	0,45	—	9,2	—	0,7	—	4,42	4,23	
	B	3,20	3,30	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	C	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	D	3,20	3,30	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	E	3,20	3,20	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	F	3,20	3,20	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	G	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	H	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	I	3,20	—	—	3,38	4,56	—	—	4,16	0,45	—	—	3,2	0,7	—	—	1	4,42	4,46
	II	A	—	3,80	—	3,58	—	4,56	—	4,16	—	0,45	—	3,2	—	0,7	—	4,42	4,23
B		3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
C		3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
D		3,20	3,30	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
E		3,20	3,20	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
F		3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
G		3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
H		3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
I		3,20	—	—	3,38	4,56	—	—	4,16	0,45	—	—	3,2	0,7	—	—	1	4,42	4,23
III		A	—	3,80	—	3,58	—	4,56	—	4,16	—	0,45	—	3,2	—	0,7	—	4,42	4,23
	B	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	C	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	D	3,20	3,30	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	E	3,20	3,20	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	F	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	G	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	H	3,20	3,40	—	3,38	4,56	4,56	—	4,16	0,45	0,45	—	3,2	0,7	0,7	1	4,42	4,46	
	I	3,20	—	—	3,38	4,56	—	—	4,16	0,45	—	—	3,2	0,7	—	—	1	4,42	4,23

Sous Siv:

Niveau	Nœud	q_w (t/m)	q_e (t/m)	M_w (t-m)	M_e (t-m)	M_w (t-m)	M_e (t-m)	M_w (t-m)	M_e (t-m)
III	A	—	0,181	—	0,14	—	0,12	—	0,12
	B	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	C	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	D	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	E	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	F	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	G	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	H	0,181	0,181	0,14	0,14	0,14	0,14	—	0
	I	0,181	—	0,14	—	0,12	—	—	-0,12
II	A	—	0,107	—	0,08	—	0,07	0,03	0,04
	B	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	C	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	D	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	E	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	F	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	G	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	H	0,107	0,107	0,08	0,08	0,08	0,08	0	0
	I	0,107	—	0,08	—	0,07	—	-0,03	-0,04
I	A	—	0,053	—	0,04	—	0,04	0,02	0,02
	B	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	C	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	D	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	E	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	F	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	G	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	H	0,053	0,053	0,04	0,04	0,04	0,04	0	0
	I	0,053	—	0,04	—	0,04	—	-0,02	-0,02

Sous P.

Niveau	Nœud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_H	M_S
III	A	—	0,07	—	0,05	—	0,04	—	0,04
	B	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	C	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	D	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	E	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	F	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	G	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	H	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	I	0,07	—	0,05	—	0,04	—	—	-0,04
II	A	—	0,13	—	0,14	—	0,13	0,06	0,07
	B	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	C	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	D	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	E	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	F	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	G	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	H	0,13	0,13	0,14	0,14	0,14	0,14	0	0
	I	0,13	—	0,14	—	0,13	—	-0,06	-0,07
I	A	—	0,2	—	0,15	—	0,14	0,06	0,07
	B	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	C	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	D	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	E	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	F	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	G	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	H	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	I	0,2	—	0,15	—	0,14	—	-0,06	-0,07

Sous G

Niveau	Noeud	q_{w1}	q_{w2}	M_w	M_e	M_w	M_e	M_w	M_e
III	A	—	1,33	—	1,02	—	0,88	—	0,88
	B	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	C	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	D	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	E	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	F	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	G	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	H	1,33	1,33	1,02	1,02	1,02	1,02	—	0
	I	1,33	—	1,02	—	0,88	—	—	-0,88
II	A	—	1,43	—	1,07	—	1	0,47	0,52
	B	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	C	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	D	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	E	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	F	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	G	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	H	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	I	1,43	—	1,07	—	1	—	-0,47	-0,52
I	A	—	1,43	—	1,07	—	1	0,47	0,52
	B	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	C	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	D	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	E	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	F	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	G	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	H	1,43	1,43	1,07	1,07	1,07	1,07	0	0
	I	1,43	—	1,07	—	1	—	-0,47	-0,52

(1-1)

Sous STV

Niveau	Poutre	q	l	M ₀	M _{1/2}	M _e	T _{1/2e}	T _{1/2w}
III	A-B	0,181	3,2	0,232	0,14	0,14	0,296	-0,283
	B-C	0,181	3,2	0,232	0,14	0,14	0,289	-0,289
	C-D	0,181	3,2	0,232	0,14	0,14	0,289	-0,289
	D-E	0,181	3,2	0,232	0,14	0,14	0,289	-0,289
	E-F	0,181	3,2	0,232	0,14	0,14	0,289	-0,289
	F-G	0,181	0,53	0,232	0,14	0,14	0,279	-0,279
	G-H	0,181	0,53	0,232	0,14	0,14	0,289	-0,289
	H-I	0,181	3,2	0,232	0,14	0,12	0,283	-0,296
II	A-B	0,107	3,2	0,137	0,07	0,08	0,174	-0,168
	B-C	0,107	3,2	0,137	0,08	0,08	0,171	-0,171
	C-D	0,107	3,2	0,137	0,08	0,08	0,171	-0,171
	D-E	0,107	3,2	0,137	0,08	0,08	0,171	-0,171
	E-F	0,107	3,2	0,137	0,08	0,08	0,174	-0,171
	F-G	0,107	3,2	0,137	0,08	0,08	0,171	-0,171
	G-H	0,107	3,2	0,137	0,08	0,08	0,174	-0,171
	H-I	0,107	3,2	0,137	0,08	0,07	0,168	-0,174
I	A-B	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	B-C	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	C-D	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	D-E	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	E-F	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	F-G	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	G-H	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085
	H-I	0,053	3,2	0,068	0,04	0,04	0,085	-0,085

Sous P:

Niveau	Poutre	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{i,e}	T _{i,w}
III	A-B	0,07	3,0	0,09	0,04	0,05	0,115	-0,109
	B-C	0,07	3,0	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	C-D	0,07	3,0	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	D-E	0,07	3,0	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	E-F	0,07	3,0	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	F-G	0,07	3,0	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	G-H	0,07	3,0	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	H-I	0,07	3,0	0,09	0,05	0,04	0,109	-0,115
II	A-B	0,18	3,0	0,23	0,13	0,14	0,291	-0,285
	B-C	0,18	3,0	0,23	0,14	0,14	0,288	-0,288
	C-D	0,18	3,0	0,23	0,14	0,14	0,288	-0,288
	D-E	0,18	3,0	0,23	0,14	0,14	0,288	-0,288
	E-F	0,18	3,0	0,23	0,14	0,14	0,288	-0,288
	F-G	0,18	3,0	0,23	0,14	0,14	0,288	-0,288
	G-H	0,18	3,0	0,23	0,14	0,14	0,288	-0,288
	H-I	0,18	3,0	0,23	0,14	0,13	0,285	-0,291
I	A-B	0,2	3,0	0,25	0,14	0,15	0,323	-0,317
	B-C	0,2	3,0	0,25	0,15	0,15	0,32	-0,32
	C-D	0,2	3,0	0,25	0,15	0,15	0,32	-0,32
	D-E	0,2	3,0	0,25	0,15	0,15	0,32	-0,32
	E-F	0,2	3,0	0,25	0,15	0,15	0,32	-0,32
	F-G	0,2	3,0	0,25	0,15	0,15	0,32	-0,32
	G-H	0,2	3,0	0,25	0,15	0,15	0,32	-0,32
	H-I	0,2	3,0	0,25	0,15	0,14	0,317	-0,323

Sous G

Niveau	Poutre	q	ℓ	M ₀	M _w	M _e	T _{1,e}	T _{1,w}
III	A-B	1,33	3,2	1,7	0,88	1,02	2,172	-2,094
	B-C	1,33	3,2	1,7	1,02	1,02	2,128	-2,128
	C-D	1,33	3,2	1,7	1,02	1,02	2,128	-2,128
	D-E	1,33	3,2	1,7	1,02	1,02	2,128	-2,128
	E-F	1,33	3,2	1,7	1,02	1,02	2,128	-2,128
	F-G	1,33	3,2	1,7	1,02	1,02	2,128	-2,128
	G-H	1,33	3,2	1,7	1,02	1,02	2,128	-2,128
	H-I	1,33	3,2	1,7	1,02	0,88	2,084	-2,172
II	A-B	1,43	3,2	1,83	1	1,07	2,326	-2,282
	B-C	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	C-D	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	D-E	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	E-F	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	F-G	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	G-H	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	H-I	1,43	3,2	1,83	1,07	1	2,282	-2,326
I	A-B	1,43	3,2	1,83	1	1,07	2,326	-2,282
	B-C	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	C-D	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	D-E	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	E-F	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	F-G	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	G-H	1,43	3,2	1,83	1,07	1,07	2,304	-2,304
	H-I	1,43	3,2	1,83	1,07	1	2,282	-2,326

Moments et efforts norm x dans les poteaux (1-1) 120

Sous S.F.V.

Niveau	Poteau	M _W	M _S	T _W	T _E	T _E -T _W	N _W	N ₍₊₎
II	A	0,12	0,03	—	0,296	0,296	—	0,296
	B	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	C	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	D	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	E	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	F	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	G	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	H	0	0	-0,283	0,283	0,572	—	0,572
	I	-0,12	-0,03	-0,296	—	0,296	—	0,296
I	A	0,04	0,02	—	0,174	0,174	0,296	0,47
	B	0	0	-0,168	0,171	0,339	0,572	0,941
	C	0	0	-0,171	0,171	0,342	0,572	0,92
	D	0	0	-0,171	0,171	0,342	0,572	0,92
	E	0	0	-0,171	0,171	0,342	0,572	0,92
	F	0	0	-0,171	0,171	0,342	0,572	0,92
	G	0	0	-0,171	0,171	0,342	0,572	0,92
	H	0	0	-0,168	0,171	0,339	0,572	0,941
	I	-0,04	-0,02	-0,174	—	0,174	0,296	0,47
0	A	0,02	0,02	—	0,085	0,085	0,147	0,555
	B	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,941	1,021
	C	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,92	1,09
	D	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,92	1,09
	E	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,92	1,09
	F	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,92	1,09
	G	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,92	1,09
	H	0	0	-0,085	0,085	0,17	0,941	1,021
	I	-0,02	-0,02	-0,085	—	0,085	0,147	0,555

Sous P:

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	Ni+1	Ni(t)
II	A	0,04	0,06	—	0,115	0,115	—	0,115
	B	0	0	-0,109	0,112	0,221	—	0,221
	C	0	0	-0,112	0,112	0,224	—	0,224
	D	0	0	-0,112	0,112	0,224	—	0,224
	E	0	0	-0,112	0,112	0,224	—	0,224
	F	0	0	-0,112	0,112	0,224	—	0,224
	G	0	0	-0,112	0,112	0,224	—	0,224
	H	0	0	-0,112	0,109	0,221	—	0,221
	I	-0,04	-0,06	-0,115	—	0,115	—	0,115
I	A	0,07	0,06	—	0,291	0,291	0,115	0,406
	B	0	0	-0,285	0,288	0,573	0,224	0,794
	C	0	0	-0,288	0,288	0,576	0,224	0,80
	D	0	0	-0,288	0,288	0,576	0,224	0,80
	E	0	0	-0,288	0,288	0,576	0,224	0,80
	F	0	0	-0,288	0,288	0,576	0,224	0,80
	G	0	0	-0,288	0,288	0,576	0,224	0,80
	H	0	0	-0,288	0,285	0,573	0,224	0,794
	I	-0,07	-0,06	-0,291	—	0,291	0,115	0,406
0	A	0,07	0,07	—	0,323	0,323	0,406	0,729
	B	0	0	-0,317	0,32	0,64	0,794	1,431
	C	0	0	-0,32	0,32	0,64	0,80	1,44
	D	0	0	-0,32	0,32	0,64	0,80	1,44
	E	0	0	-0,32	0,32	0,64	0,80	1,44
	F	0	0	-0,32	0,32	0,64	0,80	1,44
	G	0	0	-0,32	0,32	0,64	0,80	1,44
	H	0	0	-0,32	0,317	0,64	0,794	1,431
	I	-0,07	-0,07	-0,323	—	0,323	0,406	0,729

Sous G:

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{ia}	N _{i(t)}
II	A	0,88	0,47	-2,684	2,172	2,172	/	2,172
	B	0	0	-2,128	2,128	4,256	/	4,256
	C	0	0	-2,128	2,128	4,256	/	4,256
	D	0	0	-2,128	2,128	4,256	/	4,256
	E	0	0	-2,128	2,128	4,256	/	4,256
	F	0	0	-2,128	2,128	4,256	/	4,256
	G	0	0	-2,128	2,128	4,256	/	4,256
	H	0	0	-2,128	2,084	4,212	/	4,212
	I	-0,88	-0,47	-2,172	/	2,172	/	2,172
I	A	0,52	0,47	/	2,326	2,326	2,172	4,498
	B	0	0	-2,282	2,304	4,586	4,212	8,798
	C	0	0	-2,304	2,304	4,586	4,256	8,864
	D	0	0	-2,304	2,304	4,586	4,256	8,864
	E	0	0	-2,304	2,304	4,586	4,256	8,864
	F	0	0	-2,304	2,304	4,586	4,256	8,864
	G	0	0	-2,304	2,304	4,586	4,256	8,864
	H	0	0	-2,304	2,282	4,586	4,212	8,798
	I	-0,52	-0,47	-2,326	/	2,326	2,172	4,498
0	A	0,52	0,52	/	2,326	2,326	4,498	6,824
	B	0	0	-2,282	2,304	4,586	8,798	13,380
	C	0	0	-2,304	2,304	4,608	8,864	13,472
	D	0	0	-2,304	2,304	4,608	8,864	13,472
	E	0	0	-2,304	2,304	4,608	8,864	13,472
	F	0	0	-2,304	2,304	4,608	8,864	13,472
	G	0	0	-2,304	2,304	4,608	8,864	13,472
	H	0	0	-2,304	2,282	4,586	8,798	13,384
	I	-0,52	-0,52	-2,326	/	2,326	4,498	6,824

Sous IV:

Niveau	Nœud	$q_w(t/h)$	$q_e(t/h)$	$M_{w}(t/h)$	$M_{e}(t/h)$	$M_w(t.m)$	$M_e(t.m)$	$M_u(t.m)$	$M_s(t.m)$
IV	C	-	0,13	-	0,1	-	0,1	-	0,1
	D	0,13	0,13	0,1	0,1	0,1	0,1	-	0
	E	0,13	0,13	0,1	0,1	0,1	0,1	-	0
	F	0,13	0,13	0,1	0,1	0,1	0,1	-	0
	G	0,13	0,13	0,1	0,1	0,1	0,1	-	0
	H	0,13	-	0,1	-	0,1	-	-	-0,1
III	A	-	0,25	-	0,2	-	0,17	-	0,17
	B	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	-	0
	C	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	-	0
	D	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0	0
	E	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0	0
	F	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0	0
	G	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0	0
	H	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0	0
	I	0,25	-	0,2	-	0,17	-	0	0
II	A	-	0,19	-	0,15	-	0,14	-	-0,17
	B	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0,07	0,07
	C	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	D	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	E	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	F	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	G	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	H	0,19	0,19	0,15	0,15	0,15	0,15	0	0
	I	0,19	-	0,15	-	0,14	-	-0,07	-0,07
I	A	-	0,1	-	0,07	-	0,06	0,03	0,03
	B	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	C	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	D	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	E	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	F	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	G	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	H	0,1	0,1	0,07	0,07	0,07	0,07	0	0
	I	0,1	-	0,07	-	0,06	-	-0,03	-0,03

Sous P:

Niveau	Noeud	q _w	q _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _N	M _S
IV	C	—	0,07	—	0,05	—	0,05	—	0,05
	D	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	E	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	F	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	G	0,07	0,07	0,05	0,05	0,05	0,05	—	0
	H	0,07	—	0,05	—	0,05	—	—	-0,05
III	A	—	0,12	—	0,1	—	0,1	—	0,1
	B	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	—	0
	C	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0
	D	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0
	E	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0
	F	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0
	G	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0
	H	0,12	0,12	0,1	0,1	0,1	0,1	0	0
	I	0,12	—	0,1	—	0,1	—	—	-0,1
II	A	—	0,47	—	0,36	—	0,33	0,17	0,17
	B	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	C	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	D	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	E	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	F	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	G	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	H	0,47	0,47	0,36	0,36	0,36	0,36	0	0
	I	0,47	—	0,36	—	0,33	—	-0,17	-0,17
I	A	—	0,62	—	0,48	—	0,45	0,22	0,22
	B	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	C	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	D	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	E	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	F	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	G	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	H	0,62	0,62	0,48	0,48	0,48	0,48	0	0
	I	0,62	—	0,48	—	0,45	—	-0,22	-0,22

Sous G:

Niveau	Nœud	q _w	q _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _N	M _S
IV	C	✓	0,8	✓	0,62	✓	0,6	✓	0,6
	D	0,8	0,8	0,62	0,62	0,62	0,62	✓	0
	E	0,8	0,8	0,62	0,62	0,62	0,62	✓	0
	F	0,8	0,8	0,62	0,62	0,62	0,62	✓	0
	G	0,8	0,8	0,62	0,62	0,62	0,62	✓	0
	H	0,8	✓	0,62	✓	0,6	✓	✓	-0,6
III	A	✓	1,86	✓	1,43	✓	1,24	✓	1,24
	B	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	✓	0
	C	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	0	0
	D	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	0	0
	E	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	0	0
	F	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	0	0
	G	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	0	0
	H	1,86	1,86	1,43	1,43	1,43	1,43	0	0
	I	1,86	✓	1,43	✓	1,24	✓	✓	-1,24
II	A	✓	2,44	✓	1,9	✓	1,76	0,9	0,9
	B	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	C	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	D	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	E	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	F	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	G	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	H	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	I	2,44	✓	1,9	✓	1,76	✓	-0,9	-0,9
I	A	✓	2,44	✓	1,9	✓	1,76	0,9	0,9
	B	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	C	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	D	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	E	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	F	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	G	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	H	2,44	2,44	1,9	1,9	1,9	1,9	0	0
	I	2,44	✓	1,9	✓	1,76	✓	-0,9	-0,9

Sous sv:

Niveau	Poutre	$q(4-m)$	l	M_0	M_w	M_e	$T_{in,e}$	$T_{in,w}$
IV	C-D	0,13	3,2	0,17	0,12	0,1	0,208	-0,208
	D-E	0,13	3,2	0,13	0,16	0,1	0,208	-0,208
	E-F	0,13	3,2	0,17	0,12	0,1	0,208	-0,208
	F-G	0,13	3,2	0,17	0,12	0,1	0,208	-0,208
	G-H	0,13	3,2	0,17	0,12	0,1	0,208	-0,208
III	A-B	0,25	3,2	0,32	0,17	0,2	0,408	-3,31
	B-C	0,25	3,2	0,32	0,2	0,2	0,4	-0,4
	C-D	0,25	3,2	0,32	0,2	0,2	0,4	-0,4
	D-E	0,25	3,2	0,32	0,2	0,2	0,4	-0,4
	E-F	0,25	3,2	0,32	0,2	0,2	0,4	-0,4
	F-G	0,25	3,2	0,32	0,2	0,2	0,4	-0,4
	G-H	0,25	3,2	0,32	0,2	0,2	0,4	-0,4
	H-I	0,25	3,2	0,32	0,2	0,17	0,391	-0,408
II	A-B	0,13	3,2	0,24	0,14	0,15	0,307	-0,301
	B-C	0,13	3,2	0,24	0,15	0,15	0,304	-0,304
	C-D	0,13	3,2	0,24	0,15	0,15	0,304	-0,304
	D-E	0,13	3,2	0,24	0,15	0,15	0,304	-0,304
	E-F	0,13	3,2	0,24	0,15	0,15	0,304	-0,304
	F-G	0,13	3,2	0,24	0,15	0,15	0,304	-0,304
	G-H	0,13	3,2	0,24	0,15	0,15	0,304	-0,304
	H-I	0,13	3,2	0,24	0,15	0,14	0,301	-0,307
I	A-B	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,163	-0,163
	B-C	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,16	-0,16
	C-D	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,16	-0,16
	D-E	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,16	-0,16
	E-F	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,16	-0,16
	F-G	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,16	-0,16
	G-H	0,1	3,2	0,21	0,07	0,07	0,16	-0,16
	H-I	0,1	3,2	0,21	0,07	0,06	1,57	-0,163

Sous P:

Niveau	Poutre	q	ℓ	M ₀	M _w	M _e	T _{1,e}	T _{1,w}
IV	C-D	0,07	3,2	0,09	0,05	0,06	0,112	-0,112
	D-E	0,07	3,2	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	E-F	0,07	3,2	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	F-G	0,07	3,2	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
	G-H	0,07	3,2	0,09	0,05	0,05	0,112	-0,112
III	A-B	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	B-C	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	C-D	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	D-E	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	E-F	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	F-G	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	G-H	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
	H-I	0,12	3,2	0,15	0,1	0,1	0,192	-0,192
II	A-B	0,47	3,2	0,6	0,33	0,36	0,761	-0,722
	B-C	0,47	3,2	0,6	0,36	0,36	0,752	-0,752
	C-D	0,47	3,2	0,6	0,36	0,36	0,752	-0,752
	D-E	0,47	3,2	0,6	0,36	0,36	0,752	-0,752
	E-F	0,47	3,2	0,6	0,36	0,36	0,752	-0,752
	F-G	0,47	3,2	0,6	0,36	0,36	0,752	-0,752
	G-H	0,47	3,2	0,6	0,36	0,36	0,752	-0,752
	H-I	0,62	3,2	0,6	0,36	0,33	0,752	-0,762
I	A-B	0,62	3,2	0,8	0,45	0,48	1,001	-0,983
	B-C	0,62	3,2	0,8	0,43	0,48	0,992	-0,992
	C-D	0,62	3,2	0,8	0,48	0,48	0,992	-0,992
	D-E	0,62	3,2	0,8	0,48	0,48	0,992	-0,992
	E-F	0,62	3,2	0,8	0,48	0,48	0,992	-0,992
	F-G	0,62	3,2	0,8	0,48	0,48	0,992	-0,992
	G-H	0,62	3,2	0,8	0,48	0,48	0,992	-0,992
	H-I	0,62	3,2	0,8	0,48	0,45	0,983	-1,001

Sous G:

Niveau	Poutre	q	l	M ₀	M _w	M _e	T _{u,e}	T _{i,w}
IV	C-D	0,8	3,2	1,02	0,6	0,62	1,286	-1,274
	D-E	0,8	3,2	1,02	0,62	0,62	1,28	-1,28
	E-F	0,8	3,2	1,02	0,62	0,62	1,28	-1,28
	F-G	0,8	3,2	1,02	0,62	0,62	1,28	-1,28
	G-H	0,8	3,2	1,02	0,62	0,6	1,274	-1,286
III	A-B	1,86	3,2	2,38	1,24	1,43	2,935	-2,916
	B-C	1,86	3,2	2,38	1,43	1,43	2,976	-2,916
	C-D	1,86	3,2	2,38	1,43	1,43	2,976	-2,916
	D-E	1,86	3,2	2,38	1,43	1,43	2,976	-2,916
	E-F	1,86	3,2	2,38	1,43	1,43	2,976	-2,916
	F-G	1,86	3,2	2,38	1,43	1,43	2,976	-2,916
	G-H	1,86	3,2	2,38	1,43	1,43	2,976	-2,916
	H-I	1,86	3,2	2,38	1,43	1,24	2,976	-3,035
II	A-B	2,44	3,2	3,12	1,76	1,9	3,948	-3,860
	B-C	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	C-D	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	D-E	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	E-F	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	F-G	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	G-H	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	H-I	2,44	3,2	3,12	1,9	1,76	3,860	-3,948
I	A-B	2,44	3,2	3,12	1,76	1,9	3,948	-3,860
	B-C	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	C-D	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	D-E	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	E-F	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	F-G	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	-3,904
	G-H	2,44	3,2	3,12	1,9	1,9	3,904	3,904
	H-I	2,44	3,2	3,12	1,9	1,76	3,860	-3,948

Moments et efforts normaux dans les poteaux

(2-3)

Sous sgv:

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _e	T _e -T _w	N _{im}	N _i (t)
III	C	0,1	0,02		0,208	0,208	-	0,208
	D	0	0	-0,208	0,208	0,416	-	0,416
	E	0	0	-0,208	0,208	0,416	-	0,416
	F	0	0	-0,208	0,208	0,416	-	0,416
	G	0	0	-0,208	0,208	0,416	-	0,416
	H	-0,1	-0,02	-0,208		0,208	-	0,208
II	A	0,77	0,07	-	0,409	0,409	-	0,409
	B	0	0	-0,391	0,4	0,791	-	0,791
	C	0	0	-0,4	0,4	0,8	0,208	1,008
	D	0	0	-0,4	0,4	0,8	0,416	1,216
	E	0	0	-0,4	0,4	0,8	0,416	1,216
	F	0	0	-0,4	0,4	0,8	0,416	1,216
	G	0	0	-0,4	0,4	0,8	0,416	1,216
	H	0	0	-0,4	0,391	0,791	0,208	0,999
	I	-0,77	-0,07	-0,409	-	0,409	-	0,409
I	A	0,07	0,03	-	0,307	0,307	0,409	0,716
	B	0	0	-0,301	0,304	0,605	0,791	1,396
	C	0	0	-0,304	0,304	0,605	1,008	1,613
	D	0	0	-0,304	0,304	0,605	1,216	1,821
	E	0	0	-0,304	0,304	0,605	1,216	1,821
	F	0	0	-0,304	0,304	0,605	1,216	1,821
	G	0	0	-0,304	0,304	0,605	1,216	1,821
	H	0	0	-0,307	0,301	0,605	0,999	1,604
	I	-0,07	-0,03	-0,307	-	0,307	0,409	0,716
0	A	0,03	0,03	-	0,163	0,163	0,716	0,879
	B	0	0	-0,157	0,160	0,317	1,396	1,713
	C	0	0	-0,160	0,160	0,32	1,613	1,933
	D	0	0	-0,160	0,160	0,32	1,821	2,141
	E	0	0	-0,160	0,160	0,32	1,821	2,141
	F	0	0	-0,160	0,160	0,32	1,821	2,141
	G	0	0	-0,160	0,160	0,32	1,821	2,141
	H	0	0	-0,160	0,160	0,317	1,604	1,921
	I	-0,03	-0,03	-0,163	0,157	0,163	0,716	0,879

Sous P:

Niveau	Poteau	Mn	Ms	Tw	Te	Te-Tw	Nit1	Ni(r)
III	C	0,05	0,01		0,112	0,112		0,112
	D	0	0	-0,112	0,112	0,224		0,224
	E	0	0	-0,112	0,112	0,224		0,224
	F	0	0	-0,112	0,112	0,224		0,224
	G	0	0	-0,112	0,112	0,224		0,224
	H	-0,05	-0,01	-0,112		0,112		0,112
II	A	0,1	0,17		0,192	0,192		0,192
	B	0	0	-0,192	0,192	0,384		0,384
	C	0	0	-0,192	0,192	0,384	0,112	0,496
	D	0	0	-0,192	0,192	0,384	0,224	0,688
	E	0	0	-0,192	0,192	0,384	0,224	//
	F	0	0	-0,192	0,192	0,384	0,224	//
	G	0	0	-0,192	0,192	0,384	0,224	//
	H	0	0	-0,192	0,192	0,384	0,112	//
	I	-0,1	-0,17	-0,192		0,192		0,192
I	A	0,17	0,22		0,761	0,761	0,192	0,952
	B	0	0	-0,761	0,761	1,474	0,384	1,858
	C	0	0	-0,761	0,761	1,504	0,496	2
	D	0	0	-0,761	0,761	1,504	0,688	//
	E	0	0	-0,761	0,761	1,504	0,688	//
	F	0	0	-0,761	0,761	1,504	0,688	//
	G	0	0	-0,761	0,761	1,504	0,688	//
	H	0	0	-0,761	0,761	1,474	0,688	2,162
	I	-0,17	-0,22	-0,761		0,761	0,192	0,953
0	A	0,22	0,22		1,001	1,001	0,952	1,953
	B	0	0	-0,983	0,983	1,975	1,851	3,833
	C	0	0	-0,983	0,983	1,984	2	3,984
	D	0	0	-0,983	0,983	1,984	2	//
	E	0	0	-0,983	0,983	1,984	2	//
	F	0	0	-0,983	0,983	1,984	2	//
	G	0	0	-0,983	0,983	1,984	2	//
	H	0	0	-0,983	0,983	1,975	2,162	4,137
	I	-0,22	-0,22	-1,001		1,001	0,953	1,954

Sous G

Niveau	Poteau	M _N	M _S	T _w	T _{e-Tw}	T _e	Nim	Ni(t)
III	C	0,6	0,02	—	1,276	1,276	—	1,276
	D	0	0	-1,274	2,56	1,28	—	2,56
	E	0	0	-1,28	"	"	—	"
	F	0	0	"	"	"	—	"
	G	0	0	"	"	1,274	—	"
	H	-0,6	-0,02	"	1,276	—	—	1,276
II	A	1,24	0,9	—	3,035	3,035	—	3,035
	B	0	0	-2,916	5,792	2,876	—	5,792
	C	0	0	-2,976	5,952	"	1,276	7,231
	D	0	0	"	"	"	2,56	8,506
	E	0	0	"	"	"	"	"
	F	0	0	"	"	"	"	"
	G	0	0	"	"	"	"	"
	H	0	0	"	5,892	2,916	4,276	7,171
	I	-1,24	-0,9	-3,035	3,035	—	—	3,035
I	A	0,9	0,9	—	3,948	3,948	0,035	6,883
	B	0	0	-3,760	7,764	3,904	5,792	13,552
	C	0	0	-3,904	7,908	"	7,231	15,066
	D	0	0	"	"	"	8,506	16,314
	E	0	0	"	"	"	"	"
	F	0	0	"	"	"	"	"
	G	0	0	"	"	"	"	"
	H	0	0	"	7,764	3,760	7,171	14,962
	I	-0,9	-0,9	-3,948	3,948	—	0,035	6,883
0	A	0,9	0,9	—	"	3,948	6,883	10,731
	B	0	0	-3,760	7,764	3,904	13,551	21,428
	C	0	0	-3,904	7,908	"	15,066	22,854
	D	0	0	"	"	"	16,314	24,122
	E	0	0	"	"	"	16,314	"
	F	0	0	"	"	"	"	"
	G	0	0	"	"	"	"	"
	H	0	0	"	7,764	3,760	14,962	22,701
	I	-0,9	-0,9	-3,948	3,948	—	6,883	10,731

Superposition des efforts 133

Dans les justifications des calculs relatifs à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations dites sollicitations totales pondérées qui sont les suivantes:

Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre:

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

$$(S_2) = (G) + P + V + T$$

Sollicitations totales pondérées du 2^{ème} genre:

$$(S_3) = (G) + 1,5P + 1,5V + T$$

$$(S_4) = (G) + P + \gamma_w(W) + T$$

$$(S_5) = (G) + P + T + (SI)$$

où γ_w : dépend des surcharges d'exploitation:

(G): Sollicitations dues à la charge permanente.

(P): Sollicitations dues aux surcharges d'exploitation, y compris leurs majorations éventuelles, pour l'effet dynamique.

(V): Sollicitations dues aux surcharges climatiques normales.

(W): Sollicitations dues aux surcharges climatiques extrêmes.

(T): Sollicitations dues aux effets de température et de retrait.

(SI): Sollicitations dues au séisme.

Dans notre cas, on ne prendra pas en compte des effets dus à la température et au retrait, vu que le bâtiment est de faible hauteur. Les effets du vent ne seront pas pris en compte aussi vu que le séisme est prépondérant.

Les combinaisons finales:

* Pour les poutres:

$$\text{Sous } (S_{P1}): (G) + 1,2(P)$$

$$\text{Sous } (S_{P2}): (G) + (P) + (S_{IV}) + (S_{IH})$$

* Pour les poteaux:

$$\text{Sous } (S_{P1}): (G) + 1,2(Q)$$

$$\text{Sous } (S_{P2}): (G) + P/5 + (S_{IV}) + (S_{IH})$$

$$G + P + (S_{IV}) + (S_{IH})$$

Moments en travée: (Art. A12 C.C.B.A.68)

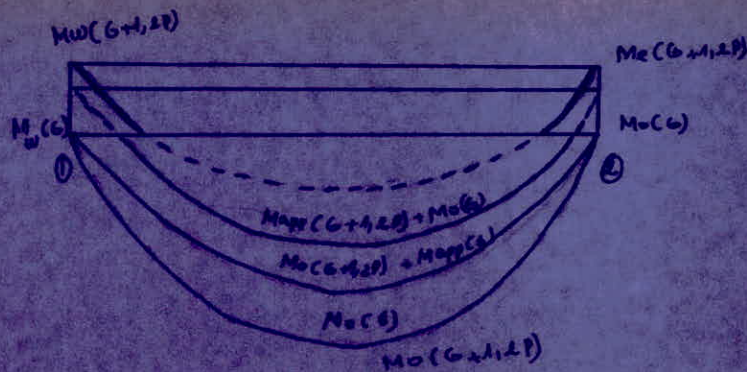
Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes puis avec les surcharges et charges permanentes.

On prend comme ligne de fermeture:

Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.

Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue.

Exemple:



On veut calculer le moment en travée sous $G+1,2P$, on calcule le moment isostatique sous $G+1,2P$, le moment en travée sera :

$$M_t = M_o(G+1,2P) - \frac{M_c(G) + M_w(G)}{2}$$

Le moment en appui sera : $M_{ap} = M_{ap}(G) + M_{ap}(G+1,2P)$

Des différentes combinaisons de sollicitation sont données sous forme de tableaux pour :

- Le portique longitudinal de rive (1-1)
- Le portique longitudinal intermédiaire (2-2)
- Le portique transversal de rive (A-A)
- Le portique transversal intermédiaire (B-B)
- Le portique transversal intermédiaire (C-C)

Combinaison des moments dans les poutres Portique longitudinal (1-1)

Niv	travaux	G		P		SIV ⁺		SIV ⁻		SIV ⁺		SIV ⁻		G+1,2 P			G+P+SIV ⁺ +SIV ⁻			G+P+SIV ⁺ +SIV ⁻			G+P+SIV ⁺ +SIV ⁻			G+P+SIV ⁺ +SIV ⁻		
		MW	Ma	MW	Ma	MW	Me	MW	Me	MW	Me	MW	Me	MW	Me	Mt	MW	Me	Mt	MW	Me	Mt	MW	Me	Mt	MW	Me	Mt
II	A-B	-0,31	-1,02	-0,04	-0,05	-0,12	-0,14	0,12	0,14	6,21	-3,22	-6,21	3,22	-0,20	-1,02	0,322	5,24	-5,13	2,62	-7,34	2,74	-0,20	5,50	-4,25	1,70	-7,01	2,52	0,52
	B-C	-1,02	"	-0,05	"	-0,14	"	0,14	0,14	3,22	-3,22	3,22	-3,22	-1,02	0,252	4,74	-5,13	1,06	-5,13	2,74	1,06	2,32	-5,13	0,52	-4,75	2,02	0,52	
	C-D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	D-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E-F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F-G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G-H	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H-I	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
I	A-B	-1	-1,01	-0,13	-0,14	-0,01	-0,01	0,01	0,01	13,11	-1,21	-13,11	1,21	-1,21	-1,21	0,22	2,71	-1,21	2,11	-1,21	2,11	-1,21	3,21	-1,21	-1,21	-1,21	1,21	-1,21
	B-C	-1,01	"	-0,14	"	-0,01	"	0,01	0,01	8,21	-1,21	-8,21	1,21	-1,21	1,21	1,21	5,22	-1,21	1,21	-1,21	2,11	-1,21	1,21	-1,21	1,21	1,21	1,21	1,21
	C-D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	D-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E-F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F-G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G-H	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H-I	"	"	"	-0,13	"	-0,01	0,01	0,01	0,01	13,11	-1,21	-13,11	1,21	-1,21	-1,21	2,71	-1,21	2,11	-1,21	2,11	-1,21	3,21	-1,21	-1,21	-1,21	1,21	-1,21
I	A-B	-1	"	"	-0,15	-0,04	-0,04	0,04	0,04	14,25	-8,22	-14,25	8,22	-1,22	-1,22	1,06	7,66	-1,22	1,02	-10,18	7,66	1,02	7,74	-1,22	0,24	-10,1	7,74	0,24
	B-C	-1,01	"	-0,15	"	"	"	"	"	8,22	-8,22	8,22	-1,22	-1,22	1,06	7,66	-1,22	1,02	-10,18	7,66	1,02	7,74	-1,22	0,24	-10,1	7,74	0,24	
	C-D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	D-E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	E-F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	F-G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	G-H	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
	H-I	"	-1	"	-0,14	"	"	"	"	9,22	-8,22	14,25	1,22	-1,22	1,06	7,66	-1,22	1,02	-10,18	7,66	1,02	7,74	-1,22	0,24	-10,1	7,74	0,24	

Combinaison des moments dans les poutres (8-2)

Niveau	Traverse	G		P		SIV↓		SIV↑		SIV↗		SIV↖		G+1,2P			G+P+SIV↓+SIV↑			G+P+SIV↓+SIV↗			G+P+SIV↓+SIV↖			G+P+SIV↑+SIV↗			G+P+SIV↑+SIV↖		
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mr	Mw	Me	Mr	Mw	Me	Mr	Mw	Me	Mr	Mw	Me	Mr	Mw	Me	Mr
IV	C-D	-0,6	-0,62	-0,05	-0,05	-0,1	-0,1	0,1	0,1	1,33	-0,83	-1,33	0,83	-0,44	-0,68	0,818	0,58	-1,6	0,98	-4,07	0,06	0,06	0,78	-1,4	0,58	-1,11	0,26	0,08			
	D-E	-0,62	-0,62	-0,05	-0,05	-0,1	-0,1	0,1	0,1	0,83	-0,83	-0,83	0,83	-0,66	-0,68	0,508	0,06	-1,6	0,66	-1,6	0,06	0,66	0,26	-1,4	0,36	-1,4	0,26	0,32			
	E-F	-0,62	-0,62	-0,05	-0,05	-0,1	-0,1	0,1	0,1	0,83	-0,83	-0,83	0,83	-0,4	-0,62	0,508	0,06	-1,6	0,66	-1,6	0,06	0,66	0,26	-1,4	0,36	-1,4	0,26	0,32			
	F-G	-0,62	-0,62	-0,05	-0,05	-0,1	-0,1	0,1	0,1	0,83	-0,83	-0,83	0,83	-0,66	-0,68	0,508	0,06	-1,6	0,66	-1,6	0,06	0,66	0,26	-1,4	0,36	-1,4	0,26	0,32			
	G-H	-0,62	-0,6	-0,05	-0,05	-0,1	-0,1	0,1	0,1	0,83	-1,33	-0,83	1,33	-0,44	-0,68	0,518	0,06	-1,6	0,98	-1,6	0,58	0,06	0,78	-1,4	0,02	-1,4	0,26	0,78	0,58		
III	A-B	-1,24	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	7,66	-4,8	-7,66	4,8	-1,44	-1,88	1,22	5,15	-6,54	2,94	-9,15	3,07	0,05	6,49	-6,19	-1,39	-3,53	3,43	0,55			
	B-C	-1,43	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	4,8	-5,16	-4,8	5,16	-1,44	-1,88	1,22	3,07	-6,19	1,59	-6,5	3,43	1,6	3,47	-6,19	0,78	-6,19	3,93	0,78			
	C-D	-1,43	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	5,16	-5,25	-5,16	5,25	-1,44	-1,88	1,22	3,43	-6,19	1,37	-6,5	3,58	1,6	3,83	-6,58	0,78	-6,49	3,93	0,78			
	D-E	-1,43	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	5,25	-5,25	-5,25	5,25	-1,55	-1,88	1,22	3,58	-6,19	1,44	-6,8	3,52	1,6	3,83	-6,58	0,78	-6,58	3,93	0,78			
	E-F	-1,43	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	5,25	-5,25	-5,25	5,25	-1,55	-1,88	1,22	3,58	-6,19	1,44	-6,8	3,52	1,6	3,83	-6,58	0,78	-6,58	3,93	0,78			
	F-G	-1,43	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	5,25	-5,25	-5,25	5,25	-1,55	-1,88	1,22	3,58	-6,19	1,44	-6,8	3,52	1,6	3,83	-6,58	0,78	-6,58	3,93	0,78			
	G-H	-1,43	-1,43	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	5,25	-5,16	-5,25	5,16	-1,55	-1,88	1,22	3,58	-6,19	1,44	-6,8	3,52	1,6	3,83	-6,58	0,78	-6,58	3,93	0,78			
H-I	-1,43	-1,24	-0,1	-0,1	-0,2	-0,2	0,2	0,2	5,16	-7,66	-5,16	7,66	-1,44	-1,88	1,22	3,43	-6,19	0,66	-6,8	6,15	2,9	3,83	-6,83	0,55	-6,19	6,49	2,3				
II	A-B	-1,76	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	15,63	-9,77	-15,63	9,77	-2,33	-2,33	1,22	13,4	-12,1	5,06	-17,8	7,36	-0,6	19,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	B-C	-1,9	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	9,77	-9,77	-9,77	9,77	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	2,06	-12,1	7,36	2,06	13,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	C-D	-1,9	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	9,77	-9,77	-9,77	9,77	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	2,06	-12,1	7,36	2,06	13,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	D-E	-1,9	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	9,77	-9,77	-9,77	9,77	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	2,06	-12,1	7,36	2,06	13,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	E-F	-1,9	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	9,77	-9,77	-9,77	9,77	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	2,06	-12,1	7,36	2,06	13,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	F-G	-1,9	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	9,77	-9,77	-9,77	9,77	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	2,06	-12,1	7,36	2,06	13,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	G-H	-1,9	-1,9	-0,36	-0,36	-0,15	-0,15	0,15	0,15	9,77	-9,77	-9,77	9,77	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	2,06	-12,1	7,36	2,06	13,6	-11,8	-1,58	-11,8	7,66	1,58			
	H-I	-1,9	-1,26	-0,36	-0,36	-0,15	-0,14	0,15	0,14	9,77	-15,63	-9,77	15,63	-2,33	-2,33	1,22	7,36	-12,1	0,6	-12,1	13,6	5,06	7,66	-11,8	-1,58	-11,8	12,1	4,57			
I	A-B	-1,76	-1,9	-0,45	-0,48	-0,06	-0,07	0,06	0,07	19,48	-10,93	-19,48	10,93	-2,41	-2,41	1,22	15,21	-13,3	5,1	-19,7	6,11	0,25	15,3	-11,2	-1,05	-11,2	8,62	-1,46			
	B-C	-1,9	-1,9	-0,48	-0,48	-0,07	-0,07	0,07	0,07	10,93	-10,93	-10,93	10,93	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	2,3	-13,3	6,11	2,3	8,62	-11,2	-1,74	-11,2	8,62	1,74			
	C-D	-1,9	-1,9	-0,48	-0,48	-0,07	-0,07	0,07	0,07	10,93	-10,93	-10,93	10,93	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	2,3	-13,3	6,11	2,3	8,62	-11,2	-1,74	-11,2	8,62	1,74			
	D-E	-1,9	-1,9	-0,48	-0,48	-0,07	-0,07	0,07	0,07	10,93	-10,93	-10,93	10,93	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	2,3	-13,3	6,11	2,3	8,62	-11,2	-1,74	-11,2	8,62	1,74			
	E-F	-1,9	-1,9	-0,48	-0,48	-0,07	-0,07	0,07	0,07	10,93	-10,93	-10,93	10,93	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	2,3	-13,3	6,11	2,3	8,62	-11,2	-1,74	-11,2	8,62	1,74			
	F-G	-1,9	-1,9	-0,48	-0,48	-0,07	-0,07	0,07	0,07	10,93	-10,93	-10,93	10,93	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	2,3	-13,3	6,11	2,3	8,62	-11,2	-1,74	-11,2	8,62	1,74			
	G-H	-1,9	-1,9	-0,48	-0,48	-0,07	-0,07	0,07	0,07	10,93	-10,93	-10,93	10,93	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	2,3	-13,3	6,11	2,3	8,62	-11,2	-1,74	-11,2	8,62	1,74			
	H-I	-1,9	-1,26	-0,48	-0,45	-0,07	-0,06	0,07	0,06	19,43	-19,48	-19,48	19,43	-2,41	-2,41	1,22	8,62	-13,3	0,9	-13,3	15,21	5,16	7,66	-11,2	-1,06	-11,2	15,33	5,16			

Combinaison des moments dans les poutres

Portique A-A

Niveau	Travée	G		P		SIv↓		SIv↑		SIu→		SIu←		G+1,2P			G+P+SIv↓+SIu→			G+P+SIv↓+SIu←			G+P+SIv↑+SIu→			G+P+SIv↑+SIu←			
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	
III	1-2	-6,25	-7,50	-4,25	-0,26	-0,63	-0,9	0,13	0,9	0,9	6,25	-4,26	-6,25	4,26	-5,57	-7,57	6,25	0,7	-13,06	9,05	-12,06	-4,50	9,05	1,06	-11,24	6,54	-11,7	-2,71	3,97
	2-3	-7,57	-7,57	-0,26	-0,26	-0,9	-0,9	0,9	0,9	4,26	-4,26	-4,26	4,26	-7,57	7,57	5,7	14,50	-13,06	7,05	-13,06	-4,50	7,05	-3,70	-11,24	4,11	-11,6	-2,74	4,11	
	3-4	-7,57	-7,57	-0,26	-0,26	-0,9	-0,63	0,9	0,63	4,26	-6,25	-6,25	-4,26	-7,57	-5,57	6,25	14,50	-12,06	6,94	-13,06	0,7	9,05	-2,70	-11,7	5,97	-11,24	1,96	6,54	
II	1-2	-7	-8,50	-1	-0,21	-0,41	-0,5	0,14	0,5	16,36	-8,97	-8,97	-14,36	-1,3	-3,22	8,75	6,77	-19,21	14,36	-19,7	-1,27	6,57	6,77	-18,21	7,95	-21,95	-0,27	2,56	
	2-3	-8,97	-8,97	-0,21	-0,21	-0,5	-0,5	0,5	0,5	8,97	-8,97	-8,97	-8,97	-9,96	-9,96	9,03	-1,27	-15,21	8,5	-15,2	-1,27	8,5	-0,27	-18,21	4,11	-18,21	-0,27	4,11	
	3-4	-8,53	-7	-1,21	-1	-0,5	-0,41	0,5	0,41	8,97	-14,36	-14,36	-8,97	-9,96	-9,96	8,75	-1,27	-24,7	6,57	-19,2	-5,95	14,36	-0,27	-11,95	2,56	-18,21	6,77	7,95	
I	1-2	-7	-8,97	-1,46	-1,7	-0,21	-0,26	0,21	0,26	15,64	-9,77	-9,77	-15,64	-3,75	-10,64	9,03	6,97	-20,4	12,75	-20,3	-0,81	6,89	7,39	-19,85	14,36	-23,85	-0,29	6,035	
	2-3	-8,97	-8,97	-1,7	-1,7	-0,26	-0,26	0,26	0,26	9,77	-9,77	-9,77	-9,77	-10,64	-10,64	9,23	0,94	-20,4	9,05	-20,4	-0,81	9,06	-0,29	-19,85	8,2	-19,85	-0,29	8,2	
	3-4	-8,53	-7	-1,8	-1,46	-0,26	-0,26	0,26	0,21	9,77	-15,64	-15,64	-9,77	-10,64	-10,64	9,03	-0,81	-24,31	6,97	-20,3	6,97	12,75	0,29	-23,85	6,035	-19,85	7,39	14,36	

Portique B-B

Niveau	Travée	G		P		SIv↓		SIv↑		SIu→		SIu←		G+1,2P			G+P+SIv↓+SIu→			G+P+SIv↓+SIu←			G+P+SIv↑+SIu→			G+P+SIv↑+SIu←		
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
III	1-2	-8,48	-8,27	-0,5	-0,72	-1,25	-1,8	1,25	1,8	6,33	-4,22	-6,33	4,22	-6,08	-1,78	7,83	-0,4	-14,28	11,81	-14,1	-4,13	9,31	-2,1	-11,05	5,78	-11,56	-2,53	3,31
	2-3	-7,77	-7,77	-0,72	-0,72	-1,8	-1,8	1,8	1,8	4,22	-4,22	-4,22	4,22	-8,75	-1,78	6,44	-6,13	-14,28	9,4	-14,28	-6,13	9,4	-2,51	-11,05	9,4	-11,05	-2,53	9,4
	3-4	-7,77	-8,08	-0,72	-0,5	-1,8	-1,25	1,8	1,25	4,22	-6,33	-6,33	-4,22	-8,75	-4,27	7,73	-6,13	-14,28	9,31	-14,28	-0,4	11,81	-2,6	-11,05	3,4	-11,05	2,1	5,83
II	1-2	-7,7	-9,5	-2	-2,43	-0,25	-0,5	0,18	1,05	14,2	-8,77	-14,2	8,77	-10,1	-12,4	12,03	3,65	-21,25	15,62	-21,7	-4,11	10,3	5,25	-19,75	11,55	-23,05	-2,01	6,82
	2-3	-9,5	-9,5	-2,43	-2,43	-0,5	-0,5	1,05	1,05	8,77	-8,77	-8,77	8,77	-12,4	-12,4	11,13	-4,11	-21,2	12,07	-21,7	-4,11	12,07	-2,01	-19,75	8,59	-19,75	-2,01	8,6
	3-4	-9,5	-8,7	-2,43	-2	-0,5	-0,25	1,05	0,18	8,77	-14,2	-14,2	-8,77	-10,1	-12,4	12,03	-4,11	-24,75	10,3	-21,7	3,65	15,6	-2,01	-23,05	6,86	-19,75	5,35	12,2
I	1-2	-9,4	-11,6	-3	-3,6	-0,26	-0,60	0,42	0,52	15,16	-8,61	-15,16	8,61	-13	-15,9	15,19	2,54	-24,33	13,0	21,18	-7,11	12,3	3,4	-23,3	17,21	-27,34	-6,07	10,5
	2-3	-11,6	-11,6	-3,6	-3,6	-0,60	-0,60	0,52	0,52	8,61	-8,61	-8,61	8,61	-15,9	-15,9	14,87	-7,11	-24,33	14,54	2,1	-7,11	14,5	-6,07	-23,3	16,8	-23,3	-6,07	16,8
	3-4	-11,6	-9,4	-3,6	-3	-0,60	-0,42	0,52	0,42	8,61	-15,16	-15,16	-8,61	-15,9	-13	15,19	-7,11	-24,33	14,24	-24,3	2,54	13,0	-6,07	-23,3	10,5	-14,3	3,4	17,3

Combinaison des moments dans les poutres Paotique (C-S)

Niveau	Traverse	G		P		SIV↓		SIV↑		SIN ⁺		SIN ⁻		G+1,2P			G+P+SIV↑+SIN ⁺			G+P+SIV↓+SIN ⁻			G+P+SIV↑+SIN ⁻			G+P+SIV↓+SIN ⁺		
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
IV	2-3	-5,86	-5,86	-0,64	-0,64	-0,58	-0,58	0,58	0,58	1,47	-1,47	-1,07	1,07	-4,63	-6,63	6,47	-5,61	-2,65	7,32	-3,55	-6,61	7,32	-4,45	-7,32	5,14	-7,32	-4,45	5,14
	1-2	5,85	-7,54	-0,62	-0,6	-1	-1,47	1	1,47	7,40	-5,03	-7,0	5,03	-5,7	-2,24	7,32	0,73	-1,46	10,76	-1,46	-4,53	9,33	2,73	-1,47	5,12	-2,73	-1,47	3,49
III	2-3	-7,54	-7,54	-0,6	-0,6	-1,47	-1,47	1,47	1,47	5,03	-5,03	-5,03	5,03	-2,24	-6,26	6,18	-4,54	-1,46	9,43	-1,46	-4,53	2,43	-1,46	-1,47	3,53	-1,47	-1,47	3,53
	3-4	-7,54	-5,25	-0,6	-0,62	-1,47	-1	1,47	1	5,03	7,40	-5,03	7,40	-2,24	-5,75	4,54	-4,54	-1,46	1,73	-1,46	0,73	10,76	-1,46	-2,4	3,43	-1,47	2,73	5,12
II	1-2	-6,5	-7,9	-1,64	-2	-0,74	-0,9	0,74	0,9	15,03	-9,65	-16,4	9,65	-3,46	-10,3	10,2	6,55	-20,4	13,5	-2,31	-1,75	9,33	0,65	-20,4	6,93	-1,64	0,65	6,7
	2-3	-7,9	-7,9	-2	-2	-0,9	-0,9	0,9	0,9	9,65	-9,65	-9,65	9,65	-10,3	-10,3	9,52	-1,15	-20,4	9,33	-20,4	6,55	13,5	0,65	-22,3	4,30	-1,65	0,65	6,99
	3-4	-7,9	-6,5	-2	-1,64	-0,9	-0,74	0,9	0,74	9,65	-15,03	-9,65	15,03	-10,3	-11,4	10,4	-1,05	-24,4	7,74	-20,4	6,55	13,5	0,65	-21,41	43,37	-1,65	0,65	10,57
I	1-2	-6,5	-7,9	-0,74	-3	-0,35	-0,43	0,35	0,43	17,51	-10,85	-17,5	10,9	-7,3	-11,5	14,78	9,92	-22,3	14,79	-25,11	-0,38	8,23	10,64	-22,3	19,6	-24,33	0,42	6,24
	2-3	-7,9	-7,9	-3	-3	0,43	-0,43	0,43	0,43	10,95	-10,85	10,9	-10,3	-11,5	11,02	-0,38	-22,3	10,84	-22,3	-0,38	10,3	0,42	-24,4	9,33	-21,42	0,42	9,33	
	3-4	-7,9	-6,5	-3	-0,74	-0,43	0,37	0,43	0,37	10,95	-17,51	-10,9	17,15	-11,5	-7,33	14,78	-0,38	-25,11	4,45	-22,3	9,92	11,02	0,42	-24,4	6,71	-21,42	10,64	13,37

Portique 1-1

Niveau	Travée	G+1,2 P		G+P+SIV↓+SI _u ↑		G+P+SIV↓+SI _u ↑		G+P+SIV↑+SI _u ↓		G+P+SIV↑+SI _u ↓	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
III	A-B	2,31	-2,245	-0,597	-5,659	5,763	0,704	-1,189	-5,09	5,171	1,27
	B-C	2,262	-2,262	0,079	-4,979	4,979	-0,079	-0,499	-4,401	4,401	0,499
	C-D	2,662	-2,262	0,079	-4,979	4,979	-0,079	-0,499	-4,401	4,401	0,499
	D-E	2,662	-2,262	0,079	-4,979	4,979	-0,079	-0,499	-4,401	4,401	0,499
	E-F	2,662	-2,262	0,079	-4,979	4,979	-0,079	-0,499	-4,401	4,401	0,499
	F-G	2,662	-2,262	0,079	-4,979	4,979	-0,079	-0,499	-4,401	4,401	0,499
	G-H	2,662	-2,262	0,079	-4,979	4,979	-0,079	-0,499	-4,401	4,401	0,499
	H-I	2,215	-2,31	-0,704	-5,763	5,656	0,597	-1,27	-5,171	5,09	1,189
II	A-B	2,675	-2,669	-3,325	-3,325	3,325	3,325	-4,157	-9,059	9,043	4,26
	B-C	2,649	-2,623	-2,367	-7,893	7,893	2,367	-2,623	-7,551	7,637	2,709
	C-D	2,649	-2,623	-2,367	-7,893	7,893	2,367	-2,623	-7,551	7,637	2,709
	D-E	2,649	-2,623	-2,367	-7,893	7,893	2,367	-2,623	-7,551	7,637	2,709
	E-F	2,649	-2,623	-2,367	-7,893	7,893	2,367	-2,623	-7,551	7,637	2,709
	F-G	2,649	-2,623	-2,367	-7,893	7,893	2,367	-2,623	-7,551	7,637	2,709
	G-H	2,649	-2,623	-2,367	-7,893	7,893	2,367	-2,623	-7,551	7,637	2,709
	H-I	2,624	-2,675	-3,325	-9,451	9,325	3,169	-4,261	-9,103	9,059	4,217
I	A-B	2,714	-2,666	-4,506	-9,924	9,974	4,556	-4,676	-9,754	9,804	4,726
	B-C	2,688	-2,688	-2,861	-8,279	8,279	2,861	-3,031	-8,109	8,109	3,031
	C-D	2,688	-2,688	-2,861	-8,279	8,279	2,861	-3,031	-8,109	8,109	3,031
	D-E	2,688	-2,688	-2,861	-8,279	8,279	2,861	-3,031	-8,109	8,109	3,031
	E-F	2,688	-2,688	-2,861	-8,279	8,279	2,861	-3,031	-8,109	8,109	3,031
	F-G	2,688	-2,688	-2,861	-8,279	8,279	2,861	-3,031	-8,109	8,109	3,031
	G-H	2,688	-2,688	-2,861	-8,279	8,279	2,861	-3,031	-8,109	8,109	3,031
	H-I	2,662	-2,714	-4,556	-9,974	9,924	4,506	-4,726	-9,804	9,754	4,676

Niveau	Travée	$G + 1,2P$		$G + P + SIV \downarrow + \overline{SIV} \uparrow$		$G + P + SIV \downarrow + \overline{SIV} \uparrow$		$G + P_5 + SIV \downarrow + \overline{SIV} \uparrow$		$G + P_2 + SIV \downarrow + \overline{SIV} \uparrow$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
IV	C-D	1,420	-1,408	0,236	-2,264	2,276	-0,924	0,52	-1,848	1,86	-0,508
	D-E	1,414	-1,414	1,08	-2,12	2,12	-1,08	0,664	-1,552	1,704	-0,512
	E-F	1,414	-1,414	1,08	-2,12	2,12	-1,08	0,664	-1,552	1,704	-0,512
	F-G	1,414	-1,414	1,08	-2,12	2,12	-1,08	0,664	-1,552	1,704	-0,512
	G-H	1,408	-1,420	0,924	-2,276	2,264	3,616	0,508	-1,86	1,848	-0,52
III	A-B	3,265	-3,146	-0,264	-7,438	7,536	0,501	-1,188	-6,717	6,818	1,283
	B-C	3,206	-3,206	0,458	-6,678	6,678	-0,458	-0,342	-5,878	5,878	0,342
	C-D	3,206	-3,206	0,318	-6,818	6,818	-0,318	-0,482	-6,018	6,018	0,482
	D-E	3,206	-3,206	0,318	-6,818	6,818	-0,318	-0,482	-6,018	6,018	0,482
	E-F	3,206	-3,206	0,318	-6,818	6,818	-0,318	-0,482	-6,018	6,018	0,482
	F-G	3,206	-3,206	0,318	-6,818	6,818	-0,318	-0,482	-6,018	6,018	0,482
	G-H	3,206	-3,206	0,318	-6,818	6,818	-0,318	-0,482	-6,018	6,018	0,482
	H-I	3,146	-3,265	-0,502	-7,635	7,638	0,365	-1,283	-6,818	6,717	1,188
II	A-B	4,861	-4,726	-2,924	-12,823	12,96	3,051	-3,538	-12,221	12,222	3,659
	B-C	4,806	-4,806	-1,15	-11,07	11,07	1,15	-1,758	-10,462	10,462	1,758
	C-D	4,806	-4,806	-1,15	-11,07	11,07	1,15	-1,758	-10,462	10,462	1,758
	D-E	4,806	-4,806	-1,15	-11,07	11,07	1,15	-1,758	-10,462	10,462	1,758
	E-F	4,806	-4,806	-1,15	-11,07	11,07	1,15	-1,758	-10,462	10,462	1,758
	F-G	4,806	-4,806	-1,15	-11,07	11,07	1,15	-1,758	-10,462	10,462	1,758
	G-H	4,806	-4,806	-1,15	-11,07	11,07	1,15	-1,758	-10,462	10,462	1,758
	H-I	4,726	-4,861	-3,057	-12,356	12,823	2,924	-3,659	-12,342	12,221	3,538
I	A-B	5,143	-5,033	-3,768	-13,81	13,996	3,88	-4,094	-13,666	13,666	4,194
	B-C	5,094	-5,094	-1,774	-11,886	11,886	1,774	-2,094	-11,566	11,566	2,094
	C-D	5,094	-5,094	-1,774	-11,886	11,886	1,774	-2,094	-11,566	11,566	2,094
	D-E	5,094	-5,094	-1,774	-11,886	11,886	1,774	-2,094	-11,566	11,566	2,094
	E-F	5,094	-5,094	-1,774	-11,886	11,886	1,774	-2,094	-11,566	11,566	2,094
	F-G	5,094	-5,094	-1,774	-11,886	11,886	1,774	-2,094	-11,566	11,566	2,094
	G-H	5,094	-5,094	-1,774	-11,886	11,886	1,774	-2,094	-11,566	11,566	2,094
	H-I	5,033	-5,143	-3,067	-13,996	14,293	3,768	-4,194	-13,666	13,566	4,094

Portique A-A

Niveau	Travée	$G+1,2P$		$G+P+SI_v+\overline{SI}_u$		$G+P+SI_v+\overline{SI}_u$		$G+\frac{P}{2}+SI_v+\overline{SI}_u$		$G+\frac{P}{2}+SI_v+\overline{SI}_u$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
III	1-2	8,332	-7,657	7,568	-10,16	10,528	-6,753	5,704	-8,42	9,064	-5,06
	2-3	8,026	-8,226	7,554	-10,194	10,134	-7,554	5,772	-8,352	8,352	-5,772
	3-4	7,657	-8,332	6,753	-10,927	10,113	-7,568	5,055	-8,064	8,419	-5,704
II	1-2	10,315	-9,775	7,077	-13,323	14,137	-6,263	5,393	-12,55	13,53	-5,493
	2-3	10,024	-10,024	7,609	-13,071	13,063	-7,564	6,553	-12,025	11,393	-6,575
	3-4	9,775	-10,315	6,581	-14,217	13,711	-7,077	5,493	-13,083	12,55	-5,993
I	1-2	11,05	-10,464	7,033	-14,217	14,733	-6,517	6,557	-13,705	14,233	-6,005
	2-3	10,75	-10,758	7,603	-13,62	13,66	-7,633	7,171	-13,091	13,091	-7,171
	3-4	10,46	-11,051	6,517	-14,7	14,211	-7,033	6,005	-14,26	13,705	-6,557

Portique B-B

Niveau	Travée	$G+1,2P$		$G+P+SI_v+\overline{SI}_u$		$G+P+SI_v+\overline{SI}_u$		$G+\frac{P}{2}+SI_v+\overline{SI}_u$		$G+\frac{P}{2}+SI_v+\overline{SI}_u$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
III	1-2	9,192	-8,4	9,26	-11,66	12,68	-8,30	5,46	-8,2	8,12	-4,84
	2-3	8,796	-7,796	9,15	-11,75	11,73	-9,75	5,55	-8,125	8,13	-5,545
	3-4	8,4	-9,192	8,31	-12,61	11,67	-9,25	6,25	-8,23	8,21	-5,47
II	1-2	12,152	-12,152	9,93	-16,19	16,91	-9,21	7,77	-14,15	14,75	-7,77
	2-3	12,431	-12,431	10,38	-15,75	15,75	-10,76	8,26	-13,65	13,64	-8,27
	3-4	12,152	-12,152	5,73	-16,23	12,71	-9,95	7,16	-14,75	16,14	-7,77
I	1-2	16,874	-15,598	12,643	-19,03	19,90	-11,77	11,56	-11,01	18,28	-10,75
	2-3	16,036	-16,036	13,23	-18,45	18,45	-13,23	12,17	-17,39	17,39	-12,77
	3-4	15,598	-16,874	11,69	-19,9	18,948	-12,64	10,83	-18,22	18,03	-11,56

Portique C-C

Niveau	Travée	$G+1,2P$		$G+P+S_{Iv}+S_{II}^{\rightarrow}$		$G+P+S_{Iv}+S_{II}^{\leftarrow}$		$G+P+S_{Iv}+S_{II}^{\rightarrow}$		$G+\frac{P}{5}+S_{Iv}+S_{II}^{\leftarrow}$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
IV	2-3	7,471	-7,471	7,536	-8,436	8,436	-7,536	6,216	-7,816	7,116	-6,216
III	1-2	8,681	-7,923	8,234	-11,104	11,334	-7,344	5,122	-8,276	8,882	-4,516
	2-3	8,303	-8,303	8,143	-11,188	11,188	-8,143	5,173	-8,213	8,213	-5,173
	3-4	7,923	-8,682	7,344	-11,995	11,104	-8,234	6,516	-8,882	8,276	-5,122
II	1-2	10,573	-10,011	7,281	-14,30	14,884	-6,70	5,051	-12,566	13,051	-4,966
	2-3	10,296	-10,296	7,871	-13,741	13,741	-7,871	6,083	-11,923	11,923	-6,083
	3-4	10,013	-10,573	6,70	-14,881	14,30	-7,281	4,966	-13,051	12,566	-5,051
I	1-2	12,106	-10,860	7,575	-15,062	16,195	-6,446	6,693	-14,221	15,313	-5,608
	2-3	11,424	-11,424	8,00	-14,633	14,633	-8,00	7,141	-13,781	13,781	-7,141
	3-4	10,86	-12,106	6,446	-16,195	15,062	-7,575	5,608	-15,313	14,221	-6,693

PORTIQUE 1.1

Niveau	Poteau	G+1.2P		G+P+SIv+SIh		G+ $\frac{P}{2}$ -SIv-SIh		G+P+SIv-SIh		G+ $\frac{P}{2}$ -SIv+SIh	
		M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S
II	A	0,928	-0,542	7,32	-4,10	-5,512	3,086	-5,24	2,976	7,048	-3,99
	B	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	C	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	D	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	E	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	F	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	G	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	H	0	0	7,84	-4,22	-7,84	4,22	-7,84	4,22	7,84	-4,22
	I	0,928	-0,542	7,32	-4,10	-5,512	3,086	-5,24	2,976	7,048	-3,99
	I	A	0,604	-0,542	10,16	-7,03	-9,236	6,018	-9,3	5,93	10,224
B		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
C		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
D		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
E		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
F		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
G		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
H		0	0	12,20	-8,13	-12,2	8,13	-12,2	8,13	12,2	-8,13
I		0,604	-0,542	10,16	-7,03	-9,236	6,018	-9,3	5,93	10,224	-6,942
0		A	0,604	-0,604	8,38	-12,27	-7,256	11,146	-7,16	11,05	8,284
	B	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	C	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	D	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	E	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	F	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	G	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	H	0	0	9,71	-14,57	-9,71	14,57	-9,71	14,57	9,71	-14,57
	I	0,604	-0,604	8,38	-12,27	-7,256	11,146	-7,16	11,05	8,284	-12,174

Niveau	Poteau	$G+1,2P$		$G+P+SI_v+SI_u$		$G+\frac{P}{\gamma}-SI_v-SI_u$		$G+P+SI_v-SI_u$		$G+\frac{P}{\gamma}-SI_v+SI_u$	
		M_N	M_S	M_N	M_S	M_N	M_S	M_N	M_S	M_N	M_S
III	C	0,66	-0,03	1,08	-0,71	-0,82	0,728	-0,58	0,68	1,34	-0,732
	D	0	0	1,66	-0,91	-1,66	0,91	-1,66	0,91	1,66	-0,91
	E	0	0	1,66	-0,91	-1,66	0,91	-1,66	0,91	1,66	-0,91
	F	0	0	1,66	-0,91	-1,66	0,91	-1,66	0,91	1,66	-0,91
	G	0	0	1,66	-0,91	-1,66	0,91	-1,66	0,91	1,66	-0,91
	H	0,66	-0,03	2,08	-0,71	-0,82	0,728	-0,58	0,68	1,34	-0,732
II	A	1,36	-1,10	9,17	-6,54	-6,57	4,536	-6,15	4,26	8,75	-6,264
	B	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	C	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	D	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	E	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	F	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	G	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	H	0	0	9,6	-6,4	-9,6	6,4	-9,6	6,4	9,6	-6,4
	I	1,36	-1,10	9,17	-6,54	-6,57	4,536	-6,15	4,26	8,75	-6,264
I	A	1,10	-1,164	11,66	-9,76	-9,656	7,696	-9,38	7,46	11,384	-9,524
	B	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	C	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	D	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	E	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	F	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	G	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	H	0	0	13,15	-10,75	-13,15	10,75	-13,15	10,75	13,15	-10,75
	I	1,10	-1,164	11,66	-9,76	-9,656	7,696	-9,38	7,46	11,384	-9,524
0	A	1,160	-1,164	10,02	-14,47	-7,956	14,406	-7,72	12,17	9,784	-14,234
	B	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	C	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	D	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	E	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	F	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	G	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	H	0	0	11,1	-16,65	-11,1	16,65	-11,1	16,65	11,1	-16,65
	I	1,160	-1,164	10,02	-14,47	-7,956	14,406	-7,72	12,17	9,784	-14,234

Niveau	Poteau	G+1,2P		G+P+SI _v +SI _h		G+ $\frac{P}{5}$ -SI _v -SI _h		G+P+SI _v -SI _h		G+ $\frac{P}{5}$ -SI _v +SI _h	
		M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S
II	1	5,55	-3,80	12,96	-7,59	-2,16	0,538	-0,7	-0,23	11,5	-6,822
	2	0	0	8,52	-4,59	-8,52	4,59	-8,52	4,59	8,52	-4,59
	3	0	0	8,52	-4,59	-8,52	4,59	-8,52	4,59	8,52	-4,59
	4	5,55	-3,80	12,96	7,59	-2,16	0,538	-0,7	-0,23	11,5	-6,822
I	1	4,28	-4,07	15,07	-11,16	-7,146	3,832	-5,97	3,08	14,224	-10,408
	2	0	0	13,36	-8,91	-13,36	8,91	-13,36	8,91	13,36	-8,91
	3	0	0	13,36	-8,91	-13,36	8,91	-13,36	8,91	13,36	-8,91
	4	4,28	-4,07	15,07	-11,16	-7,146	3,832	-5,97	3,08	14,224	-10,408
0	1	4,58	-4,58	13,06	-17,32	-4,816	9,076	-3,64	8,24	12,224	-16,484
	2	0	0	10,65	-15,97	-10,56	15,97	-10,65	15,97	10,65	-15,97
	3	0	0	10,65	-15,97	-10,56	15,97	-10,65	15,97	10,65	-15,97
	4	4,58	-4,58	13,06	-17,32	-4,816	9,076	-3,64	8,24	12,224	-16,484

PORTIQUE . B . B .

Niveau	Poteau	G+1,2P		G+P+SI _v +SI _h		G+ $\frac{P}{5}$ -SI _v -SI _h		G+P+SI _v -SI _h		G+ $\frac{P}{5}$ -SI _v +SI _h	
		M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S	M _N	M _S
II	1	6,08	-4,8	14,06	-8,68	-2,5	0,28	0,4	-1,32	11,16	-7,08
	2	0	0	8,52	-4,59	-8,52	4,59	-8,52	4,59	8,52	-4,59
	3	0	0	8,52	-4,59	-8,52	4,59	-8,52	4,59	8,52	-4,59
	4	6,08	-4,8	14,06	-8,68	-2,5	0,28	0,4	-1,32	11,16	-7,08
I	1	5,3	-6,04	16,07	-12,98	-6,67	2,536	-4,97	1,04	14,37	-11,484
	2	0	0	13,15	-8,77	-13,15	8,77	-13,15	8,77	13,15	-8,77
	3	0	0	13,15	-8,77	-13,15	8,77	-13,15	8,77	13,15	-8,77
	4	5,3	-6,04	16,07	-12,98	-6,67	2,536	-4,97	1,04	14,37	-11,484
0	1	6,86	-6,86	15,12	-19,29	-3,26	7,43	-1,58	5,75	13,44	-17,61
	2	0	0	10,44	-15,67	-10,44	15,67	-10,44	15,67	10,44	-15,67
	3	0	0	10,44	-15,67	-10,44	15,67	-10,44	15,67	10,44	-15,67
	4	6,86	-6,86	15,12	-19,29	-3,26	7,43	-1,58	5,75	13,44	-17,61

PORTIFOLIO . E.C.

Niveau	Poleau	$G+1/2 P$		$G+P+SI_V+SI_H$		$G+\frac{P}{2}-SI_V-SI_H$		$G+P+SI_V-SI_H$		$G+\frac{P}{2}-SI_V+SI_H$	
		M_N	M_S	M_N	M_S	M_N	M_S	M_N	M_S	M_N	M_S
III	2	6,626	0	8,57	-0,8	3,918	0,8	-5,63	0,8	6,858	-0,8
	3	6,628	0	8,57	-0,8	3,918	0,8	-5,63	0,8	6,858	-0,8
II	1	5,754	-4,224	14,07	-4,39	-3,066	1,896	-0,73	4,93	11,734	-7,964
	2	0	0	9,26	-6,18	-9,26	6,18	-9,26	6,18	9,26	-6,18
	3	0	0	9,26	-6,18	-9,26	6,18	-9,26	6,18	9,26	-6,18
	4	5,754	-4,224	14,07	-4,39	-3,066	1,896	-0,73	4,93	11,734	-7,964
I	1	4,224	-4,716	14,93	-9,58	-7,466	5,284	-6,07	7,6	13,534	-11,896
	2	0	0	13,12	-10,74	-13,12	10,74	-13,12	10,74	13,12	-10,74
	3	0	0	13,12	-10,74	-13,12	10,74	-13,12	10,74	13,12	-10,74
	4	4,224	-4,716	14,93	-9,58	-7,466	5,284	-6,07	7,6	13,534	-11,896
0	1	4,716	-4,716	13,57	-13,57	-5,614	10,084	-4,27	13,29	12,226	-16,696
	2	0	0	11,16	-16,74	-11,16	16,74	-11,16	16,74	11,16	-16,74
	3	0	0	11,16	-16,74	-11,16	16,74	-11,16	16,74	11,16	-16,74
	4	4,716	-4,716	13,57	-13,57	-5,614	10,084	-4,27	13,29	12,226	-16,696

Combinaisons des efforts normaux dans les poteaux.

Portique 1-1

Niveau	Poteau	Poids Propre Poteau (g)	G + 1,2 P		G + P + S _{IV} + S _{IU}		G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} - S _{IU}		G + P + S _{IV} - S _{IU}		G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} + S _{IU}	
			N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
II	A	4,328	4,638	4,638	4,941	4,941	4,227	4,227	4,911	4,911	4,227	4,227
	B	"	6,905	6,905	7,333	7,333	6,012	6,012	7,333	7,333	6,012	6,012
	C	"	6,835	6,835	7,386	7,386	6,051	6,051	7,386	6,051	6,051	6,051
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H	"	6,805	6,805	7,333	7,333	6,012	6,012	7,333	7,333	6,012	6,012
	I	"	4,638	4,638	4,941	4,941	4,227	4,227	4,911	4,911	4,227	4,227
	I	A	"	9,641	9,641	5,119	10,03	4,531	8,765	5,119	10,03	4,531
B		"	14,407	14,407	7,826	15,159	6,690	12,702	7,826	15,159	6,690	12,702
C		"	14,48	14,48	7,854	15,240	6,709	12,76	7,854	15,24	6,709	12,76
D		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
E		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
F		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
G		"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
H		"	14,407	14,407	7,826	15,159	6,690	12,702	7,826	15,159	6,690	12,702
I		"	9,641	9,641	5,119	10,03	4,531	8,765	5,119	10,03	4,531	8,765
D		A	"	14,683	14,683	5,062	15,092	4,634	13,40	5,062	15,092	4,634
	B	"	22,089	22,089	7,721	22,81	6,871	19,60	7,721	22,81	6,871	19,60
	C	"	22,184	22,184	7,746	22,916	6,894	19,60	7,746	22,916	6,894	19,60
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H	"	22,089	22,089	7,721	22,81	6,871	19,60	7,721	22,81	6,871	19,60
	I	"	14,683	14,683	5,062	15,092	4,634	13,40	5,062	15,092	4,634	13,40

Niveau	Poteau	Poids Propre Poteau	G + 1,2P		G + P + S _{IV} + S _{IIH}		G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} - S _{IIH}		G + P + S _{IV} - S _{IIH}		G + $\frac{P}{5}$ - S _{IV} + S _{IIH}	
			N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
III	C	0,9	2,32	2,32	2,506	2,506	2,00	2,00	2,506	2,506	2,00	2,00
	D	"	3,729	3,729	4,1	4,1	3,089	3,089	4,1	4,1	3,089	3,089
	E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H	"	2,32	2,32	2,506	2,506	2,00	2,00	2,506	2,506	2,00	2,00
II	A	2,32	5,593	5,593	5,964	5,964	4,992	4,992	5,964	5,964	4,992	4,992
	B	"	8,671	8,671	9,395	9,395	7,502	7,502	9,395	9,395	7,502	7,502
	C	"	8,741	11,061	9,464	11,970	7,557	9,557	9,464	11,970	7,557	9,557
	D	"	"	12,42	"	13,564	"	10,646	9,464	13,564	7,557	10,646
	E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H	"	9,681	11,061	9,395	11,901	7,502	9,502	9,395	11,901	7,502	9,502
	I	"	5,593	5,593	5,964	5,964	4,992	5,964	5,964	5,964	4,992	4,992
I	A	"	9,045	13,638	7,344	13,308	6,121	7,344	13,308	2,157	6,121	11,113
	B	"	11,861	20,502	12,174	21,569	9,782	12,174	21,569	2,425	9,782	19,210
	C	"	11,101	23,000	12,245	24,215	9,836	12,245	24,215	2,511	9,836	13,339
	D	"	"	24,411	"	25,809	"	"	"	"	"	20,571
	E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H	"	11,861	26,862	12,174	29,075	9,782	12,174	29,075	2,425	9,782	19,210
	I	"	9,045	13,638	7,344	13,308	6,121	7,344	13,308	13,308	6,121	11,113
0	A	"	7,474	20,115	7,440	20,747	6,313	7,440	20,747	20,747	6,313	17,426
	B	"	12,462	33,040	12,384	33,953	10,17	12,384	33,953	33,953	10,17	27,454
	C	"	16,577	35,519	12,44	36,655	10,213	12,44	36,655	36,655	10,213	29,602
	D	"	"	36,921	"	38,249	"	"	"	"	"	30,691
	E	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	F	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	G	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H	"	12,462	35,321	12,384	31,515	10,177	12,384	31,515	31,515	10,177	29,454
	I	"	7,474	21,115	7,44	20,747	6,313	7,44	20,747	20,747	6,313	17,426

Portique A-A

Niveau	Poteau	Poids Propre Poteau (t)	G+1,2P		G+P+SIv+SIu		G+ $\frac{P}{5}$ -SIv-SIu		G+P+SIv-SIu		G+ $\frac{P}{5}$ -SIv+SIu	
			N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
II	1	2,328	10,72	10,72	11,58	11,58	7,08	7,08	11,58	11,58	7,08	7,08
	2	"	13,01	13,01	13,61	13,61	13,23	13,23	13,61	13,61	13,23	13,23
	3	"	13,01	13,01	13,61	13,61	13,23	13,23	13,61	13,61	13,23	13,23
	4	"	10,72	10,72	11,58	11,58	7,08	7,08	11,58	11,58	7,08	7,08
I	1	"	12,64	23,36	12,94	24,52	8,52	15,16	12,94	24,52	8,52	15,16
	2	"	22,15	40,16	22,71	42,32	16,37	29,6	22,71	42,32	16,37	29,6
	3	"	22,15	40,16	22,71	42,32	16,37	29,6	22,71	42,32	16,37	29,6
	4	"	12,64	23,36	12,94	24,52	8,52	15,16	12,94	24,52	8,52	15,16
0	1	"	13,38	36,74	13,28	37,8	8,91	24,51	13,28	37,8	8,91	24,51
	2	"	23,55	63,71	23,25	65,67	17,12	46,76	23,35	65,67	17,12	46,72
	3	"	23,55	63,71	23,25	65,67	17,12	46,76	23,35	65,67	17,12	46,72
	4	"	13,38	36,74	13,28	37,8	8,91	24,51	13,28	37,8	8,91	24,51

Portique B-B

Niveau	Poteau	Poids Propre Poteau	G+1,2P		G+P+SIv+SIu		G+ $\frac{P}{5}$ -SIv-SIu		G+P+SIv-SIu		G+ $\frac{P}{5}$ -SIv+SIu	
			N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
II	1	2,328	11,52	11,52	13,27	13,27	6,53	6,53	13,27	13,27	6,53	6,53
	2	"	13,5	13,52	22,75	22,75	12,23	12,23	22,75	22,75	12,23	12,23
	3	"	13,5	13,52	22,75	22,75	12,23	12,23	22,75	22,75	12,23	12,23
	4	"	11,52	11,52	13,27	13,27	6,53	6,53	13,27	13,27	6,53	6,53
I	1	"	15,17	26,63	15,75	29,02	9,26	15,79	15,75	29,02	9,26	15,79
	2	"	26,31	46,48	28,12	50,87	17,74	29,97	28,12	50,87	17,74	29,97
	3	"	26,31	46,48	28,12	50,87	17,74	29,97	28,12	50,87	17,74	29,97
	4	"	15,17	26,63	15,75	29,02	9,26	15,79	15,75	29,02	9,26	15,79
0	1	"	11,80	45,43	11,60	47,62	12,21	28	11,60	47,62	12,21	28
	2	"	33,96	80,49	33,48	84,35	23,51	53,48	33,48	84,35	23,51	53,48
	3	"	33,96	80,49	33,48	84,35	23,51	53,48	33,48	84,35	23,51	53,48
	4	"	11,80	45,43	11,60	47,62	12,21	28	11,60	47,62	12,21	28

Niveau	Béton	Poids Propre Poutre	G + 1/2 P		G + P + SIV + SIV		G + $\frac{P}{2}$ - SIV - SIV		G + P + SIV - SIV		G + $\frac{P}{2}$ - SIV + SIV	
			N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum	N	Ncum
III	2	0,900	8,372	8,372	8,88	8,88	6,08	6,08	8,37	8,37	6,08	6,08
	3	0,900	8,372	8,372	9,88	8,88	6,08	6,08	8,37	9,88	6,08	6,08
II	1	2,328	11,01	11,01	12,44	12,44	6,51	6,51	12,44	12,44	6,51	6,51
	2	"	13,55	26,922	12,22	30,1	12,17	18,25	24,22	30,1	12,17	18,25
	3	"	13,55	26,922	24,22	30,1	12,17	18,25	24,22	30,1	12,17	18,25
	4	"	11,01	11,01	12,44	12,44	6,51	6,51	12,44	12,44	6,51	6,51
I	1	"	12,9	23,91	13,41	25,81	7,62	14,31	13,41	25,81	7,62	14,31
	2	"	23,64	49,56	23,62	53,72	14,65	33,17	23,62	53,72	14,65	33,17
	3	"	23,64	49,56	23,62	53,72	14,65	33,17	23,62	53,72	14,65	33,17
	4	"	12,9	23,91	13,41	25,81	7,62	14,31	13,41	25,81	7,62	14,31
0	1	"	14,43	38,34	14,21	40,02	8,35	22,66	14,21	40,02	8,35	22,66
	2	"	24,47	74,23	24,40	78,12	15,90	49,07	24,40	78,12	15,90	49,07
	3	"	24,47	74,23	24,40	78,12	15,90	49,07	24,40	78,12	15,90	49,07
	4	"	14,43	38,34	14,21	40,02	8,35	22,66	14,21	40,02	8,35	22,66

Ferrailage des poteaux (Bloc A) 151

Les poteaux forment les éléments porteurs verticaux du système planchers poutres par points d'appuis isolés. À l'instar de leur destination à supporter les charges verticales, ils participent à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour s'opposer aux efforts horizontaux (effet de vent, séisme). Ils constituent ainsi les organes de transmission des sollicitations (verticales et horizontales), sous forme d'efforts verticaux et horizontaux et moments fléchissants, sur fondations auxquelles ils sont ancrés.

Détermination des armatures longitudinales

L'étude statique des portiques a révélé que les portiques longitudinaux (1-1 et 2-2) et transversaux (A-A, B-B, C-C) étaient les plus sollicités. Dans l'étude des combinaisons des charges, nous nous sommes bornés à ceux-ci et avons constatés que les poteaux communs sont les plus sollicités (A_1, A_2, B_1, C_2).

Nous nous limiterons dans le calcul des poteaux à ces 4 types de poteaux et adoptons le même ferrailage trouvé à ceux du même genre. Qu'il soit de rive, central ou d'angle.

On fera le calcul des armatures longitudinales sous les sollicitations du 1^{er} genre et 2^{es} genres et retiendrons les plus défavorables.

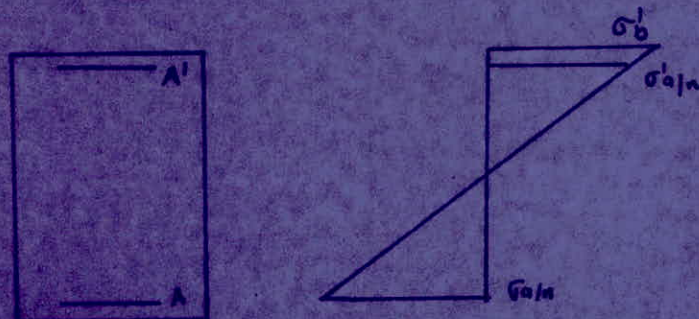
D'après le tableau de calcul des combinaisons nous constatons que les poteaux sont sollicités par des moments à la base et tête de poteau par un effort normal. Ils seront calculés en flexion composée comme des poutres verticales.

Méthode de calcul:

Soit une pièce en B.A. sollicitée en flexion composée. Au niveau d'une section droite l'état de contrainte (diagramme des contraintes) intimement liés à l'excentricité de son centre de pression par au centre de gravité du béton seul permet de distinguer:

- Des sections partiellement comprimées (P.C)
- Des sections entièrement comprimées (E.C)
- Des sections entièrement tendues (E.T)

Ⓐ Section partiellement comprimée:



Une section est dite partiellement comprimée, lorsque la résultante des forces extérieures admet un point d'application situé hors du noyau central.

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h}{6}$$

où M et N sont respectivement le moment fléchissant et l'effort normal sollicitant la pièce considérée

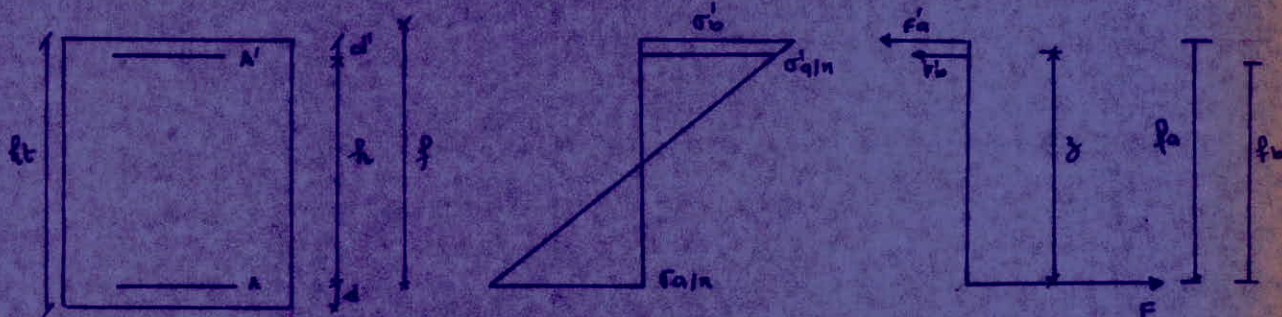
e : excentricité par rapport au c. d. g. ou distance du centre de pression par rapport au c. d. g. du béton seul.

h : hauteur totale de la pièce

La détermination de la section d'armatures à disposer se fait par la méthode du moment fictif.

Exposé de la méthode:

L'artifice de calcul consiste à évaluer les sections d'aciers d'une section considérée soumise à la flexion composée, à partir de celle sollicitée en flexion simple par un moment fictif. Soit une section en B.A. sollicitée en flexion composée, le diagramme des contraintes admet pour schéma.



La section est équilibrée et les équations de la statique sont satisfaites, soit
 \sum projections horizontales des forces = 0
 \sum moments des forces par rapport à un point quelconque = 0

Nous prenons les moments par rapport aux aciers tendus, on obtient les équations suivantes:

$$\sum F_i = 0 \Leftrightarrow F_a + F_b - F - N = 0 \quad (N: \text{effort de compression})$$

$$\sum M_i/A = 0 \Leftrightarrow N \cdot f - F_b \cdot f_a - F_a \cdot f_b = 0 \quad \text{Comme } F_a = \sigma_a \cdot A' \text{ et } F = \sigma_a \cdot A$$

$$\text{il vient } \begin{cases} F_a + F_b - \sigma_a (A + \frac{N'}{\sigma_a}) = 0 & (1) \\ N' f - \sigma_a A' f_a - F_b f_b = 0 & (2) \end{cases}$$

Supposons maintenant la même section, sollicitée en flexion simple par le moment fictif $M_f = N' f$.

Et soit les sections d'armatures A_1 et A'_1 qu'il aurait fallu disposer dans la section soumise à M_f .

Par une procédure analogue à celle établie ci-haut, nous obtenons les équations suivantes

$$\begin{cases} F'_a + F'_b - F = 0 \\ M - F'_a f_a - F'_b f_b = 0 \end{cases}$$

$$\text{Comme } M = N' f \text{ et } F'_a = A'_1 \sigma_a \text{ et } F = \sigma_a A_1$$

$$\text{il vient donc: } \begin{cases} \sigma_a A'_1 + F'_b - \sigma_a A_1 = 0 & (3) \\ N' f - \sigma_a A'_1 f_a - F'_b f_b = 0 & (4) \end{cases}$$

En comparant les équations (1) et (3), (2) et (4) on obtient:

$$\begin{aligned} A' &= A'_1 \\ A &= A_1 - \frac{N'}{\sigma_a} \end{aligned} \quad (5)$$

Remarque : si l'effort normal était une traction les équations (5) seraient

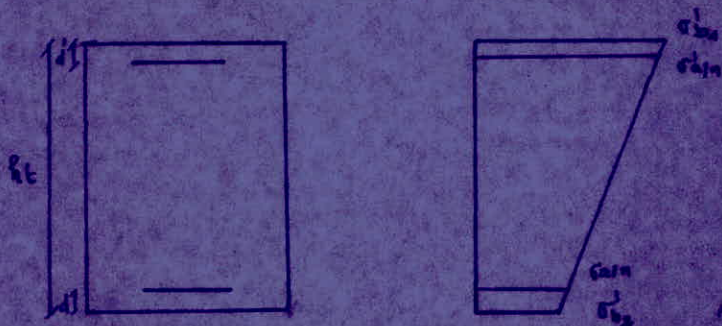
$$A' = A_1$$

$$A = A_1 + \frac{N'}{\sigma_a}$$

Pour la détermination de A_1 et A_2 nous utilisons la méthode de Remy Charon exposé antérieurement

① - Section entièrement comprimée

Une section est dite entièrement comprimée, si la méthode des forces extérieures admet point d'application un point situé dans le moyeu central, et un effort de compression. soit $e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h}{6}$



Pour la détermination des sections d'armatures, nous utilisons les formules ci-dessous, établies dans l'ouvrage de M. P. Charon (Exercices de B.A).

1^{er} cas : Armatures symétriques

$$S' = \frac{d_1}{ht} = \frac{d_2}{ht}, \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot ht}{N'}, \quad \rho' = \frac{5 M_{ec}}{N' b ht}, \quad c = 0,27(1 - 2S')^2 \rho$$

$$D = 0,30(\rho - \rho') - 0,90(1 - \rho)(1 - 2S')^2$$

$$E = -(1 + \rho - \rho'), \quad \bar{w} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} \quad (*)$$

Les sections d'armatures seront obtenues par l'équation

$$A_1 = A_2 = \frac{\bar{w} b ht}{100}$$

2^{es} cas : armatures dissymétriques

on prend $w = \bar{w}_1$ (formule *) et $\bar{w}_2 = 0,3$ à $0,4$

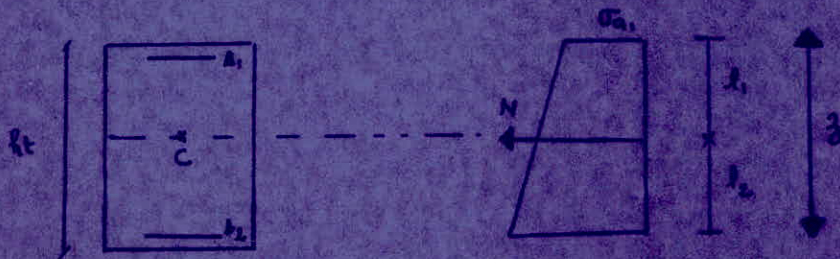
on obtient les sections comme suit $A_1 = \frac{\bar{w}_1 b ht}{100}$ et $A_2 = \frac{\bar{w}_2 b ht}{100}$

Où, nous réserve de vérifier la condition de résistance

Remarque : on n'a pas à considérer que le 1^{er} cas étant donné que le moment (sisme horizontal perpendiculaire) sera toujours chargé de signe.

Sections entièrement tendues:

On est en présence d'un tel cas, lorsque l'effort normal est un effort de traction et la résultante des forces extérieures passe entre les armatures.



Les sections d'armatures à disposition sont obtenues par les expressions:

$$A_1 = \frac{N h_1}{\sigma_a} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N h_2}{\sigma_a}$$

- Remarques:
- * Ces expressions ont été obtenues à partir des équations d'équilibre du système sollicitant la section dans laquelle le travail du béton tendu est négligé.
 - * Dans notre cas les efforts normaux sont des efforts de compression, nous n'avons à considérer que les 2 premiers cas (a) et (b).

Contraintes admissibles du béton en flexion composée: (Art. 9.46. C.C.B. A68)

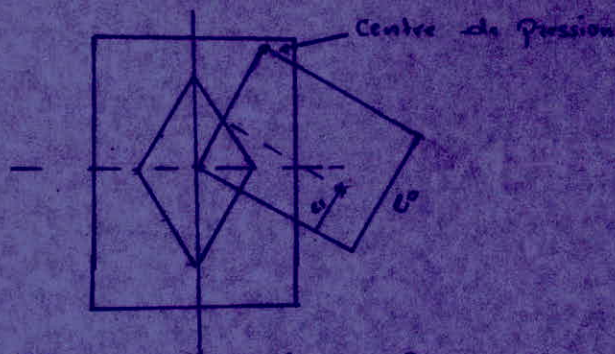
La contrainte admissible du béton travaillant en flexion composée s'établit à partir de l'expression suivante:

$$\bar{\sigma}_b' = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\bar{\sigma}_b \\ \alpha \beta \delta \varepsilon e_0 \end{array} \right. (*)$$

où $\alpha, \beta, \delta, \varepsilon$ ont même valeurs que pour la flexion simple ainsi que $\bar{\sigma}_b$ (établi précédemment) $\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$.

où e_0 : excentricité de la force ext. par rapport à la section complète du béton seul.

e_1 : rayon vecteur du moyeu central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.



Remarque: L'expression (*) désigne la contrainte admissible du béton en flexion composée pour les sollicitations du 1^{er} genre. Pour celle du 2^{ème} genre, on multiplie l'expression (*) par 1,5 (Art. 9.47. C.C.B.A68).
Ayant établi les méthodes utilisées pour le calcul, les résultats seront résumés sous forme de tableau.

Il est à noter qu'après un premier calcul avec les coffrages obtenu à partir du prédimensionnement nous avons été amenés à modifier le coffrage des poteaux. Etant donné que le pourcentage des armatures longitudinales dépassait le % maximal imposé le C.T.C soit 5%. On a donc adopté les sections suivantes

Poteau niveau	A ₁	A ₂	B ₁	G ₂
III	—	—	—	40x60
II	40x60	40x60	40x60	40x60
I	40x60	40x60	40x60	40x60
0	40x60	40x60	40x60	40x60

nous envisageons les calculs pour les sollicitations du 1^{er} et 2nd genre les plus défavorables

- sollicitation du 1^{er} genre: $\begin{cases} N \\ M \end{cases}$

- sollicitation du 2nd genre: $\begin{cases} N_{max} \\ M_{cov} \\ N_{min} \\ M_{cov} \end{cases}$

Remarque: Les valeurs des moments et des efforts normaux sont tirés des tableaux des combinaisons relatives

Tableaux donnant e_0 et $\bar{\sigma}'_b$ sous SP_1 Poteau 1ASens longitudinal

Niveau	M (t.m)	N (t)	e_0 (m)	e_1 (m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}'_b$
I	0,928	4,638	0,200	0,066	P.C	137
I	0,604	9,641	0,062	0,066	E.C	90,41
O	0,604	14,683	0,041	0,066	E.C	83,10

Sens transversal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollicitation	$\bar{\sigma}'_b$
I	5,55	10,72	0,518	0,10	P.C	137
I	4,58	23,36	0,196	0,10	P.C	113,13
O	4,58	36,74	0,125	0,10	P.C	97,54

Poteau 2ASens longitudinal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollicitation	$\bar{\sigma}'_b$
I	1,36	5,533	0,24	0,066	P.C	137
I	1,16	13,638	0,08	0,066	P.C	94,77
O	1,16	21,115	0,05	0,066	E.C	86,24

Sens transversal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollicit.	$\bar{\sigma}'_b$
I	0	18	—	—	C.S	68,5
I	0	40,16	—	—	C.S	68,5
O	0	63,71	—	—	C.S	68,5

Tableaux donnant e_0 et \bar{r}'_b sous SP_1

Poteau 1B

Sens longitudinal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollic	\bar{r}'_b
II	0	6,325	/	/	C.S	68,5
I	0	14,427	/	/	C.S	68,5
0	0	22,4	/	/	C.S	68,5

Sens transversal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollic	\bar{r}'_b
II	6,03	11,52	0,53	0,10	P.C	137
I	6,04	26,68	0,23	0,10	P.C	131,6
0	6,86	45,43	0,15	0,10	P.C	103,3

Poteau 2B

Sens longitudinal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollic	\bar{r}'_b
II	0	8,631	/	/	C.S	68,5
I	0	20,542	/	/	C.S	68,5
0	0	33,004	/	/	C.S	68,5

Sens transversal

Niveau	M	N	e_0	e_1	Sollic	\bar{r}'_b
II	0	19,5	-	0,10	C.S	68,5
I	0	46,68	-	0,10	C.S	68,5
0	0	80,64	-	0,10	C.S	68,5

Poteau 1A et 2A

On rencontre des sections partiellement, d'autres entièrement comprimées et CS

Calcul des armatures longitudinales sous SP1

Sections partiellement comprimées

Poteau	Sens	Niveau	M1	N	ρ	νρ	μ	κ	ε	ε _R	R	σ _b	σ _{b0}	M ₁	ΔM	A _s	A' _s = A'	A _{s2}	A _{fs}	A _{rc}	
																					long
1A	long	II	I	4,58	0,35	4,74	0,012	30,5	0,9586	35,3	2014	137	-	-	-	134	/	/	4,74	4,74	0,01
			II	4,58	0,35	4,74	0,012	30,5	0,9586	35,3	2014	137	-	-	-	134	/	/	4,74	4,74	0,01
		I	I	4,58	0,35	4,74	0,012	30,5	0,9586	35,3	2014	137	-	-	-	134	/	/	4,74	4,74	0,01
			II	4,58	0,35	4,74	0,012	30,5	0,9586	35,3	2014	137	-	-	-	134	/	/	4,74	4,74	0,01
2A	long	I	4,16	5,6	0,41	4,29	0,013	37	0,9459	35,00	"	"	-	-	137	-	-	4,30	8,34	0,24	
		II	4,16	5,6	0,41	4,29	0,013	37	0,9459	35,00	"	"	-	-	137	-	-	4,30	8,34	0,24	

Sections entièrement comprimées

Poteau	Sens	Niveau	M1	N	S'	P	R	C	D	E	σ _b	A _i = A'	A' _i
1A	long	I	0,64	9,64	0,4	24,506	0,940	3,778	11,600	20,574	-1,735	< 0	< 0
		0	0,64	9,64	0,4	24,506	0,940	3,778	11,600	20,574	-1,735	< 0	< 0
2A	long	0	4,16	24,415	0,4	9,746	0,724	1,694	3,163	7,237	-1,556	< 0	< 0
		0	4,16	24,415	0,4	9,746	0,724	1,694	3,163	7,237	-1,556	< 0	< 0

Sections en compression simple

Poteau	Sens	Niveau	N	D ₁	D ₂	D ₃	σ _{b0}	A _L
2A	trans	0	63,71	414	3,27	4,524	61,5	8,11
		I	40,16	414	3,27	4,524	61,5	8,11

Poteau 18

Sens Transversal

Sections partiellement comprimées

Niveau	M	N	P	M _P	μ	K	ε	ε _R	R	R̄	σ̄ _c	σ̄ _c	M _u	ΔM	A ₁	A ₁ =A'	A ₂	A _{FG}	A _{FC}
II	6,08	11,50	0,1	9,22	0,030	45,8	0,29169	52,3	20,44	137	-	-	-	-	4,30	-	-	6,30	2,11
I	6,04	24,69	0,5	13,34	0,0550	36,2	0,3023	54,63	23,03	124,6	-	-	-	-	9,26	-	-	9,26	< 0
0	6,96	45,15	0,02	19,70	0,0783	21,9	0,1811	50,51	27,6	103,3	-	-	-	-	13,50	-	-	13,50	< 0

Sens longitudinal

Sections en compression simple

Niveau	N	θ _a	θ ₂	θ ₃	σ̄ _{bc}	A _L
I	6,105	1,4	3,17	1,524	68,5	0,86
I	14,41	1,4	3,17	1,524	68,5	4,13
0	22,1	1,4	3,17	1,524	68,5	2,81

Poteau 28

Sens longitudinal

Sections en compression simple

Niveau	N	θ _a	θ ₂	θ ₃	σ̄ _{bc}	A _L
II	7,631	1	3,27	1,524	68,5	0,78
I	8,681	1	3,23	1,524	68,5	1,86
0	16,81	1	3,27	1,524	68,5	2,93

Sens transversal

Niveau	N	θ _a	θ ₂	θ ₃	σ̄ _{bc}	A _L
II	19,5	1	1,14	1,524	68,5	1,75
I	46,48	1	1,14	1,524	68,5	4,2
0	80,91	1	1,14	1,524	68,5	7,2

Tableaux donnant e_0 et \bar{F}'_b sous SF_2 Poteau 1ASens longitudinal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	\bar{F}'_b	M _{max}	N _{corr}
II	7,32	4,811	1,03	0,066	P.C	205,5	7,32	4,811
I	10,16	10,03	1,0	0,066	P.C	205,5	10,16	10,03
0	12,27	15,032	0,71	0,066	P.C	205,5	12,27	15,032

Sens transversal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	\bar{F}'_b	M _{max}	N _{corr}
II	12,96	11,51	1,12	0,1	P.C	205,5	12,96	11,51
I	15,07	24,52	0,61	0,1	P.C	205,5	15,07	24,5
0	17,32	37,8	0,46	0,1	P.C	205,5	17,32	37,8

Poteau 2ASens longitudinal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	\bar{F}'_b	M _{max}	N _{corr}
II	9,17	5,364	1,54	0,066	P.C	205,5	9,17	5,364
I	11,46	13,31	0,83	0,066	P.C	205,5	11,46	13,30
0	14,47	20,748	0,7	0,066	P.C	205,5	14,47	20,748

Sens transversal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	\bar{F}'_b	M _{max}	N _{corr}
II	1,52	19,61	0,43	0,10	P.C	205,5	1,52	19,67
I	13,36	42,32	0,31	0,10	P.C	205,5	13,36	42,52
0	15,97	65,67	0,24	0,10	P.C	205,5	15,97	65,67

Tableaux donnant e_0 et $\bar{\sigma}'_b$ sous SP_2

Poteau 1B

Sens longitudinal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	$\bar{\sigma}'_b$	M _{max}	N _{corr}
II	7,84	7,333	1,07	0,0666	P.C	205,5	7,84	7,333
I	12,60	15,159	0,80	0,0666	P.C	205,5	12,6	15,159
0	14,57	22,880	0,64	0,0666	P.C	205,5	14,57	22,88

Sens transversal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	$\bar{\sigma}'_b$	M _{max}	N _{corr}
II	14,06	13,27	1,06	0,10	P.C	205,5	14,06	13,27
I	16,07	29,02	0,55	0,10	P.C	205,5	16,07	29,02
0	19,20	47,62	0,44	0,10	P.C	205,5	19,20	47,62

Poteau 2B

Sens longitudinal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	$\bar{\sigma}'_b$	M _{max}	N _{corr}
II	9,6	9,395	1,02	0,0666	P.C	205,5	9,6	9,40
I	13,15	21,569	0,61	0,0666	P.C	205,5	13,15	21,60
0	16,65	33,993	0,49	0,0666	P.C	205,5	16,65	33,95

Sens transversal

Niveau	M _{corr}	N _{max}	e_0	e_1	Sollic	$\bar{\sigma}'_b$	M _{max}	N _{corr}
II	8,52	22,75	0,37	0,1	P.C	205,5	8,52	22,75
I	13,15	50,87	0,26	0,1	P.C	205,5	13,15	50,87
0	15,67	84,35	0,18	0,1	P.C	205,5	15,67	84,35

Calcul des armatures longitudinales - Sous SP2

Poteau 1A

Sens longitudinal

Niveau	Mean (mm)	Niveau (mm)	f	M _l (mm)	M	K	E	E _R	K̄	σ _l (mm)	σ _o (mm)	M ₁	ΔM ₁	A _s	A _s '=A _s	A _s	A _{ES}	A _{FC}
II	7,38	4,94	4,66	8,15	0,0554	4,7	0,1154	34,02	20,44	26,5	—	—	—	5,70	—	—	5,70	4,53
I	10,16	10,03	4,47	14,33	0,0510	34,1	0,1053	35,50	20,44	26,5	—	—	—	8,34	—	—	8,34	5,85
0	14,42	15,03	0,91	14,78	0,0443	34,8	0,1154	33,13	20,44	26,5	—	—	—	10,63	—	—	10,63	7,04

Sens transversal

Niveau	Mean	Niveau	f	M _l	M	K	E	E _R	K̄	σ _l	σ _o	M ₁	ΔM ₁	A _s	A _s '=A _s	A _s	A _{ES}	A _{FC}
II	12,16	11,51	4,39	16,10	0,0440	44,2	0,1044	54,84	20,44	26,5	—	—	—	7,31	—	—	7,31	4,66
I	15,07	14,38	0,91	14,58	0,0532	34,5	0,1130	51,24	20,44	26,5	—	—	—	10,03	—	—	10,03	4,19
0	14,32	13,9	0,73	14,53	0,0758	24,6	0,1170	50,61	20,44	26,5	—	—	—	12,01	—	—	12,01	4

Poteau 1B

Sens longitudinal

Niveau	Mean	Niveau	f	M _l	M	K	E	E _R	K̄	σ _l	σ _o	M ₁	ΔM ₁	A _s	A _s '=A _s	A _s	A _{ES}	A _{FC}
II	11,84	11,33	4,24	9,10	0,0385	44,2	0,0955	38,87	20,44	26,5	—	—	—	6,39	—	—	6,39	4,64
I	14,20	15,16	0,97	14,70	0,0639	34,9	0,1156	33,14	20,44	26,5	—	—	—	10,56	—	—	10,56	4,95
0	14,67	14,91	0,81	13,53	0,0806	27,4	0,1145	32,74	20,44	26,5	—	—	—	13,07	—	—	13,07	7,02

Poteau 1B

Sens transversal

Niveau	Mean	Min	σ	MP	M	K	E	ER	R	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_0$	M _A	ΔM	A ₁	A ₁ =A _{1'}	A ₂	AFS	AFC
II	1406	1325	4,33	17,65	0,0495	39	0,0014	5,172	20,44	205,5	-	-	-	8,12	-	-	8,12	4,96
I	1602	1424	9,14	23,80	0,0654	22,4	0,08946	50,99	20,44	205,5	-	-	-	14,11	-	-	14,11	4,2
0	1422	1362	6,68	32,33	0,0790	26,7	0,08800	50,46	20,44	205,5	-	-	-	15,31	-	-	15,31	4,03

Niveau	Mean	Min	σ	MP	M	K	E	ER	R	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_0$	M _A	ΔM	A ₁	A ₁ =A _{1'}	A ₂	AFS	AFC
II	25	653	1,33	8,68	0,0238	59,5	0,03229	53,17	20,44	205,5	/	/	/	3,88	/	/	3,11	3,32
I	1437	1579	0,80	12,95	0,0355	47	0,01984	52,44	20,44	205,5	/	/	/	5,98	/	/	5,11	5,82
0	1761	21	0,68	19,04	0,0523	37,2	0,09042	54,54	20,44	205,5	/	/	/	8,79	/	/	8,79	8,63

Poteau 2B

Sens longitudinal

Niveau	Mean	Min	σ	MP	M	K	E	ER	R	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_0$	M _A	ΔM	A ₁	A ₁ =A _{1'}	A ₂	AFS	AFC
II	154	1223	0,64	7,83	0,0205	63	0,03359	53,34	20,44	205,5	-	-	-	12,22	-	-	12,22	9,31
I	1305	997	0,53	15,88	0,0436	44,6	0,0917	54,97	20,44	205,5	-	-	-	17,03	-	-	17,03	8,9
0	1583	53,01	0,45	24,10	0,0662	32,2	0,0844	50,16	20,44	205,5	-	-	-	22,03	-	-	22,03	9,5

Poteau 2B

Sens transversal

Niveau	M _{centr}	N _{max}	ρ	M _P	M	K	E	E _R	K	σ _b	σ _a	M _a	ΔM	A ₁	A ₁ =A ₁ '	A ₂	A _{F5}	A _{Fc}
II	8,6	9395	1,13	11,18	0,048	39,2	0,9074	0,34	20,44	205,5	/	/	/	7,92	/	/	7,93	5,69
I	13,5	21,1	0,78	16,82	0,073	30,21	0,8884	0,33	20,44	205,5	/	/	/	12,17	/	/	12,17	7,03
0	16,35	34	0,66	21,44	0,097	25,20	0,8756	0,32	20,44	205,5	/	/	/	16,47	/	/	16,47	8,38

Poteau 2A

Sens longitudinal

Niveau	M _{centr}	N _{max}	ρ	M _P	M	K	E	E _R	K	σ _b	σ _a	M _a	ΔM	A ₁	A ₁ =A ₁ '	A ₂	A _{F5}	A _{Fc}
II	9,52	21,75	0,64	14,56	0,040	43,80	0,9150	0,52	20,44	205,5	/	/	/	6,65	/	/	6,65	11,23
I	13,75	50,81	0,53	26,16	0,0744	29,30	0,8836	0,51	21,78	192,80	/	/	/	12,67	/	/	12,67	0,65
0	15,67	94,35	0,45	37,96	0,1041	24,10	0,8711	0,497	25,42	185,24	2144,8	3510,6	236000	17,04	61,2	3,4	20,48	0,4

Niveau	M _{centr}	N _{max}	ρ	M _P	M	K	E	E _R	K	σ _b	σ _a	M _a	ΔM	A ₁	A ₁ =A ₁ '	A ₂	A _{F5}	A _{Fc}
II	9,17	9,4	1,2	40,20	0,0403	41,2	0,9111	0,34	20,44	205,5	/	/	/	7,2	/	/	7,2	5,78
I	14,66	21,6	0,78	13,91	0,067	34,2	0,8944	0,33	20,44	205,5	/	/	/	10	/	/	10	6,83
0	14,47	34	0,66	18,01	0,0786	28,9	0,8861	0,33	20,44	205,5	/	/	/	13,10	/	/	13,10	8,76

Sens transversal

Niveau	M _{centr}	N _{max}	ρ	M _P	M	K	E	E _R	K	σ _b	σ _a	M _a	ΔM	A ₁	A ₁ =A ₁ '	A ₂	A _{F5}	A _{Fc}
II	8,52	22,75	0	13,73	0,0382	45	0,9167	5,2	20,44	205,5	/	/	/	6,26	/	/	6,26	1,59
I	13,36	50,81		24,55	0,0612	3,2	0,8834	5,1	20,44	205,5	/	/	/	11,48	/	/	11,48	1,40
0	15,17	84,35		33,50	0,0941	26,1	0,8783	5,0	22,52	185,8	/	/	/	15,95	/	/	15,95	0,29

Tableaux récapitulatifs du ferrailage des poteaux

Poteau 1A							
Niveau	A = A' long (m)	A = A' trans	Atot	nombre barres	Amin CTC	Amax CTC	
II	4,53	4,62	18,3	4T20+8T16	24,00	36,00	
I	5,95	4,19	20,21	4T20+8T16	24,00	36,00	
0	7,04	4	21,09	4T20+8T16	24,00	36,00	

Poteau 2A							
Niveau	A = A' long	A = A' trans	Atot	nombre barres	Amin CTC	Amax CTC	
II	5,78	3,72	19	4T20+8T14	24,00	36,00	
I	6,93	5,68	25,02	4T20+9T16	24,00	36,00	
0	8,16	8,63	33,58	4T25+4T14 +4T16	24,00	36,00	

Poteau 1B							
Niveau	A = A' long	A = A' trans	Atot	nombre barres	Amin CTC	Amax CTC	
II	4,64	4,96	19,2	4T20+8T16	24,00	36,00	
I	6,05	4,2	22,3	4T20+8T16	24,00	36,00	
0	8,02	4,03	24,00	4T20+8T16	24,00	36,00	

Poteau 2B							
Niveau	A = A' long	A = A' trans	Atot	nombre barres	Amin CTC	Amax CTC	
II	5,29	9,34	30	4T25+8T14	19,20	36,00	
I	7,03	8,9	34,86	4T25+8T16	19,20	36,00	
0	8,38	9,5	35,76	4T25+8T16	19,20	36,00	

Armatures transversales dans les poteaux.

La disposition des armatures transversales relève du rôle qu'on attend leur attribuer dans le fonctionnement du système qui est l'ossature.

Elles permettent de:

- * Positionner les armatures longitudinales et les relier entre elles.
- * S'opposer au flambement des armatures.
- * Empêcher l'expansion latérale (gonflement du béton).
- * Respecter l'électrode.
- * Reprendre l'effort tranchant sollicitant les poteaux au cisaillement.

Les calculs établis précédemment montrent que les poteaux sont sollicités en flexion-compressé avec un effort normal de compression (Les sollicitations du 2^{ème} genre étant prépondérantes). Pour ce cas de charge il n'existe pas de méthode rigoureuse permettant le calcul au cisaillement. Cependant, et vu que la compression soulage la pièce et améliore la résistance à celui-ci nous sécurisons la pièce en la supposant simplement fléchie et procédons dans son calcul ainsi.

Le pourcentage minimal d'armatures transversales requis "le complément du C.T.C." est de $\rho_t = \frac{A_t}{A_c} = 0,4\%$ en zone (II).
Celui-ci recommande de plus espacements entre elles que nous nous tenons à respecter soit:

Zone nodale: (y compris la hauteur du nœud) $t \leq \min(10 \phi_{\min}, 15 \text{ cm})$

Zone courante: $t \leq \min(10 \phi_{\min}, 15 \text{ cm})$. $t \leq 12 \phi$ (armatures verticales)

Espacements des armatures:

Il est calculé par la relation $t = \frac{\bar{T}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T}$

$$\bar{T}_{at} = 4 \cdot 200 \text{ kg/cm}^2$$

T: effort tranchant dans la section considérée.

$$z = \frac{1}{3} h$$

A_t: section transversale

Vérification de la résistance à l'effort tranchant:

$$\sigma_b = \frac{T}{z \cdot b} \leq 0,15 \sigma_{28}$$

$$\eta = \begin{cases} 2 & \text{si l'élanement est dans la direction} \\ 3 & \text{" " " " " " " " } < 15 \end{cases}$$

où T: effort tranchant de calcul

$$z = \frac{1}{3} h$$

b: largeur de la section

Verification des contraintes de cisaillement dans le beton

longitudinalement

Niveau	Etat	$P_c(m)$	$I(m^4)$	B'	$i(m)$	d	n	$P_c(m)$	$z(m)$	$b(m)$	$T(t)$	$\tau_b(q/m^2)$	$\bar{\tau}_b(q/m^2)$
II	1A	2,716	0,0032	0,24	0,115	23,62	6	37	32,375	60	2,49	2,56	40,5
	2A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3,29	3,39	"
	1B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3,11	3,20	"
	2B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	4,12	4,24	"
I	1A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	4,18	4,30	"
	2A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	4,93	5,07	"
	1B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5,24	5,39	"
	2B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	6,16	6,34	"
0	1A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5,01	5,16	"
	2A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5,72	5,90	"
	1B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	6,26	6,44	"
	2B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	7,15	7,36	"

transversalement

Niveau	Etat	P_c	I	B'	i	d	n	P_c	z	b	T	τ_b	$\bar{\tau}_b$
II	1A	2,716	0,0032	0,24	0,113	15,17	2	57	43,88	40	2,71	2,71	40,50
	2A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3,36	3,39	"
	1B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3,18	3,19	"
	2B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3,98	4,00	"
I	1A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	4,59	4,60	"
	2A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5,74	5,75	"
	1B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	4,92	4,93	"
	2B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	6,15	6,16	"
0	1A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5,49	5,50	"
	2A	"	"	"	"	"	"	"	"	"	6,86	6,87	"
	1B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	5,75	5,76	"
	2B	"	"	"	"	"	"	"	"	"	7,19	7,20	"

Les contraintes de cisaillement sont vérifiées dans les poteaux, il n'y a donc pas de risque de formation de fissures

- On disposera dans chaque section des cadres et des étriers pour lesquels on calculera les espacements qu'on comparera à l'espacement admissible et on optera pour des espacements dressés dans les tableaux ci-dessous

Poteau 1A: Sens longitudinal : 2 cadres $T_{10} \Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$
Sens transversal : 1 cadre + 2 étriers $T_{10} \Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

Poteau 2A: Sens longitudinal : 2 cadres $T_{10} \Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$
Sens transversal : 1 cadre + 2 étriers $T_{10} \Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

Poteau 1B: Sens longitudinal : 2 cadres $T_{10} \Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$
Sens transversal : 1 cadre + 2 étriers $T_{10} \Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

Poteau 2B: Sens longitudinal : 2 cadres $T_{10} \Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$
Sens transversal : 1 cadre + 2 étriers $\Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

Determination des espacements

longitudinalement

Niveau	Poteau	g (cm)	A_r (cm ²)	T (t)	t (cm)	Z_b (cm ²)	\bar{F}_{CTC} (cm)	\bar{F}_{Adapte}	$\varphi_r = \frac{A_r}{S_r} \%$	$\varphi_{rmin} \%$
II	1A	32,335	3,14	2,49	54,9	2,56	15	15	5,2	4
	2A	"	"	3,29	41,5	3,39	"	"	"	"
	1B	"	"	3,11	43,9	3,20	"	"	"	"
	2B	"	"	4,12	33,2	4,24	"	"	"	"
I	1A	"	"	4,18	32,7	4,30	"	"	"	"
	2A	"	"	4,93	27,7	5,07	"	"	"	"
	1B	"	"	5,24	26,1	5,39	"	"	"	"
	2B	"	"	6,16	22,2	6,34	"	"	"	"
0	1A	"	"	5,01	27,3	5,16	"	"	"	"
	2A	"	"	5,72	23,9	5,90	"	"	"	"
	1B	"	"	6,26	21,81	6,44	"	"	"	"
	2B	"	"	7,15	17,6	7,36	"	"	"	"

transversalement

Niveau	Poteau	g	A_r	T	t	Z_b	\bar{F}_{CTC}	\bar{F}_{Adapte}	$\varphi_r = \frac{A_r}{S_r} \%$	$\varphi_{rmin} \%$
II	1A	49,93	4,71	2,71	116,3	2,71	15	15	5,23	4
	2A	"	"	3,31	93,3	3,39	"	"	"	"
	1B	"	"	3,19	99,9	3,19	"	"	"	"
	2B	"	"	3,98	79,2	4	"	"	"	"
I	1A	"	"	4,59	68,7	4,60	"	"	"	"
	2A	"	"	5,74	54,9	5,75	"	"	"	"
	1B	"	"	4,96	64,10	4,93	"	"	"	"
	2B	"	"	6,15	51,30	6,16	"	"	"	"
0	1A	"	"	5,49	57,40	5,50	"	"	"	"
	2A	"	"	6,86	46	6,87	"	"	"	"
	1B	"	"	5,75	54,8	5,76	"	"	"	"
	2B	"	"	7,19	43,8	7,20	"	"	"	"

FERRAILLAGE - Poteaux Bloc (B)

Les poteaux seront calculés en compression simple. L'effort normal (N') revenant à une section du poteau (i) d'un étage est la somme des efforts suivants:

- Effort normal cumulé revenant au niveau supérieur ($i+1$)
- Somme des efforts tranchants des poutres correspondant au niveau ($i+1$)
- poids propre du poteau compris entre les niveaux (i) et ($i+1$).

- Surface revenant au poteau: $S = 7,2 \cdot 3,6 = 25,92 \text{ m}^2$

Poteau Central:

Niveau (II): $q = q_0 + 1,2 q_p = 822 \text{ kg/m}^2$

- Dalle: $0,822 \cdot 7,2 \cdot 3,6 = 21,3 \text{ t}$
- P. long: $0,6 \cdot 0,35 \cdot 2,5 \cdot 6,6 = 3,46 \text{ t}$
- P. trans: $0,2 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 3,2 = 0,48 \text{ t}$
- Poteaux: $0,4 \cdot 0,6 \cdot 2,5 \cdot 5,81 = 2,33 \text{ t}$

$\Sigma = 27,55 \text{ t}$

Niveau (II): Venant niveau (II):	-----	= 27,55 t
Dalle	-----	= 21,3 t
P. long	-----	= 3,46 t
P. trans	-----	= 0,48 t
Poteaux	-----	= 2,33 t
	-----	$\Sigma = 96,48$

Niveau (I): $\Sigma = 165,39 \text{ t}$

Niveau (0): $\Sigma = 234,29 \text{ t}$

Méthode de calcul: L'expression de l'effort normal N' est

$$N' = B \bar{\sigma}'_{00} \left(1 + n \frac{A'}{B} \right)$$

A: section d'acier

B: section du poteau

$$n = 15$$

$$\bar{\sigma}'_{00} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

Pour $A' = 0 \Rightarrow N'_0 = B \bar{\sigma}'_{00}$ d'où le tableau suivant

B (cm ²)	2400	2400	2400	3000
N ₀ (kg)	164400	164400	164400	205500

	Niveau 3	Niveau 2	Niveau 1	Niveau 0
Poteau	N'(E)	N'(E)	N'(E)	N'(E)
Centrale	27,55	96,48	165,39	234,29

vu que le contreventement est assuré par les voiles, toutes les prescriptions relatives aux ossatures autostables en zone (I) doivent être respectées (C.C.T.C.B.)

$B > \frac{k N'}{\sigma_{t28}}$ avec: B : section du béton
 N' : effort normal
 $k=3$
 $\sigma_{t28} = 275 \text{ kg/cm}^2$

	NIV n°3	NIV n°2	NIV n°1	NIV n°0
	B=2400	B=2400	B=2400	B=3000
$\frac{RN'}{\sigma_{t28}}$	300,76 (Vérifié)	1052,5 (Vérifié)	1104,26 (Vérifié)	2555,9 (Vérifié)

Vérifié

Si $N' \leq N'_0 \Rightarrow A' < 0 \Rightarrow A'$ adoptée \Rightarrow $\begin{cases} A'_{min} = \bar{w}_{min} B \text{ (C.T.C)} \\ A'_m = \frac{1,25}{1000} \rho_1 \rho_2 \rho_3 \frac{N'}{\sigma_{b0}} \text{ (C.C.B.A)} \end{cases}$

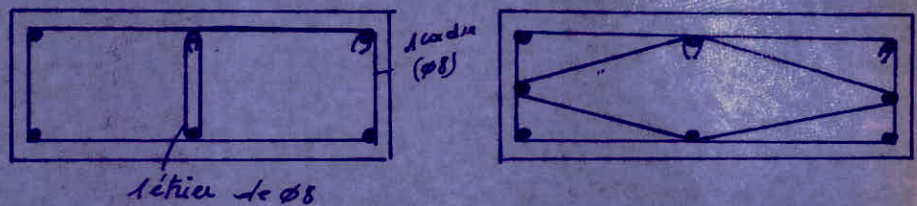
Si $N' > N'_0 \Rightarrow A' > 0 \Rightarrow A'$ adoptée \Rightarrow $\begin{cases} A'_{min} = \bar{w}_{min} B \\ A'_{cal} = \frac{1}{n} \left(\frac{N'}{\sigma_b} - B \right) \\ A'_m = \frac{1,25}{1000} \rho_1 \rho_2 \rho_3 \frac{N'}{\sigma_b} \end{cases}$

avec toutes les définitions données pour les coefficients (C.C.B.A 68)

Armatures transversales:

on utilisera de l'acier doux ($\phi 8$)

Représentations schématisées des armatures



Les cordons et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur totale de 10ϕ minimum (C.T.C.).

E spacements des armatures (Voir Bloc A).

Poutre	NIV	N'(kg)	λ_{rel}	A_{req}	$A'_{C.T.C.}$	Nbre de barres
Central	n3	27570	< 0	19,2	2,5	4T20 + 4T16 = 20,6cm ²
	n2	96480	< 0	19,2	8,7	4T20 + 4T16 = 20,6cm ²
	n1	165390	0,96	19,2	14,9	4T20 + 4T16 = 20,6cm ²
	n0	234290	2,02	24	21,16	8T20 = 25,13cm ²

FERRAILLAGE des raidisseurs :

Le principe de calcul est le même. Après avoir fait une descente de charges on dresse le tableau suivant :

	Niveau 3	Niveau 2	Niveau 1	Niveau 0
Poteau	N'(kg)	N'(kg)	N'(kg)	N'(kg)
Périphérie	11218	37730	64240	90750

On vérifie que $B \geq \frac{KN'}{\sigma_{ls}}$

	Niveau 3	Niveau 2	Niveau 1	Niveau 0
Poteau	$B = 1225$	1225	1225	1225
Périphérie	122,4	411,6	700,8	990

$$N'_0 = B \bar{\sigma}_0 = (35)^2 \cdot 68,5 = 83912,5 \text{ kg}$$

Poteau	Niveau	N'(kg)	A'collée	A'min C.T.C	A'c.c.s.a. 68	Nbe/bas Sect. ordon.
	n3	11218	< 0	11,025	1,4	6T16 (1206cm)
	n2	37730	< 0	11,025	1,4	6T16
	n1	64240	< 0	11,025	8,04	6T16
	n0	90750	6,65	11,025	11,52	6T16

ARMATURES transversales :

On utilise de l'acier doux de $\phi 8$

C.T.C \rightarrow zone nodale $t \leq \min(10\phi, 15) \text{ cm}$
 zone courante $t \leq 12\phi$

Q (ml)	Espacement	
	zone nodale	zone courante
1,4	14	16

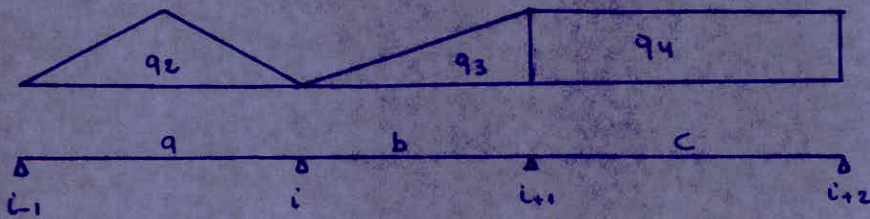
calcul et ferrailage des poutres 173

BLOC (B)

Vu que le système de contreventement du bâtiment est assuré par les voiles dans les deux (2) sens conformément avec le règlement (C.T.C 81). Les poutres seront calculées sous la sollicitation de 1^{er} genre (G+1,20). On considère que le sens longitudinal est le sens porteur.

Méthode de calcul

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode de CLAPEYRON dite méthode des 3 moments qui nous donne les moments sur appuis. Pour le cas d'une poutre continue de n travées on aura $(n-1)$ équations des 3 moments donc une équation pour chaque appui intermédiaire.



Appui: $M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -6(Q_g - Q_d)$

Nous avons un système hyperstatique constitué des plusieurs travées. En déterminant les moments d'appui, nous pouvons considérer chacune des travées comme une poutre simple chargée par des forces de départ et soumise aux moments d'appuis. Nous pouvons aussi déterminer par la méthode classique de R.D.M. les réactions d'appuis et le moment en travée en le dérivant par rapport à x et l'égalisant à 0 d'où M_{max} .

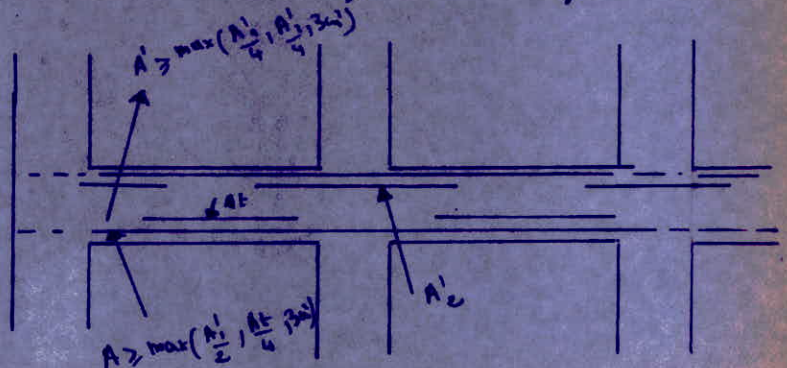
Pour le ferrailage des poutres, on prend le moment aux appuis $M_a = q_e l_e$ pour chaque poutre. On utilise la méthode de P. Charon pour le calcul d'une poutre ayant une section rectangulaire sollicitée en F.S.

$k = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ → on lit du tableau $\begin{cases} K \\ \xi \\ \eta \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h}$

Prescription du C.T.C 81:

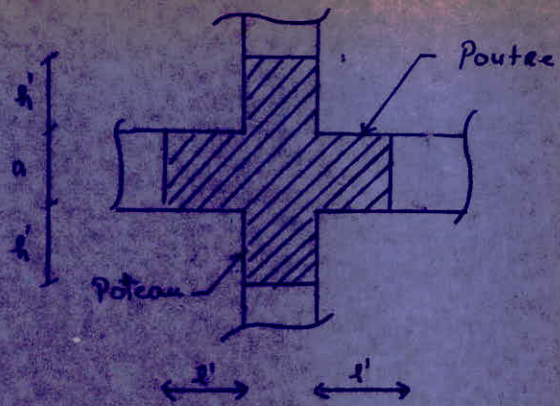


Définition de la zone nodale:

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}, b_1, b_2, 60\text{cm}\right)$$

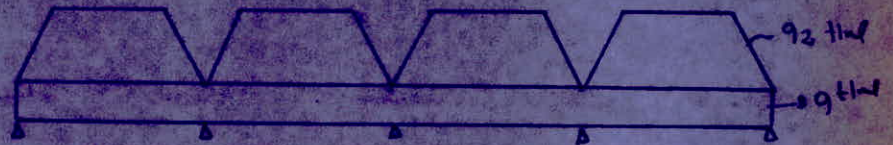
$$l' = l_0$$

avec b_1, b_2 - section du poteau
 h : hauteur d'étage



Calcul des poutres longitudinales

Plancher courant:



En utilisant la méthode exposée dans le polygone de M. BELAZOUGUI

On calcule la largeur moyenne l_m

$$l_m = \left(0,5 - \frac{l^2}{6}\right) l_x = 1,47\text{m}$$

$$l_t = \left(0,5 - \frac{l}{4}\right) l_x = 1,21\text{m}$$

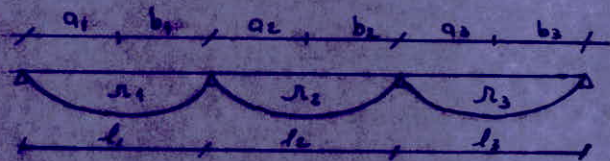
$$q_2 = 2,1729 \cdot 1,47 = 5083,2 \text{ kg/ml}, \quad q_1 = 525 \text{ kg/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 = 5608,2 \text{ kg/ml}$$

$$a_i = b_i = \frac{l_i}{2} = 3,3\text{m}$$

$$r_i = \frac{l}{3} q_i \frac{l_i}{8} l_i = \frac{1}{24} q_i l_i^3$$

$$= 134361,25 \text{ Kg.m}^2$$



$$i=1 \quad M_0 l_1 + 2M_1 [l_1 + l_2] + M_2 l_2 = -6 \left[\frac{r_1 a_1}{l_1} + \frac{r_2 b_2}{l_2} \right] \quad (1)$$

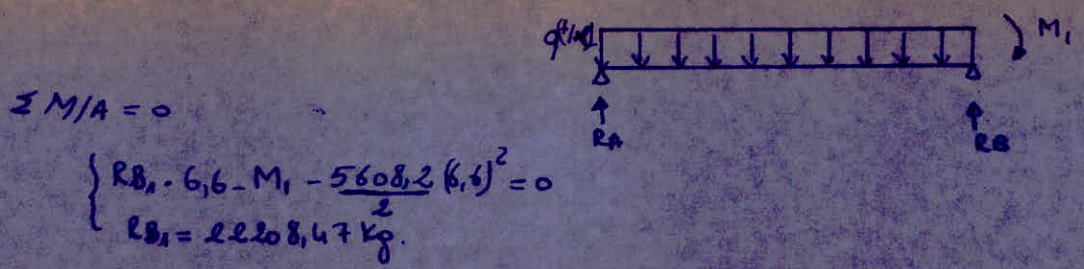
$$i=2 \quad M_1 l_2 + 2M_2 [l_2 + l_3] + M_3 l_3 = -6 \left[\frac{r_1 a_1}{l_1} + \frac{r_2 b_2}{l_2} \right] \quad (2)$$

$$4M_1 l_1 + M_2 l_2 = -12 \left[\frac{r_1 a_1}{l_1} \right] \quad (1')$$

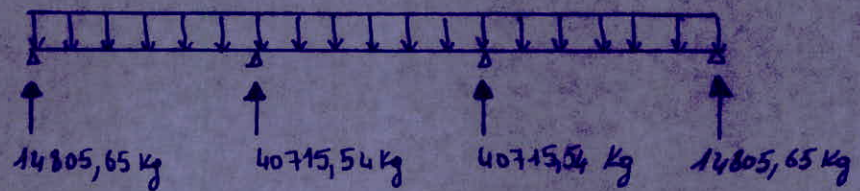
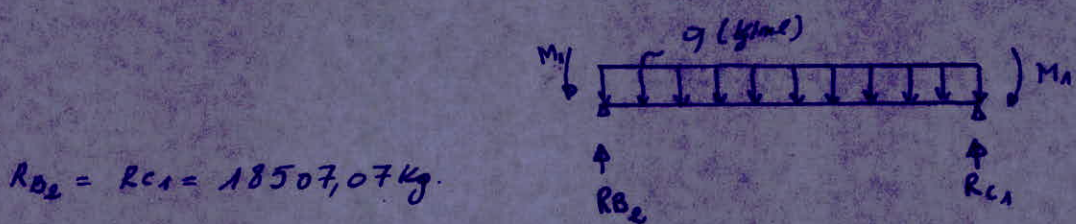
$$M_1 l_2 + 4M_2 l_2 = -12 \left[\frac{r_1 a_1}{l_1} \right] \quad (2')$$

de (1') et (2') on tire $M_1 = M_2$ D'où $M_1 = M_2 = 24429,31 \text{ Kg.m}$

Calcul des réactions:



$\sum M/B = 0$ d'où $R_A = 14805,65 \text{ Kg.}$



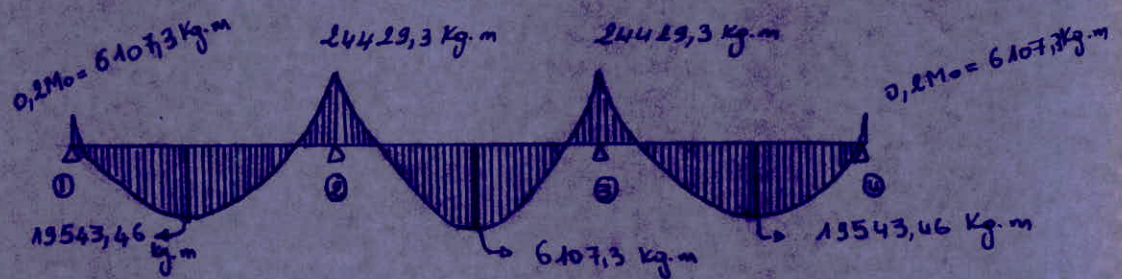
Moments :

$0 \leq x \leq 6,6 \text{ m} , M_x = 14805,65x - 5608,2 \frac{x^2}{2}$ $\left\{ \begin{aligned} x=0 \quad M=0 \\ x=6,6 \quad M=-24429,3 \end{aligned} \right.$

En dérivant M_x on trouve $M_{max} = 19543,46 \text{ Kg.m}$

$6,6 \leq x \leq 13,6 \text{ m} : 14805,65x + 40715,54(x-6,6) - 5608,2 \frac{x^2}{2}$

$M(6,6) = -24429,3 \text{ Kg.m}$
 $M(13,6) = -24429,3 \text{ Kg.m}$ Pour $x = 9,9 \text{ m}$ on aura $M_{max} = 6107,37 \text{ Kg.m}$



FERRAILLAGE des Poutres

Section en travée' : Pour les travées (1-2) et (3-4) $A = 14,22 \text{ cm}^2$

travée' (2-3) : $M_t = 6107,37 \text{ Kg.m}$, $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6107,3}{210 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,0298$

Du tableau P. charon on tire $K = 52$
 $\xi = 0,9254$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{52} = 53,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$, $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = 4,21 \text{ cm}^2$

A adopter' = 4T16

Section d'aciens sur appui (2): Pour l'appui (1), $A = 4,2 \text{ cm}^2$ $A_{adoptee} = 4T16$

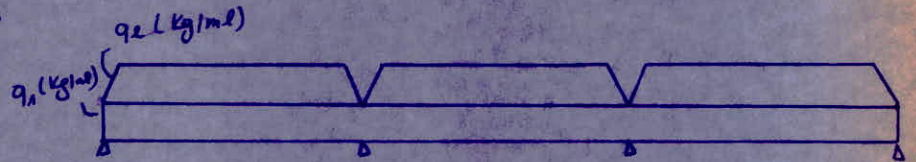
$$M_a = 24429,3 \text{ Kg.m}, \quad \mu = \frac{15 \cdot 24429,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 35 \cdot 56^2} = 0,1192 \quad \text{d'où} \quad k = 22$$

$$c = 0,8650$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22} = 127,27 < 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{24429,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8650 \cdot 56} = 18,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Adoptée} = 4T16 + 4T10$$

Plancher - terrasse:



$$l_m = 1,47 \text{ m}$$

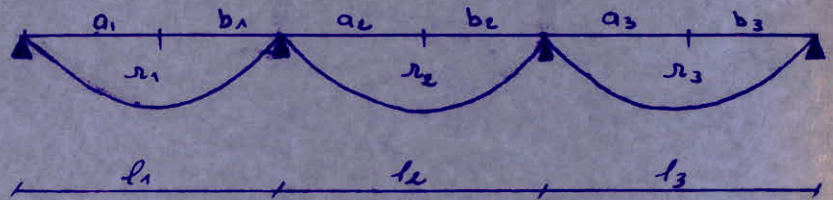
$$l_t = 1,21 \text{ m}$$

$$q_1 = 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 375 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{2m} = 2,822 \cdot 1,47 = 2416,68 \text{ Kg/ml}$$

$$q_{2t} = 822 \cdot 1,21 = 994,62 \text{ Kg/ml}$$

$$q = q_1 + q_{2m} = 375 + 2416,68 = 2791,68 \text{ Kg/ml}.$$



$$l_1 = 6,6 \text{ m}$$

$$a_i = b_i = \frac{l_i}{2} = 3,3 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{q \cdot l_1^3}{12} = 66883,07 \text{ Kg.m}^2$$

$$i=1 \quad 4M_1 l + M_2 l = -12 \left[\frac{R_1 a_1}{l_1} \right] \quad (1)$$

$$i=2 \quad M_1 l + 4M_2 l = -12 \left[\frac{R_2 a_2}{l_2} \right] \quad (2)$$

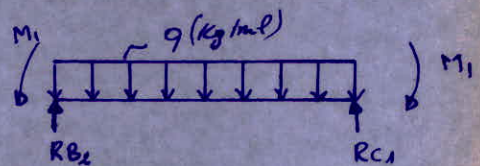
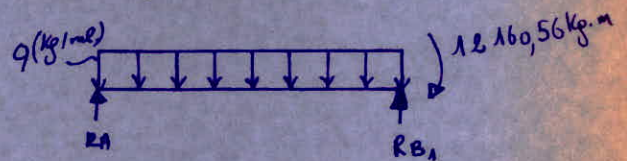
De (1) et (2) on tire $M_1 = M_2 = -12160,56 \text{ Kg.m}.$

Calcul des réactions

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B = 11055,05 \text{ Kg}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 7370,03 \text{ Kg}$$

$$R_{B2} = R_{C1} = 9212,54 \text{ Kg}.$$



$$0 \leq x \leq 6,6 \text{ m} \quad M_x = 7370,03x - 2791,68 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 & M=0 \\ x=6,6 & M = -12160,60 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

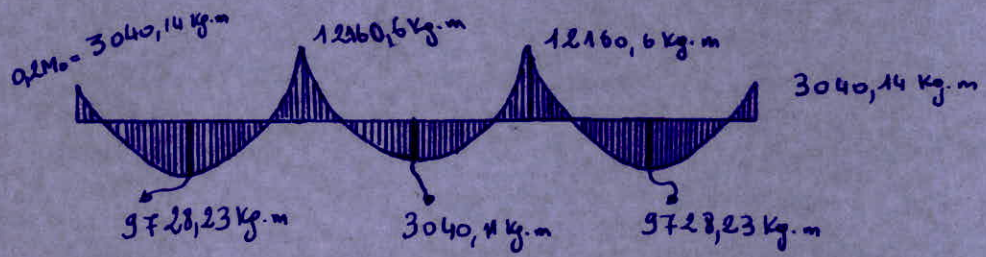
Pour $x = 2,64 \text{ m}$ $M_{L \max} = 9728,43 \text{ Kg.m}$

$$6,6 \leq x \leq 13,2 \text{ m} \quad 7370,03x + 20267,59(x-6,6) - 2791,68 \frac{x^2}{2}$$

$x = 6,6 \text{ m}$ $M(6,6) = -12160,6 \text{ Kg.m}$

$x = 13,2 \text{ m}$ $M(13,2) = -12160,6 \text{ Kg.m}$

Pour $x = 9,9 \text{ m}$ $M_{L \max} = 3040,11 \text{ Kg.m}$



FERRAILLAGE des Poutres:

- traverse (1-2) et (3-4):

$M_L = 9728,43 \text{ Kg.m}$ $\mu = 0,0821$, $\epsilon = 0,8840$, $K = 28,1$

$\sigma'_b = \frac{2800}{28,1} = 99,64 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$ Pas d'armatures comprimées

$A = \frac{9728,43 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8840 \cdot 46} = 8,54 \text{ cm}^2$ $A_{adoptee} = 6T14$

traverse (2-3): $M_L = 3040,11 \text{ Kg.m}$, $\mu = 0,0256$, $K = 57$, $\epsilon = 0,9306$

$\sigma'_b = \frac{2800}{57} = 49,12 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$

$A = \frac{3040,11 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9306 \cdot 46} = 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adoptee} = 3T14$

Section d'acier - sur appui (2):

$M_a = 12160,6 \text{ Kg.m}$ $\mu = 0,1026$, $K = 24,3$, $\epsilon = 0,8729$

$\sigma'_b = \frac{2800}{24,3} = 115,22 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$ Pas d'armatures comprimées

$A = \frac{12160,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8729 \cdot 46} = 10,81 \text{ cm}^2$ $A_{adoptee} = 3T16 + 3T14$

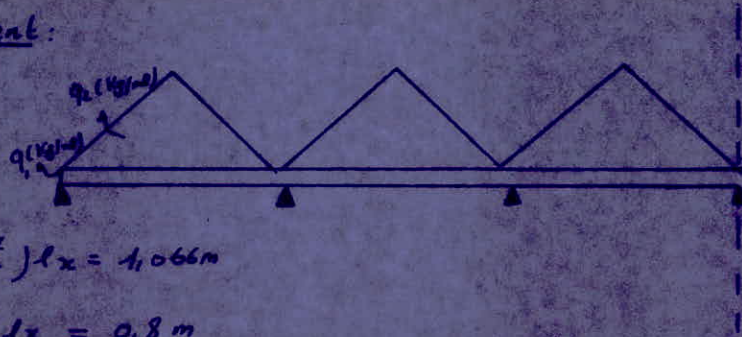
Appui (1): $M_a = 3040,4 \text{ Kg.m}$, $\mu = 0,0256$, $K = 57$, $\epsilon = 0,9306$

$\sigma'_b = \frac{2800}{57} = 49,1 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$ Pas d'armatures comprimées

$A = \frac{3040,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9306 \cdot 46} = 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{adoptee} = 3T14$

Calcul des poutres-transversales:

Plancher courant:



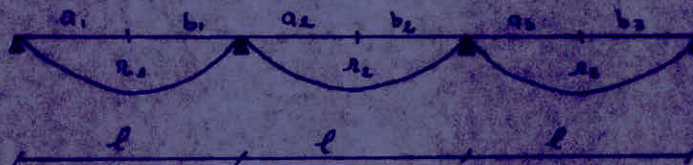
$$l_m = \left(0,15 - \frac{p^2}{6}\right) l_x = 1,066 \text{ m}$$

$$l_t = \left(0,15 - \frac{p^2}{4}\right) l_x = 0,8 \text{ m}$$

$$q_1 = 0,2 \cdot 0,3 \cdot 2,5 = 150 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 2 \cdot 1723 \cdot 1,066 = 386,23 \text{ kg/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 = 3836,23 \text{ kg/ml}$$



$$a_i = b_i = \frac{l_i}{2} = 1,6 \text{ m}$$

$$r_i = \frac{1}{3} q_i \frac{l_i^2}{8} = \frac{1}{24} q_i l_i^3 = 10475,46 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$$

$$i=1: 4M_1 l + M_2 l = -12 \cdot \frac{r_1}{l} \quad (1)$$

$$i=2: M_1 l + 4M_2 l + M_3 l = -12 \cdot \frac{r_2}{l} \quad (2)$$

$$i=3: M_2 l + 4M_3 l + M_2 l = -12 \cdot \frac{r_3}{l} \quad (3)$$

de (1), (2) et (3) on trouve que:

$$M_1 = -4154,93 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = -3021,77 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = -3399,49 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Calcul des réactions

$$\sum M/A = 0: \text{On trouve } R_{B1} = 7436,38 \text{ kg}$$

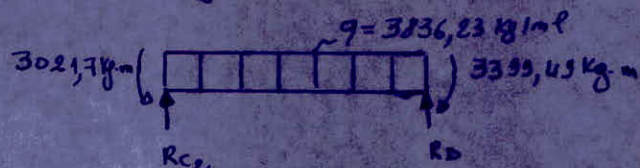
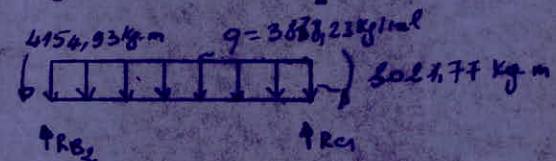
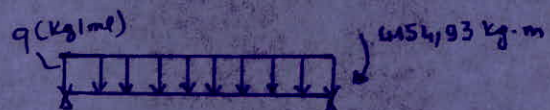
$$\sum M/B = 0: \text{On trouve } R_A = 4839,55 \text{ kg}$$

$$\sum M/C = 0: R_{C1} = 5783,85 \text{ kg}$$

$$\sum M/D = 0: R_{B2} = 6492,08 \text{ kg}$$

$$\sum M/E = 0: R_D = 6256,00 \text{ kg}$$

$$R_{C2} = 6019,93 \text{ kg}$$



$$0 \leq x \leq 3,2$$

$$M_x = 4839,55x - 3836,23 \frac{x^2}{2} \quad ; \quad x=0 \quad M=0$$

$$x=3,2m \quad M(3,2) = -4154,94 \text{ Kg. m.}$$

Pour $x = 1,26m$ $M_{f, \max} = 3052,63 \text{ Kg. m}$

$$3,2 \leq x \leq 6,4 : M_x = 4839,55x + 13928,46(x-3,2) - 3836,23 \frac{x^2}{2}$$

$$x=3,2m \quad M(3,2) = -4154,94 \text{ Kg. m}$$

$$x=6,4m \quad M(6,4) = -3021,80 \text{ Kg. m}$$

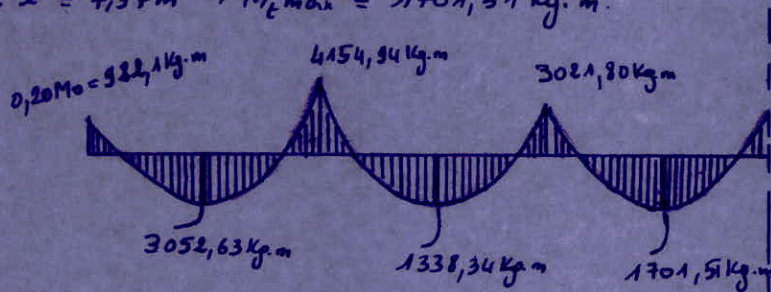
Pour $x = 4,89m$ $M_{f, \max} = 1338,34 \text{ Kg. m}$

$$6,4 \leq x \leq 9,6m : 4839,55x + 13928,46(x-3,2) + 11803,78(x-6,4) - 3836,23 \frac{x^2}{2}$$

$$x=6,4m \quad M(6,4) = -3021,80 \text{ Kg. m}$$

$$x=9,6m \quad M(9,6) = -3399,55 \text{ Kg. m}$$

Pour $x = 7,97m$ $M_{f, \max} = 1701,51 \text{ Kg. m}$



FERRAILLAGE des Poutres:

Sections d'aciers en travée

travée (1-2) : $M_f = 3052,63 \text{ Kg. m}$, $\mu = 0,1121$, $K = 22,9$, $\epsilon = 0,8682$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22,9} = 122,27 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Pas d'armatures}$$

Comprimées. $A = 4,65 \text{ cm}^2$

Pour les autres travées le calcul se fait de la même façon et les résultats seront donnés sous forme de tableau.

		$M_f(\text{Kg. m})$	μ	K	ϵ	σ'_b	$A(\text{cm}^2)$	A_{adq}
travée	1-2	3052,63	0,1121	22,9	0,8682	122,3	4,65	2T20
	2-3	1338,34	0,0492	38,6	0,9067	72,54	1,95	2T16
	3-4	1701,51	0,0625	33,4	0,8967	83,23	2,51	2T14
appui	1	922,10	0,0361	46,6	0,9118	60,1	1,4	2T14
	2	4154,94	0,1526	11,70	0,8516	150	6,18	8T14
	3	3021,8	0,1110	23,10	0,8682	122,2	4,6	2T20
	4	3399,55	0,1269	21,4	0,8682	131	5,21	2T20

Remarque: L'appui (2) fait exception car la contrainte $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ Pour cela il existe des armatures comprimées $A' = 1,43 \text{ cm}^2$.

Plancher terrasse:

$$q_1 = 150 \text{ kg/ml} \quad , \quad q_2 = 1752,5 \text{ kg/ml}$$

$$q = q_1 + q_2 = 1902,5 \text{ kg/ml}$$

$$a_i = b_i = \frac{l}{2} = 1,6 \text{ m} \quad , \quad r_i = \frac{1}{12} q_i l_i^3 = 5195,1 \text{ kg}\cdot\text{m}^2$$

$$4M_1 l + M_2 l = -12 \frac{q_1 a}{l} \quad (1)$$

$$M_1 l + 4M_2 l + M_3 l = -12 \frac{q_2 a}{l} \quad (2)$$

$$2M_2 l + 4M_3 l = -12 \frac{q_2 a}{l} \quad (3)$$

De ce système d'équations :

$$M_1 = -2060,55 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = -1498,59 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_3 = -1685,91 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Calcul des réactions

$$\sum M/A = 0 : R_{B_1} = 3687,92 \text{ kg}$$

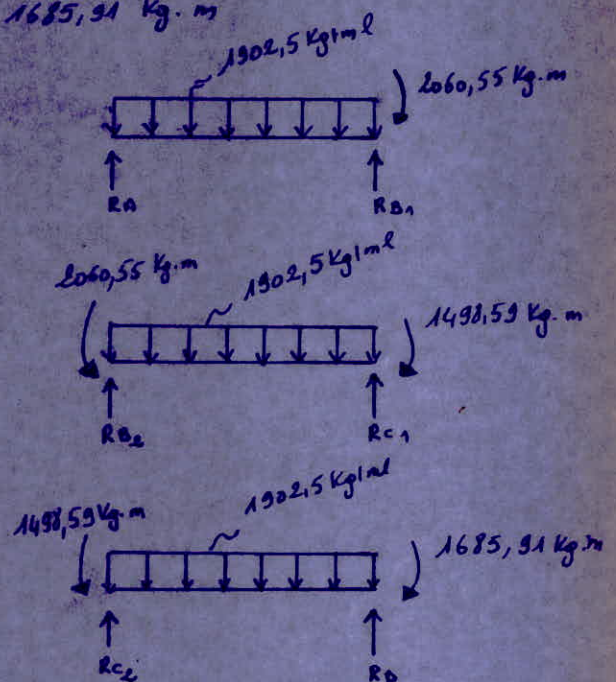
$$\sum M/B = 0 : R_A = 2400,08 \text{ kg}$$

$$\sum M/B = 0 : R_{C_1} = 2868,39 \text{ kg}$$

$$\sum M/C = 0 : R_{B_2} = 3219,61 \text{ kg}$$

$$\sum M/C = 0 : R_D = 3102,54 \text{ kg}$$

$$\sum M/D = 0 : R_{C_2} = 2975,46 \text{ kg}$$

Calcul des moments:

$$0 \leq x \leq 3,2 \text{ m} : M_x = 2400,08x - 1902,5 \frac{x^2}{2} \quad : \quad x=0 \rightarrow M=0$$

$$x=3,2 \rightarrow M = -2060,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{Pour } x = 1,26 \text{ m} \quad M_{L\max} = 1510,20 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$3,2 \leq x \leq 6,4 \text{ m} : M_x = 2400,08x + 6907,53(x-3,2) - 1902,5 \frac{x^2}{2} :$$

$$x=3,2 \rightarrow M = -2060,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$x=6,4 \rightarrow M = -1498,59 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

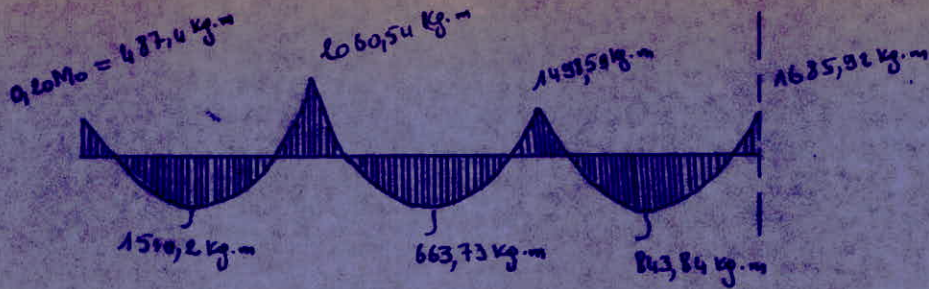
$$\text{Pour } x = 4,89 \text{ m} \rightarrow M_{L\max} = 663,73 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$6,4 \leq x \leq 9,6 \text{ m} : M_x = 2400,08x + 6907,53(x-3,2) + 5853,85(x-6,4) - 1902,5 \frac{x^2}{2}$$

$$x=6,4 \rightarrow M = -1498,59 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$x=9,6 \rightarrow M = -1685,92 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$\text{Pour } x = 7,97 \text{ m} \quad M_{L\max} = 843,84 \text{ kg}\cdot\text{m}$$



FERRAILLAGE des Poutres:

Section en travée:

travée (1-2): $M_t = 1510,2 \text{ kg.m}$, $\mu = 0,0555$ $K = 36$ $\epsilon = 0,9020$

$\sigma'_b = \frac{21m}{36} = 77,77 < 137 \text{ kg/cm}^2$ Pas d'armatures comprimées.

$A = 2,21 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Adopté = 2T14

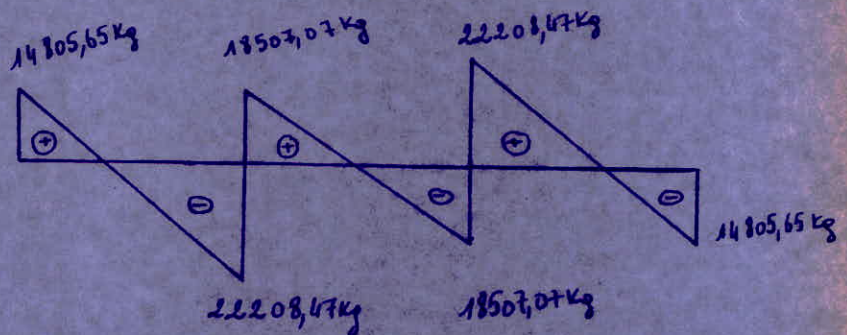
Le reste des résultats sera donné sous forme de tableau.

		M	μ	ϵ	K	σ'_b	A	Adopté
travée	1-2	1510,2	0,0555	0,902	36	77,77	2,21	2T14
	2-3	663,73	0,0244	0,932	58,5	47,86	0,94	2T14
	3-4	843,84	0,0311	0,922	51	54,9	1,21	2T14
APPLI	1	2060,5	0,077	0,887	29,6	99,59	3,1	2T14
	2	1492,6	0,055	0,900	36	77,77	2,2	2T14
	3	1685,1	0,062	0,894	33,6	83,3	2,5	2T14
	4	487,04	0,017	0,941	69,6	40,23	0,68	2T14

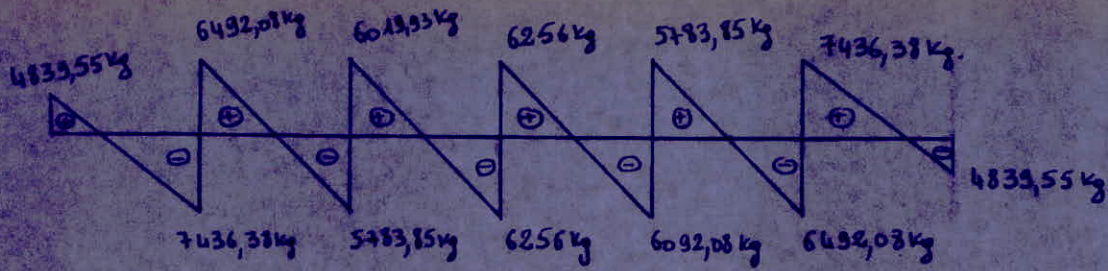
EFFORTS tranchants:

Planches courant:

Poutres longitudinales:

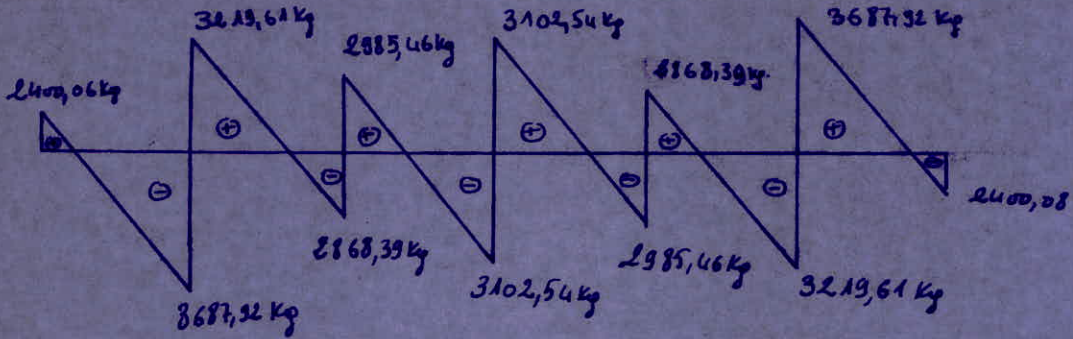
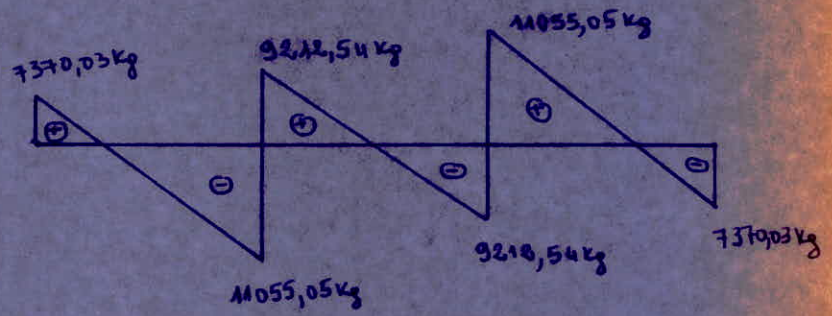


Poutres-transversales :



Planches -terrasse:

Poutres Longitudinales :



VERIFICATIONS :(1) Condition de non fragilité (art 62. c.c. B.A 62)

$$A \geq 0,63 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} bh = \begin{cases} 0,63 \frac{5,9}{4200} \cdot 35 \cdot 56 = 1,9 \text{ cm}^2 & \text{Pour les poutres } 35 \times 60 \\ 0,63 \frac{5,9}{4200} \cdot 20 \cdot 27 = 0,52 \text{ cm}^2 & \text{Pour les poutres } 20 \times 30 \\ 0,63 \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 46 = 1,34 \text{ cm}^2 & \text{Pour les poutres } 30 \times 50 \end{cases}$$

Cette condition est vérifiée pour toutes les sections d'armatures.

(2) Condition de flèche a) $h_t \geq \frac{1}{16} l$

$$h_t = 60 \text{ cm} > \frac{1}{16} \cdot 660 = 41,25 \text{ cm} \quad \text{Pour les poutres } 35 \times 60$$

$$h_t = 30 \text{ cm} > \frac{1}{16} \cdot 320 = 20 \text{ cm} \quad \text{Pour les poutres } 20 \times 30$$

$$h_t = 50 \text{ cm} > \frac{1}{16} \cdot 660 = 41,25 \text{ cm} \quad \text{Pour les poutres } 30 \times 50$$

b) $h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$

$$h_t = 60 \text{ cm} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{18154}{3055} \cdot 660 = 42,2 \text{ cm} \quad \text{Pour les poutres } 35 \times 60$$

$$h_t = 50 \text{ cm} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{5173}{15179} \cdot 660 = 40,6 \text{ cm} \quad \text{Pour les poutres } 30 \times 50$$

$$h_t = 30 \text{ cm} > \frac{1}{10} \cdot \frac{305}{4131} \cdot 320 = 11,9 \text{ cm} \quad \text{Pour les poutres } 20 \times 30$$

$$(3) A \leq \frac{43}{\sigma_{cm}} bh = \begin{cases} \frac{43}{4200} \cdot 35 \cdot 56 = 10,08 \text{ cm}^2 & \text{Pour les poutres } 35 \times 60 \\ \frac{43}{4200} \cdot 20 \cdot 27 = 5,53 \text{ cm}^2 & \text{Pour les poutres } 20 \times 30 \\ \frac{43}{4200} \cdot 30 \cdot 46 = 14,13 \text{ cm}^2 & \text{Pour les poutres } 30 \times 50 \end{cases}$$

Ces 3 conditions sont vérifiées pour toutes les poutres (armatures enterales), la justification de flèche n'est pas nécessaire à l'exception de la poutre transversale (1-3).

$$\text{Poutre (1-3)} : f = \frac{M_{max} l^2}{9,6 EI} = \frac{3,05 \cdot 10^5 \cdot 320^2}{9,6 \cdot 210^3 \cdot 4510} = 0,36 \text{ cm} < \frac{l}{500} = 0,64 \text{ cm}$$

(4) Condition de non entraînement des barres: (art 29. c.c. B.A 68)

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p_3} \leq \bar{\sigma}_d = 2,4 \bar{\sigma}_b \quad , \quad \psi_d = 1,5 \text{ (H.A)} \rightarrow \bar{\sigma}_d = 2,15 \cdot 5,9 = 12,74 \text{ N/cm}^2$$

 n : nombre de barres p : périmètre utile d'une barre = $\pi \phi$.Nous allons considérer le cas le plus défavorable pour chaque poutre T_{max}

Niveau coulant:

Poutres	T (kg)	m (cm)	z (cm)	Ed (kg/cm)	Section
transversale	7436,38	311,40	712,27	16,7	3,11
longitudinale	22205,67	217,46	711,56	8,76	5,3

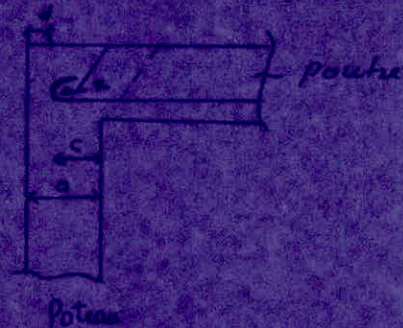
Niveau terrasse:

Poutres	T (kg)	m (cm)	z (cm)	Ed (kg/cm)	Section
transversale	3687,92	281,44	711,27	17,7	3,11
longitudinale	11055,05	617,46	711,41	9,11	3,5

donc - les - conditions - sont vérifiées - pour - toutes - les poutres.

(5) Condition d'appui:

1) Béton: Cette vérification se fait pour les appuis de rive (encastrement d'acier)



L'effort tranchant crée au voisinage de l'appui des bédettes de compression inclinées à 45°

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Leftrightarrow C \geq c_u = \frac{CT}{b_0 \bar{\sigma}_b}$$

avec b_0 : largeur de la poutre

a : hauteur du poteau

d : enrobage ($d=3\text{cm}$)

$$\lambda \geq \max \left\{ \lambda_1 = 50, \lambda_2 = 0,100 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bc}} \left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right) \right\}$$

Cette valeur de λ vérifie la condition de non écrasement de béton (art 30.61) du C.C.B.A 68.

avec ϕ : diamètre de la barre tendue.

$$d_1 = 5,5\phi + d$$

$$\begin{aligned} \phi = 44 &\rightarrow d_1 = 7,7 + 3 = 10,7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_2 = 6,5 \text{ cm}, \lambda_1 = 7 \text{ cm} \text{ d'où } r = 7 \text{ cm} \\ \phi = 16 &\rightarrow d_1 = 8,8 + 3 = 11,8 \text{ cm} \rightarrow \lambda_2 = 7,4 \text{ cm}, \lambda_1 = 8 \text{ cm} \text{ d'où } r = 8 \text{ cm} \\ \phi = 20 &\rightarrow d_1 = 11 + 3 = 14 \text{ cm} \rightarrow \lambda_2 = 9,3 \text{ cm}, \lambda_1 = 10 \text{ cm} \text{ d'où } r = 10 \text{ cm} \end{aligned}$$

D'où les tableaux suivants:

Niveau	Poutres	T (Kg)	b (cm)	Co (cm)	a (cm)	f (cm)	v (cm)	C (cm)
Courant	trans	4839,55	20	7,06	55	1,4	7	65
	Long	14805,65	35	12,35	55	1,6	8	64
Terrasse	trans	2009,08	20	3,50	55	1,4	7	45
	Long	7370,03	30	7,17	55	1,4	7	45

C) C_0 pour toutes les poutres

2) Risques : On examine l'influence de T sur les armatures inférieures, on s'intéresse aux appuis extrêmes

Si $T + \frac{M}{3} > 0 \Rightarrow$ l'armature sera soumise à un effort de traction et la section (A) doit vérifier l'inégalité suivante :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$$

Remarque : Pour faciliter l'exécution on prolonge les barres inférieures en travers d'où le tableau suivant.

Niveau	Poutres	T (Kg)	M (kg.m)	g (cm)	$T + \frac{M}{3}$	N (cm)	$A \bar{\sigma}_a$
Courant	trans	4839,55	-382	7/3.27	630	3,08	9624
	Long	14805,65	-6207	7/3.56	2362	8,04	28512
Terrasse	trans	2009,08	-487	7/3.27	339	3,08	9624
	Long	7370,03	-3040	7/3.46	-122,70	4,62	12936

Conclusion : $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$ pour toutes les poutres.

Vérifications des contraintes : $\bar{\omega} = \frac{1000}{b \cdot h} \rightarrow \frac{E}{k}$ où $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot e}$

En traçée :

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k}$$

Niveau	Poutres	M (kg.m)	A (cm ²)	$\bar{\omega}$	E	k	σ_a (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)
Courant	trans	3053	6,28	1,1630	0,3539	19	2111	111,1
	Long	19543	16,08	0,8604	0,8705	23,6	2433	105,6
Terrasse	trans	1510	3,08	0,5709	0,8876	23,5	2016	89,60
	Long	9727	9,42	0,6826	0,8795	26,5	2552	96,30

sur appuis: (1) Sans armatures comprimées

Niveau	Poutres	M	A	w	ε	K	σ _a	σ' _b
Courant	trans	—	—	—	—	—	—	—
	long	-24423	20,6	1,051	0,2530	20,20	2468	122,2
terrace	trans	-2060	3,08	0,5704	0,2376	29,5	2790	94,6
	long	-12161	12,06	0,7744	0,2674	22,7	2527	111,3

(2) avec armatures comprimées M = -4154 kg.m

Niveau	Poutre	A	A'	D	E	y ₁	I	K	σ _b	σ' _a	σ _a
Courant	long	6,28	3,08	4,01	3,18	14,10	22735,6	2,05	28,9	310,6	1283,4

Conclusion:
 $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma'_a < \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Vérifiées pour toutes les sections.

Vérification de la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{kn}{\beta} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f}, \quad \sigma_2 = 1,4 \sqrt{nk\sigma_a}$$

avec $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$
 $k = 1,518$ (fissuration peu nuisible).
 $n = 1,6$ (H.A)
 $\bar{w}_f = \frac{A}{\sigma_f}$

on vérifie que $\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$

entrées:

Niveau	Poutres	A (cm ²)	B _f (cm ²)	w _f	ρ (cm)	σ ₁ (kg/cm ²)	σ ₂ (kg/cm ²)	σ _a (kg/cm ²)
Courant	trans	6,28	120	0,0523	20	4121	2019	2111
	long	16,08	220	0,0574	16	5470	2252	2493
terrace	trans	3,08	120	0,0256	14	3434	2414	2046
	long	9,42	240	0,0396	16	4224	2252	2552

Aux appuis:

Niveau	Poutres	A (cm ²)	g _f	\bar{w}_f	Ø (cm)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	σ_a (kg/cm ²)
Courant	trans	6,23	120	0,0523	20	4121	2019	12,88
	long	20,6	280	0,0736	20	5087	2019	122,17
Terrasse	trans	3,08	120	0,0256	14	3434	2114	84,6
	long	12,06	240	0,0502	16	5013	2258	111,3

Conclusion: $\sigma_a < \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2900 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} = 0$ vérifiée pour toutes les poutres

armatures transversales:

Pour pouvoir utiliser des étriers et caottes \perp à la ligne moyenne de la poutre il faut que $(\bar{\sigma}_b)$ calculée par la relation $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{0,03}$ soit inférieure:

$$* \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b \text{ - si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$* \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_b \text{ - si } \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

Espacement: $t = \frac{A_t \bar{\sigma}_b}{T}$

Prescription C.T.c 81:

Espacement maximal des armatures transversales est de:

$$* \text{ zone nodale: } \bar{t}_n = \min(0,3h, 12\phi)$$

$$* \text{ En dehors de la zone nodale: } \bar{t}_c = 0,5h$$

Poutres 35x60 $\rightarrow h = 56 \text{ cm}$

Poutres 30x50 $\rightarrow h = 46 \text{ cm}$

Poutres 20x30 $\rightarrow h = 27 \text{ cm}$

$$\bar{t}_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,3h = \begin{cases} 0,3 \cdot 56 = 16,8 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot 46 = 13,8 \text{ cm} \\ 0,3 \cdot 27 = 8,1 \text{ cm} \end{cases} \\ 12\phi = \begin{cases} 12 \cdot 1,4 = 16,8 \text{ cm} \\ 12 \cdot 1,6 = 19,2 \text{ cm} \\ 12 \cdot 2,0 = 24 \text{ cm} \end{cases} \end{array} \right. \text{ et } \bar{t}_c = 0,5h \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \cdot 56 = 28 \text{ cm} \\ 0,5 \cdot 46 = 23 \text{ cm} \\ 0,5 \cdot 27 = 13,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Bloc A)

Conformément à l'article A.15 du C.C.A.68, il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres, donc les poutres seront ferraillées en flexion simple. La section d'armatures sera déterminée sous la plus défavorable des sollicitations du 1^{er} genre et 2^{ème} genre.

Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considérera la plus grande de $1,5 M(S_{p1})$ et $M(\max S_{p2})$.

La méthode de détermination des armatures est celle de P. CHARON exposée à la page 158 (P. CHARON. cours).

Détermination des armatures transversales:

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximum déterminé lors des combinaisons de chaque niveau et seront adoptées pour le niveau considéré.

Contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{2}{3} h.$$

T_{max} : effort tranchant max à l'appui considéré
 b : largeur de la poutre
 h : hauteur utile
 τ_b : contrainte max de cisaillement

Contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\tau}_{b1} = 3,5 \bar{\tau}_b, \quad \bar{\tau}_{b2} = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\tau}_b, \quad \bar{\tau}_{b3} = 5 \bar{\tau}_b$$

$$\begin{aligned} \times \text{ si } \tau_b \leq \bar{\tau}_{b1} & \quad \text{Lorsque } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_{b2} & \quad \text{lorsque } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \end{aligned}$$

on utilisera des cadres et des épinglets verticaux.

$$\begin{aligned} \times \text{ si } \bar{\tau}_{b1} \leq \tau_b \leq \bar{\tau}_{b2} & \quad \text{lorsque } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\tau}_{b2} \leq \tau_b \leq \bar{\tau}_{b3} & \quad \text{lorsque } \bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \end{aligned}$$

on utilisera des cadres et épinglets plus des barres obliques.

\times si $\tau_b > \bar{\tau}_{b3} \Rightarrow$ il faut changer la section du béton.

Contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\tau}_{at} = f_{at} \rho_{at} \quad \text{avec } \rho_{at} = \begin{cases} \max(1, \frac{\tau_b}{3\bar{\sigma}'_b}) \\ 2/3 \end{cases}$$

$$\text{Espacement: } l_a = \frac{A_t \cdot b \cdot \bar{\tau}_{at}}{T_{max}} \quad A_t: \text{ la section des armatures transversales}$$

Espacement admissible :

(A) Les prescriptions du complément C.T.C donnent l'espacement min des armatures transversales :

* zone nodale : $t \leq \min(0,3l, 12\phi)$

* En dehors de la zone nodale : $t \leq l/2$

(B) Les prescriptions du C.C.B.A C8 donnent :

$$t = \max \begin{cases} t_1 = 0,2l \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{f_b}) l \end{cases}$$

Remarques : Pour les vérifications :

- * des flèches
- * de la condition de non entraînement des barres
- * condition aux rappels
- * condition de non fragilité
- * Vérifications des contraintes

Ces formules restent les mêmes telles qu'elles sont appliquées pour le Bloc (B)

Sections d'aciers aux appuis

Moments negatifs

Niveau	M(k.m)	h _c .b	μ	K	E	$\sigma_0(\text{kg/cm}^2)$	A'(cm ²)	A(cm ²)
III	7,34	40x30	0,0631	32,9	0,8956	—	—	5,27
	5,13	"	0,0446	41,0	0,8408	—	—	3,62
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
II	7,34	"	0,0631	32,9	0,8956	—	—	5,27
	"	"	0,1244	21,4	0,8626	—	—	10,67
	"	"	0,0997	26,7	0,8701	—	—	7,47
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	0,1244	21,4	0,8626	—	—	10,67
I	"	"	0,1342	20,4	0,8571	—	—	11,56
	"	"	0,0995	26,1	0,8104	—	—	7,44
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	0,1342	20,4	0,8571	—	—	11,56

Moments positifs

Niveau	M	ht.b	μ	K	E	σ_0	A'	A
III	9,5	30x40	0,0499	39,9	0,19091	—	—	3,89
	2,19	"	0,0260	56,5	0,320	—	—	2,07
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
II	5,5	"	0,0499	39,4	0,19091	—	—	3,89
	14,91	"	0,1036	24,2	0,18725	—	—	8,78
	7,08	"	0,0416	33,7	0,19973	—	—	5,07
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
I	14,91	"	0,1036	24,2	0,18725	—	—	8,78
	13,5	"	0,1174	22,3	0,18660	—	—	10,03
	7,74	"	0,0673	31,9	0,19930	—	—	5,57
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
	"	"	"	"	"	—	—	"
13,5	"	0,1174	22,3	0,18660	—	—	10,03	

Sections d'aciers en travée

Niveau	M	ht.b	μ	K	E	σ_a	A'	A	A _{min}
III	2,252	40x30	0,0196	66	0,9335	—	—	1,54	3,6
	1,002	"	0,0087	104	0,9520	—	—	0,61	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
II	2,252	"	0,0196	66	0,9335	—	—	1,54	"
	3,642	"	0,0310	50,5	0,9237	—	—	2,52	"
	1,036	"	0,0135	82	0,9473	—	—	1,05	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
I	3,642	"	0,0314	50,5	0,9237	—	—	2,52	"
	3,778	"	0,0327	49,2	0,9221	—	—	2,64	"
	1,078	"	0,0093	100	0,9565	—	—	0,72	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
	"	"	"	"	"	—	—	"	"
3,728	"	0,0329	49,2	"	—	—	2,60	"	

Verification des contraintes

Moments aux appuis negatifs

Niveau	M	A'	A	h _{rx} b	D	E	y ₁	I _{10⁴}	K	σ _b	σ _a	σ _a
III	7,34	4,02	6,03	40x30	5,02	235,17	14,11	7,83	9,37	104,14	1133,9	3638,84
	5,13	"	4,02	"	4,02	160,10	9,21	5,67	9,05	83,95	852,51	3762,99
II	14,21	10,65	12,06	"	11,35	478,17	13,29	14,20	10,07	133,85	1154,30	3581,59
	10,26	6,03	8,04	"	7,03	315,57	12,07	9,99	6,03	72,80	820,4	2254,92
I	15,03	10,65	12,06	"	11,35	478,17	13,29	14,20	10,07	133,85	1154,3	3581,59
	10,18	6,03	8,04	"	7,03	315,57	12,07	9,99	6,03	72,8	820,4	2254,92

Moments aux appuis positifs

Niveau	M	A'	A	h _{rx} b	D	E	y ₁	I _{10⁴}	K	σ _b	σ _a	σ _a
III	5,5	6,03	4,02	40x30	5,02	166,23	8,84	5,78	9,5	84,1	832,2	3734,0
	2,99	4,02	"	"	4,02	160,1	9,23	5,67	5,27	47,93	496,4	2191,26
II	11,91	12,06	10,65	"	11,35	430,23	12,28	13,17	9,04	111,13	1259,72	3350,68
	7,08	8,04	6,03	"	7,03	247,23	10,19	8,18	8,65	88,17	932,9	3478,6
I	13,5	12,06	10,65	"	11,35	430,23	12,19	13,17	9,04	111,13	1259,72	3350,68
	7,74	8,04	6,03	"	7,03	247,23	10,19	8,18	8,65	88,17	932,9	3478,6

Verification de la Fissuration

aux appuis

Niveau	A	σ _p	σ ₁	Verification	A choisie	σ ₁
III	3T16 (6,03cm ²)	0,03350	3764	Non	4T14	4365,5
II	6T16 (12,06cm ²)	0,0670	6017,9	OUI	-	-
I	6T16 (12,06cm ²)	"	"	OUI	-	-

en travée

Niveau	A	σ _p	σ ₁	Verification	A choisie	σ ₁
III	2T16 (4,02cm ²)	0,02233	2732,1	Non	4T14	4365,5
II	"	"	"	"	"	"
I	"	"	"	"	"	"

Niveau	A	$\bar{\omega}_f$	σ_s	Vérifié	Achèvement	σ_s
III	3T16 (6,37m)	0,03360	3764,0	Non	4T16	6365,5
II	6T16 (22,06m)	0,0670	6017,90	Oui	—	—
I	6T16 (22,06m)	0,0670	6017,90	Oui	—	—

Vérification de la fissuration entre appuis

Niveau	A	$\bar{\omega}_f$	σ_s	Vérifié	Achèvement	σ_s
III	2T16 (4,02m)	0,02233	2731,1	Non	4T14	6365,5
II	2T16 (4,02m)	0,02233	"	"	4T14	"
I	2T16 (4,02m)	0,02233	"	"	4T14	"

Vérification de la condition aux appuis : $c_s \frac{dI}{b\sigma_s} = c_u$

Niveau	T	c_u	C
III	5,763	3,719	29,3
II	9,451	6,10	28,2
I	9,974	6,437	28,2

Vérification de la condition de non fragilité : $A \geq b_0 h \frac{\sigma_b}{\sigma_s} \left(\frac{L}{d}\right)^2 = 167 \text{ cm}^2$
 Vérifié

Vérification de la condition de flèche :

- * $h/t \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 40 \cdot 320/16 = 20$
- * $h/t \geq \frac{1}{10} M/R_0 \cdot l \Rightarrow 40 > 320/10 = 32$ (car $R_t = R_0$)
- * $A \leq 43/\sigma_s \cdot b_0 h = A_1$ (Voir Tableau).

Niveau	III	II	I
A_1	11,36	11,36	11,36
A	6,15	6,15	6,15

Vérifié.

Sections d'aciers aux appuis

Moments négatifs

Niveau	M (t.m)	h x b	μ	K	E	σ_a (kg/cm ²)	A' (cm ²)	A (cm ²)
IV	2,07	40x30	0,0181	69,5	0,9407	—	—	1,35
	1,6	40x30	0,0139	80,5	0,9476	—	—	1,34
	1,6	40x30	0,0139	80,5	0,9476	—	—	1,34
	1,6	40x30	0,0139	80,5	0,9476	—	—	1,34
	1,6	40x30	0,0139	80,5	0,9476	—	—	1,34
	2,07	40x30	0,0181	69,5	0,9407	—	—	1,35
III	9,17	40x30	0,0797	28,6	0,8156	—	—	8,22
	6,95	40x30	0,0599	34,3	0,8985	—	—	6,09
	6,95	40x30	0,0607	34,3	0,8979	—	—	6,09
	6,95	40x30	0,0607	34,3	0,8979	—	—	6,17
	6,95	40x30	0,0607	34,3	0,8979	—	—	6,17
	6,95	40x30	0,0607	34,3	0,8979	—	—	6,17
	6,95	40x30	0,0607	34,3	0,8979	—	—	6,17
	6,95	40x30	0,0589	34,3	0,8985	—	—	6,09
	9,17	40x30	0,0797	28,6	0,8156	—	—	8,22
II	17,86	40x30	0,1553	18,45	0,8505	24545	3,4	13,35
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	12,18	40x30	0,1059	23,8	0,8712	—	—	11,09
	17,86	40x30	0,1553	18,45	0,8505	24545	3,4	13,35
I	19,75	40x30	0,1717	17,15	0,8446	24545	5,66	14,76
	13,38	40x30	0,1163	22,4	0,8663	—	—	12,26
	13,38	40x30	0,1717	22,4	0,8663	—	—	12,26
	13,38	40x30	0,1717	22,4	0,8663	—	—	12,26
	13,38	40x30	0,1717	22,4	0,8663	—	—	12,26
	13,38	40x30	0,1717	22,4	0,8663	—	—	12,26
	13,38	40x30	0,1717	22,4	0,8663	—	—	12,26
	13,38	40x30	0,1163	22,4	0,8663	—	—	12,26
	19,75	40x30	0,1717	17,15	0,8446	24545	5,66	14,76

Moments positifs

Niveau	M	h_1/b	μ	K	ξ	σ_a	A'	A
IV	0,78	40x30	0,0068	113	0,9127	/	/	0,52
	0,26	"	0,0068	210	0,9778	/	/	0,17
	0,26	"	0,0068	210	0,9778	/	/	0,17
	0,26	"	0,0068	210	0,9778	/	/	0,17
	0,26	"	0,0068	210	0,9778	/	/	0,17
	0,78	"	0,0068	113	0,9127	/	/	0,52
III	6,43	"	0,0363	356	0,9012	/	/	4,63
	3,47	"	0,0302	515	0,9250	/	/	2,41
	3,83	"	0,0333	471	0,9216	/	/	2,67
	3,92	"	0,0341	462	0,9207	/	/	2,74
	3,92	"	0,0341	462	0,9207	/	/	2,74
	3,92	"	0,0341	462	0,9207	/	/	2,74
	3,92	"	0,0341	462	0,9207	/	/	2,74
	3,83	"	0,0333	471	0,9216	/	/	2,67
II	6,43	"	0,0563	356	0,9012	/	/	4,63
	13,61	"	0,1130	231	0,8630	/	/	10,13
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
	7,66	"	0,0666	321	0,8938	/	/	5,51
I	13,61	"	0,1130	231	0,8630	/	/	10,13
	15,33	"	0,1333	205	0,8590	/	/	11,48
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	8,62	"	0,0749	297	0,8784	/	/	6,24
	15,33	"	0,1333	205	0,8590	/	/	11,48

Sections d'aciens en travée

Niveau	M	h _{uxb}	A	K	E	σ _a	A	A	A _{min}
IV	0,52	40x30	0,0080	109	0,9597	/	/	0,62	3,6
	0,508	"	0,0066	122	0,9632	/	/	0,51	"
	0,508	"	0,0066	122	0,9632	/	/	0,51	"
	0,508	"	0,0066	122	0,9632	/	/	0,51	"
	0,52	"	0,0080	108	0,9597	/	/	0,62	"
III	2,945	"	0,0256	57	0,9306	/	/	2,04	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	1,13	"	0,0147	78	0,9462	/	/	1,15	"
	2,945	"	0,0256	57	0,9306	/	/	2,04	"
II	5,06	"	0,0440	41,4	0,9114	/	/	3,57	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
	1,94	"	0,0253	57,5	0,9308	/	/	2,01	"
5,06	"	0,0440	41,5	0,9114	/	/	3,57	"	
I	5,665	"	0,0491	38,6	0,9070	/	/	4,00	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
	2,18	"	0,0284	53,5	0,9270	/	/	2,27	"
5,665	"	0,0491	38,6	0,9070	/	/	4,00	"	

Verification des contraintes

Moments aux appuis négatifs

Niveau	M	A	A	hurb	D	E	g	I	K	σ _b	σ _o	σ _a
IV	6,01	4,02	4,02	40x30	4,02	160,70	9,23	56704,39	3,67	34,06	345,7	1525,93
	4,6	4,02	4,02	"	4,02	160,70	9,23	56704,39	3,67	34,06	345,7	1525,93
III	8,17	6,03	6,03	"	7,72	316,63	12,96	112409,04	8,16	105,63	1214,17	2047,4
	6,93	6,03	6,23	"	5,65	224,42	10,31	90501,14	8,69	37,22	1076,93	3329,06
II	13,16	10,30	14,73	"	12,24	555,93	14,36	157143,23	11,26	161,24	1912,00	3830,65
	12,43	6,03	12,00	"	9,04	464,31	14,36	134007,2	9,03	130,26	1504,6	3038,05
I	15,73	12,06	15,05	"	13,75	574,65	16,03	173714,14	11,31	186,14	2220,30	3579,29
	13,31	7,10	12,52	"	9,73	486,06	14,60	139921,63	9,56	136,71	1660,66	3255,18

Moments aux appuis positifs

Niveau	M	A	A	hurb	D	E	g	I	K	σ _b	σ _o	σ _a
IV	0,73	4,02	4,02	40x30	4,02	160,8	9,21	56704,39	3,67	34,06	345,7	1525,93
	0,66	4,02	4,02	"	4,02	160,8	9,21	56704,39	3,67	34,06	345,7	1525,93
III	6,49	9,42	6,03	"	7,72	251,37	9,94	82853,53	7,83	77,53	811,51	3111,76
	3,73	6,40	4,02	"	5,15	167,58	8,78	57936,45	6,64	57,03	573,03	2738,01
II	13,63	14,10	10,30	"	12,24	423,7	11,71	131020,6	10,44	124,25	1363,98	3960,41
	7,66	12,11	6,03	"	9,04	259,3	9,43	84616,33	9,05	95,30	972,77	3742,63
I	15,33	15,15	12,06	"	13,75	492,6	12,31	149015,6	10,28	127,13	1444,32	3803,19
	6,62	12,56	7,10	"	9,73	300,4	10,09	96864,76	8,30	89,8	906,54	3592,43

Verification de la fissuration

aux appuis $\bar{w}_f = \frac{A}{8f}$, $\sigma_1 = \frac{kn}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1+10\bar{w}_f}$ ou $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable $n = 4,6$ (H. 4).

Niveau	A	\bar{w}_f	σ_1	Verification	Achasis	σ_1
IV	2T16 (4,02m)	0,0335	3764,1	NON	3T14	4765,33
III	3T20 (9,42m)	0,0785	5278,3	OUI	—	—
II	4T16+4T14 (10,30m)	0,0509	5053,63	OUI	—	—
I	3T20+3T16 (15,15m)	0,0772	5228,0	OUI	—	—

en travée

Niveau	A	σ_p	σ_a	Vérifiée	Achevé	σ_s
IV	2716 (4000)	0,0335	3764,1	Non	3714	4785,33
III	2716 (4000)	0,0335	3764,1	Non	3714	4785,33
II	2716 (4000)	0,0335	3764,1	Non	3714	4785,33
I	2716 (4000)	0,0335	3764,1	Non	3714	4785,33

Vérification de la condition aux appuis

$C > \frac{2T}{b\bar{F}_b} = C_0$ et $c = a - (dtr)$

Niveau	T	C_0	C
IV	2,276	1,463	28,2
III	7,536	4,862	28,6
II	12,956	8,361	28
I	14,193	9,224	28,2

Vérifiée

Vérification de la condition de non fragilité

$A > h_0 R_{t0} \frac{\bar{F}_b}{f_a} \left(\frac{d_t}{l}\right)^2$, $A > 1,47 m^2$ (Vérifiée dans notre cas)

Vérification de la condition de flèche

- 1) La 1^{ère} condition est toujours vérifiée
- 2) Avec $M/EI = 1$, la condition est déjà vérifiée
- 3) La 3^{ème} condition reste vérifiée

Niveau	IV	III	II	I
A_1	11,36	11,36	11,36	11,36
A	4,62	4,62	4,62	4,62

Vérification de la condition de non entraînement des barres

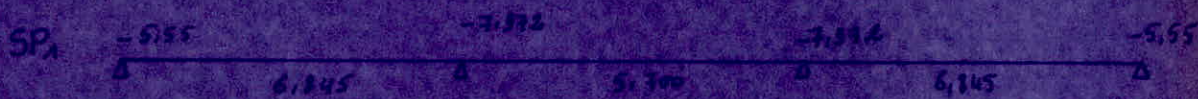
$\bar{E}_d < \bar{E}_d$ avec $\bar{E}_d = 2,4 d \bar{F}_b$ et $\gamma_d = 1,5$ (R.A)

Niveau	IV	III	II	I
T	2,276	7,536	12,96	14,3
\bar{E}_d	5,33	12,33	10,61	13,01

Efforts tranchants

Niveau	T	σ_b	σ_s	\bar{E}_b	t_0	t_1	t_2	\bar{E}	$t_{adopté}$
IV	2,276	34,06	1,34	34,04	37,5	7,4	34,07	34,07	11
III	7,536	105,43	7,76	30,86	32,74	7,4	27,28	27,28	11
II	12,96	161,24	13,34	26,07	17,57	7,4	20,30	20,30	11
I	14,30	182,11	14,72	24,28	15,53	7,4	18,51	18,51	11

Niveau II



Niveau II



Niveau I



Sections d'aciers aux appuis

Moments négatifs

Niveau	M	$h_e \times b$	μ	K	E	σ_a	A'	A
III	12,16	35x60	0,0422	42,4	0,9029	—	—	6,03
	13,24	"	0,0425	42,2	0,9126	—	—	6,08
	"	"	"	"	"	—	—	6,08
	12,16	"	0,0422	42,4	0,9123	—	—	6,03
II	22,77	"	0,0741	80	0,8779	—	—	10,23
	13,24	"	0,0625	53,4	0,8967	—	—	5,1
	"	"	"	"	"	—	—	5,1
	22,77	"	0,0741	80	0,8823	—	—	10,23
I	24,31	"	0,0731	87,8	0,8753	—	—	11,66
	20,31	"	0,0760	29,5	0,8776	—	—	3,75
	"	"	"	"	"	—	—	3,75
	24,31	"	0,0731	87,8	0,8853	—	—	11,66

Moments positifs

Niveau	M	$h_e \times b$	μ	K	E	σ_a	A'	A
II	11,36	35x60	0,0064	123	0,9637	—	—	0,86
	/	"	/	/	/	—	—	—
	/	"	/	/	/	—	—	—
	11,36	"	0,0064	123	0,9637	—	—	0,86
II	6,77	"	0,0220	62	0,9351	—	—	3,07
	/	"	/	/	/	—	—	—
	/	"	/	/	/	—	—	—
	6,77	"	0,0220	62	0,9351	—	—	3,07
I	7,33	"	0,0240	53	0,9324	—	—	3,36
	/	"	/	/	/	—	—	—
	/	"	/	/	/	—	—	—
	7,33	"	0,0240	53	0,9324	—	—	3,36

sections d'aciers en travée

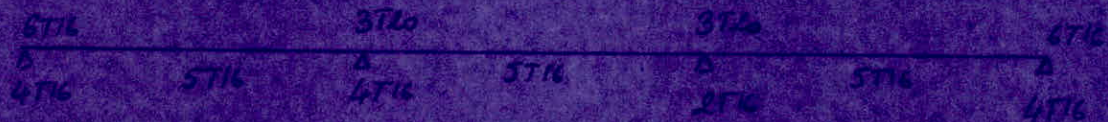
Niveau	M	herb	μ	K	E	σ_s	A'	A	A _{min}
II	6,845	35x60	0,0893	26,6	0,8799	—	—	7,51	6,32
	5,7	v	0,0743	25,3	0,8886	—	—	6,11	v
	6,845	v	0,0883	26,6	0,8799	—	—	7,51	v
II	9,795	v	0,1147	22,6	0,8671	—	—	9,73	''
	8,03	''	0,1047	24	0,8718	—	—	8,81	''
	9,795	v	0,1147	22,6	0,8671	—	—	9,73	''
I	9,995	v	0,1304	20,7	0,8601	—	—	11,22	''
	9,23	''	0,1204	21,9	0,8645	—	—	10,31	''
	9,995	v	0,1304	20,7	0,8601	—	—	11,22	v

Sections d'aciers adoptées

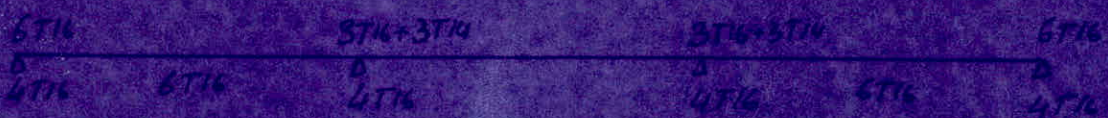
Niveau II



Niveau II



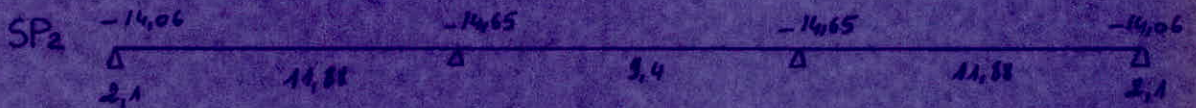
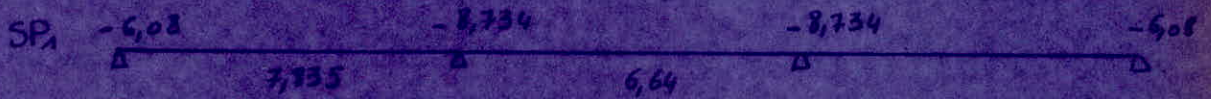
Niveau I



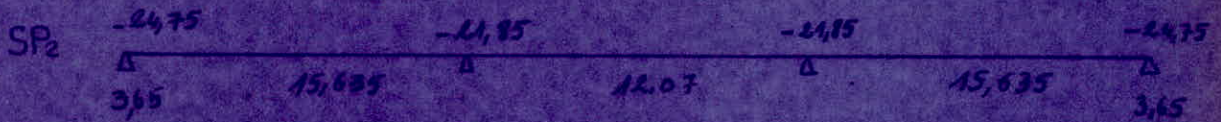
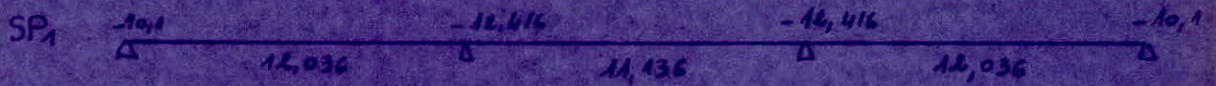
Le ferrailage adopté est celui de la (9) donc les vérifications sont positives.

Portique.trans.inter B-B 208

Niveau III



Niveau II



Niveau I



Sections d'aciers aux appuis

Moments négatifs

Niveau	M	h x b	μ	K	ξ	σ_a	A'	A
III	14,06	35x60	0,0457	40,4	0,3038	/	/	6,50
	14,65	35x60	0,0477	39,4	0,3031	/	/	6,86
	14,65	35x60	0,0477	39,4	0,3031	/	/	6,86
	14,06	35x60	0,0457	40,4	0,3038	/	/	6,50
II	24,75	35x60	0,0905	28,5	0,1150	/	/	11,89
	24,35	35x60	0,0711	30,8	0,1101	/	/	10,43
	24,35	35x60	0,0711	30,8	0,1101	/	/	10,43
	24,75	35x60	0,0905	28,5	0,1150	/	/	11,89
I	28,11	35x60	0,0917	26,2	0,1176	/	/	13,64
	24,33	35x60	0,0732	29,18	0,1157	/	/	11,68
	24,33	35x60	0,0732	29,18	0,1157	/	/	11,68
	28,11	35x60	0,0917	26,2	0,1176	/	/	13,64

Moments positifs

Niveau	M	h x b	μ	K	ξ	σ_a	A'	A
III	2,1	35x60	0,0066	113	0,3627	/	/	0,93
	/	55x60	/	/	/	/	/	/
	/	35x60	/	/	/	/	/	/
	2,1	35x60	0,0066	113	0,3627	/	/	0,93
II	3,65	35x60	0,0118	87,5	0,3516	/	/	1,63
	/	35x60	/	/	/	/	/	/
	/	35x60	/	/	/	/	/	/
	3,65	35x60	0,0118	87,5	0,3516	/	/	1,63
I	3,38	35x60	0,0111	94,5	0,3531	/	/	1,51
	/	35x60	/	/	/	/	/	/
	/	35x60	/	/	/	/	/	/
	3,38	35x60	0,0111	94,5	0,3531	/	/	1,51

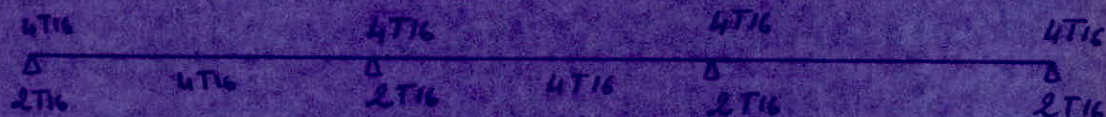
Sections d'aciers en travee

$$A_{min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

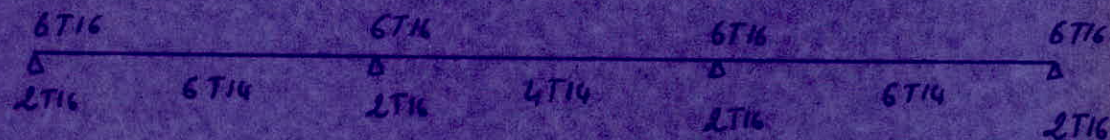
Niveau	M	h _{tr} b	μ	K	ξ	σ_s	$A_{s,calc}$	A'	A _{tr}
III	11,81	35x60	0,0316	44,1	0,3163	✓	6,3	✓	5,51
	6,64	35x60	0,0324	43,6	0,3226	✓	6,3	✓	4,59
	11,83	35x60	0,0316	44,1	0,3163	✓	6,3	✓	5,51
II	11,036	35x60	0,0517	34,7	0,3974	✓	6,3	✓	7,53
	11,136	35x60	0,0543	36,4	0,3927	✓	6,3	✓	7,87
	11,036	35x60	0,0517	34,6	0,3954	✓	6,3	✓	8,53
I	15,97	35x60	0,0773	23,1	0,7165	✓	6,3	✓	11,49
	14,54	35x60	0,0710	30,1	0,7303	✓	6,3	✓	10,4
	15,37	35x60	0,0773	23,1	0,7165	✓	6,3	✓	11,49

Sections d'aciers adoptées

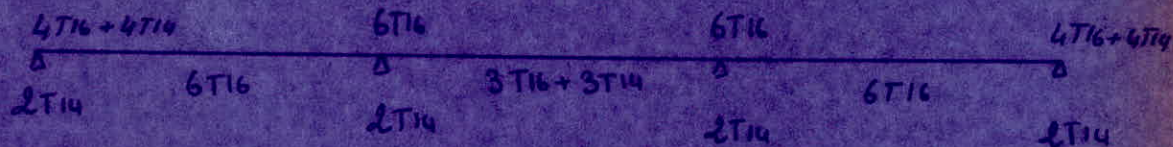
Niveau III



Niveau II



Niveau I



Vu que les sections trouvées sont sensiblement identiques pour les 2 portiques (A-A et B-B) on adoptera le ferrailage du portique B-B au portique A-A et on fera la vérification pour le portique B-B

Verification des contraintes

Moments aux appuis negatifs

Niveau	M	A'	A	hexb	D	E	g ₁	I	K	σ _b	σ _a	σ _a
III	14,06	4,02	8,04	35x60	5,17	399,30	15,48	2432,21	5,64	87,31	971,21	3428,00
	14,65	4,02	8,04	35x60	5,17	399,30	15,48	2432,33	5,82	91,02	1012,54	3573,86
II	34,75	4,02	12,06	35x60	7,12	532,66	18,24	340956,9	7,26	132,42	1550,74	4112,06
	21,85	4,02	12,06	35x60	7,12	532,66	18,24	340955,9	6,41	116,92	1369,18	3630,62
I	28,38	3,08	14,19	35x60	7,40	624,68	19,82	381008,00	7,39	147,21	1764,73	4000
	24,33	3,08	12,06	35x60	6,43	589,46	18,64	337958,4	7,10	141,41	1581,16	4034,9

Moments aux appuis positifs

Niveau	M	A'	A	hexb	D	E	g ₁	I	K	σ _b	σ _a	σ _a
III	2,1	8,04	4,02	35x60	5,17	220,50	10,95	14345,11	1,16	15,40	143,44	995,35
II	3,65	12,06	4,02	35x60	7,12	261,87	12,56	146030,3	2,50	26,40	246,00	1704
I	3,38	12,06	4,04	35x60	6,43	189,13	8,72	145044,19	2,94	25,64	208,15	2085,05

Verification de la fissuration

Sur appui

Niveau	A	ω _{st}	σ _s	Verification	Adresse	σ _s
III	4T16 (S.0202)	0,0237	3345	NON	6T14	42506
II	6T16 (S.0202)	0,0431	4547	OUI	-	-
I	4T16+4T14 (S.0202)	0,0503	5007,8	OUI	-	-

En travée

Niveau	A	ω _{st}	σ _s	Verification	Adresse	σ _s
III	4T16 (S.0202)	0,0287	3345	NON	6T14	42506
II	4T16	0,0287	3345	NON	6T14	42506
	6T14	0,0368	4547	OUI	-	-
I	6T14+4T14 (S.0202)	0,0368	4547	OUI	-	-

Verification de la condition aux appuis

Niveau	T	C ₀	C
III	15,65	6,99	2,22
II	16,93	9,32	2,66
I	19,90	11,04	2,33

$C \geq \frac{2T}{b \cdot d} = C_0 \quad C_0 = a - (d \cdot v)$

T: effort tranchant à l'appui
v: coefficient

Verification de la condition de non fragilité

$$A \geq \text{bohr } \varphi_a \frac{\bar{F}_t}{\bar{F}_a} \left(\frac{\bar{F}_t}{\bar{F}_a} \right)^2 \text{ avec } \varphi_a = 0,54$$

$A \geq 2,56 \text{ cm}^2$ ce qui est vérifié dans notre cas

Verification de la condition de flèche

- 1 - $k_1 \geq \frac{f}{16}$ vérifié

- 2 - $k_2 \leq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \leq 1$, $\frac{M_t}{M_0} = 0,603$, $k_2 \geq 0,39$ vérifié

- 3 - $A < 43 \text{ kg/cm} \cdot \text{bohr} = A_1$, $A = 2507 \text{ cm}^2$ (Vérifié)

Niveau	III	II	I
A_1	20,07	20,07	20,07
A	3,23	3,23	3,23

Vérifié

Verification de la condition de non entraînement des barres

$$\bar{C}_b \leq \bar{C}_d \text{ avec } \bar{C}_d = 2,4d \sqrt{f_b} \text{ et } 4d \leq 11,5 (H, N)$$

$$\bar{C}_d = \frac{T_{max}}{n f_t} \quad T_{max} \text{ obtenue sous } \bar{C}_d \text{ et } \bar{C}_d = 2,15 \sqrt{5,3} = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

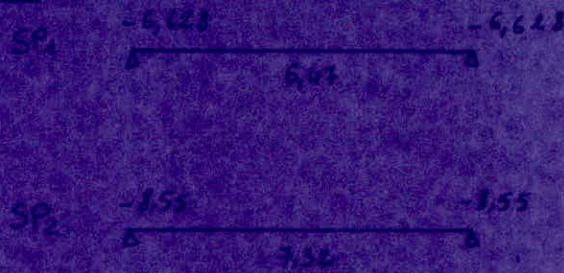
Niveau	III	II	I
T	12,61	16,93	19,90
\bar{C}_d	9,75	13,03	13,66

Efforts tranchants et espacements

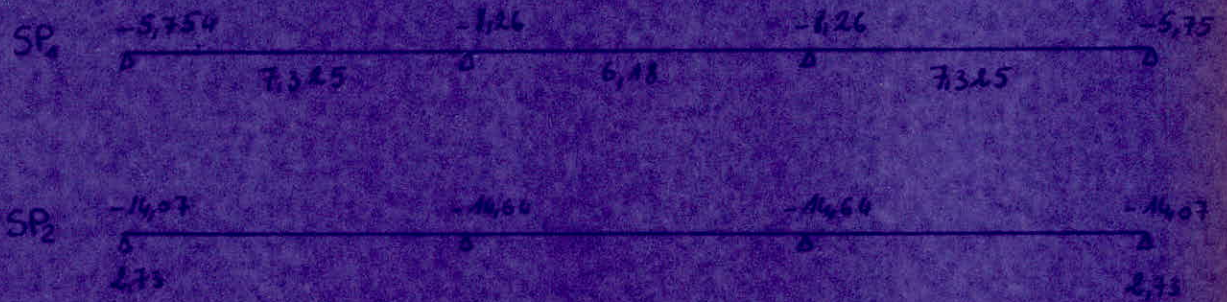
Niveau	T	\bar{C}_b	\bar{C}_d	\bar{C}_b	t_a	b_1 (cm)	b_2 (cm)	\bar{L} (cm)	L_{ad, \bar{C}_d} (cm)
III	12,61	97,31	7,35	31,04	29,78	112	42,03	42,03	16
II	16,93	132,48	9,87	28,54	21,41	112	57,30	37,30	16
I	19,90	147,21	11,60	27,27	17,72	112	34,03	34,03	16

Portique trans.inter. C-C

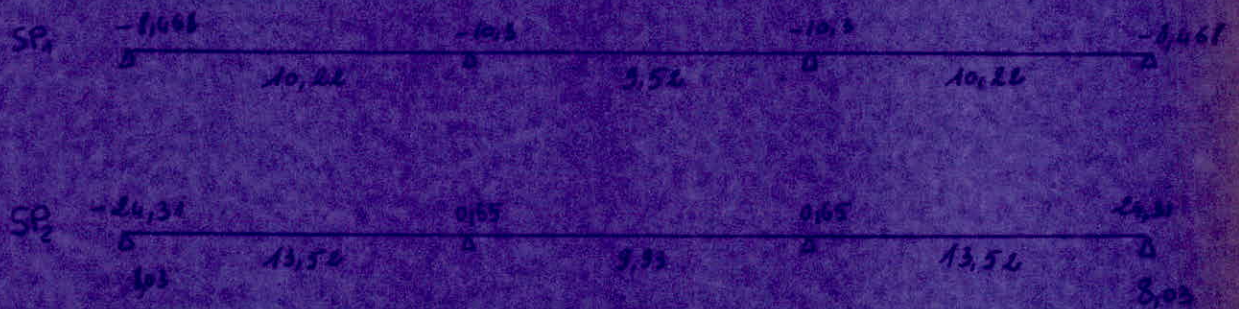
Niveau IV



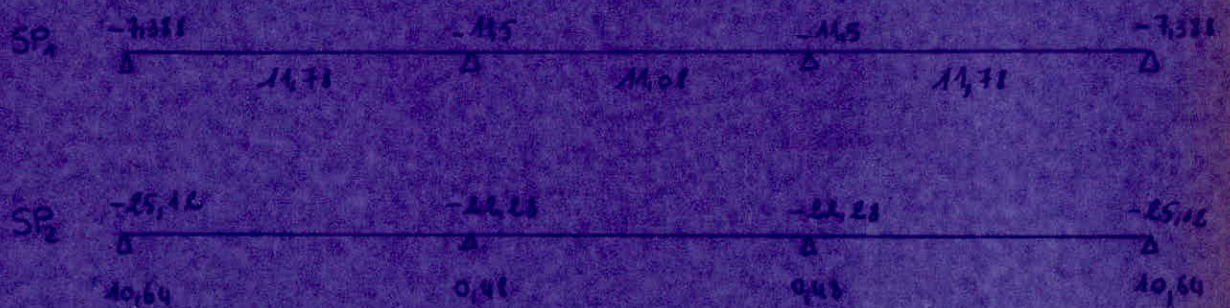
Niveau III



Niveau II



Niveau I



Sections d'aciers aux appuis

Moments négatifs

Niveau	M	h _{exb}	μ	κ	ϵ	σ_0	A'	A
IV	6,628	35x60	0,0323	49,8	0,9008	/	/	4,58
	6,628	35x60	0,0323	49,8	0,9008	/	/	4,58
III	14,07	35x60	0,0458	40,4	0,9098	/	/	6,57
	14,64	35x60	0,0476	39,4	0,9081	/	/	6,85
	14,64	35x60	0,0476	39,4	0,9081	/	/	6,85
	14,07	35x60	0,0458	40,4	0,9099	/	/	6,57
II	24,31	35x60	0,0791	28,8	0,8858	/	/	11,66
	20,45	35x60	0,0665	32,1	0,8938	/	/	9,72
	20,45	35x60	0,0665	32,1	0,8938	/	/	9,72
	24,31	35x60	0,0791	28,8	0,8858	/	/	11,66
I	25,12	35x60	0,0817	28,2	0,8843	/	/	12,07
	24,28	35x60	0,0785	30,4	0,8899	/	/	10,64
	24,28	35x60	0,0785	30,4	0,8899	/	/	10,64
	25,12	35x60	0,0817	28,2	0,8843	/	/	12,07

Moments positifs

Niveau	M	h _{exb}	μ	κ	ϵ	σ_0	A'	A
IV	/	/	/	/	/	/	/	/
	/	/	/	/	/	/	/	/
III	2,75	35x60	0,0088	103,5	0,9578	/	/	1,11
	2,73	35x60	0,0088	103,5	0,9578	/	/	1,11
	/	/	/	/	/	/	/	/
	/	/	/	/	/	/	/	/
II	3,03	35x60	0,0261	56,8	0,9301	/	/	3,67
	0,65	35x60	0,0021	220	0,9787	/	/	0,28
	0,65	35x60	0,0021	220	0,9787	/	/	0,28
	3,03	35x60	0,0261	56,8	0,9301	/	/	3,67
I	10,64	35x60	0,0346	47,7	0,9202	/	/	4,91
	0,43	35x60	0,0015	260	0,9818	/	/	0,14
	0,43	35x60	0,0015	260	0,9818	/	/	0,14
	10,64	35x60	0,0346	47,7	0,9202	/	/	4,91

Vérification de la condition de non fragilité

$$A \geq b_0 h \psi_a \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{kl}{h} \right)^2 \quad \psi_a = 0,54$$

$$A \geq 2,56 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifié dans notre cas})$$

Vérification de la condition de flèche

$$v_{lt} \geq 1/16$$

$$v_{lt} \geq \frac{1}{10} \frac{M_0}{100} \rightarrow M_0/M_0 = 0,62 \rightarrow v_{lt} \geq \frac{1}{10} \cdot 0,62 l = 0,41 \cdot 0,62 > 0,41 \quad (\text{Vérifié})$$

$$v_{lt} \leq \frac{43}{250} b_0 h \rightarrow \text{reste vérifié}$$

Niveau	IV	III	II	I
M	2,07	2,07	2,07	2,07
A	12,06	12,06	12,06	12,06

Vérification de la condition de non entraînement des barres

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_d = 2 \psi_a \bar{\sigma}_b \quad \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } S_1$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{1/12} \quad \bar{\sigma}_d = 16,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } S_2$$

Les efforts tranchants max sont obtenus sous (S₁) et (S₂)

Niveau	IV	III	II	I
T	8,436	11,994	14,831	16,195
E _d	6,15	9,74	12,08	13,15

Efforts tranchants et espacements

Niveau	T	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_d$	$\bar{\sigma}_b$	T_0	T_1 (cm)	T_2 (cm)	\bar{I} (cm)	$t_{\text{tranchants}}$ (cm)
IV	8,436	43,53	31,04	6,911	46,0	11,2	46,7	46,7	16
III	11,994	49,99	31,04	6,99	32,36	11,2	42,8	42,8	16
II	14,831	113,13	30,13	8,67	26,10	11,2	39,6	39,6	16
I	16,195	116,97	23,87	9,44	23,36	11,2	38,12	38,12	16

Caractéristiques des refends

Calcul des inerties équivalentes

Pour pouvoir déterminer les efforts internes dans les refends ayant des fûts d'ouvertures, on est amené à introduire la notion d'inertie équivalente.

Inertie équivalente

Par définition l'inertie équivalente d'un mur est l'inertie d'un mur plein fictif de même hauteur et qui sous les mêmes forces horizontales présente la même flèche totale.

1) Inertie équivalente avec une file d'ouvertures:

formule:
$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc\psi_0}{(c_1+c_2)^2} + 1}$$
 où $I = I_1 + I_2 + 2mc$

- notations:
- I_1, I_2 : moments d'inertie de chaque fût
 - I : moment d'inertie du refend complet (tenant compte de l'ouverture)
 - m : moment statique de chacun des éléments par rapport au C.G. de l'ensemble
 - c_1 : demi-distance entre les C.G. de 2 fûts
 - c_2 : demi-distance entre les C.G. de 2 fûts
 - ψ_0 : coefficient donné par M. Diver (abaque B.23.b) à la côte zéro (a).

$\alpha = W.Z$: degré de concordance,
$$W^2 = \frac{3iE'}{(c_1+c_2)E} \frac{c}{a^3} \frac{I}{m}$$

E' : module d'élasticité du fût

E : module d'élasticité du linteau, $E = E'$ (Béton armé)

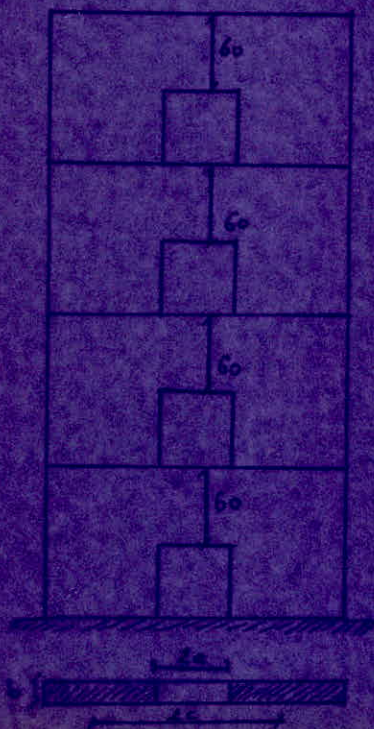
i : inertie du linteau: $i = \frac{b h^3}{12}$

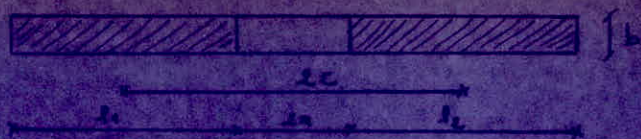
h : hauteur d'étage

a : demi-portée de l'ouverture

Z : hauteur totale du bâtiment

$$m = \frac{3E}{\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}}$$
 avec n_1, n_2 sections des 2 fûts



Voile à une file d'ouverture.Voile: V_1, V_2 

$$l_1 = l_2 = 3,60 \text{ m}$$

$$a = 1,5, b = 0,20 \text{ m}, h_1 = 0,6 \text{ m}, c = 6,2 \text{ m}$$

$$A_1 = b l_1 = 0,2 \cdot 3,6 = 1,83 \text{ m}^2$$

$$A_2 = b l_2 = 0,2 \cdot 3,6 = 1,83 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{b l_1^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 3,6^3}{12} = 13,843 \text{ m}^4, \quad I_2 = I_1, \quad I = \frac{0,2 \cdot 0,6^3}{12} = 3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$c = \frac{l_1}{4} + a + \frac{l_2}{4} = \frac{3,6}{4} \cdot 2 + 1,5 = 6,2 \text{ m}, \quad m = \frac{2c}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}} = 11,656 \text{ m}^3$$

moment d'inertie du profil

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 2 \cdot 13,843 + 2 \cdot 11,656 = 174,22 \text{ m}^4$$

$$w^2 = \frac{2i I c}{(I_1 + I_2) m a^3 k} = \frac{3 \cdot 3,6 \cdot 10^{-3} \cdot 174,22 \cdot 6,2}{2 \cdot 13,843 \cdot 11,656 \cdot 1,5^3 \cdot 3,11} = 2,721 \cdot 10^{-3} \Rightarrow w = 0,052$$

D'où le degré de concordance $K = w \cdot l = 0,052 \cdot 16,96 = 0,879 < 1$. Ce qui donne $\varphi_0 = 0$ (abaque B23 côté 0 M. DIVER)

$$\text{Inertie équivalente} = I_e = \frac{I}{\frac{16mc \varphi_0}{(I_1 + I_2) a^2} + 1} = I = I_1 + I_2 + 2mc = 174,22 \text{ cm}^4$$

Voile V_1 :

$$l_1 = 7,5 \text{ m}, l_2 = 11 \text{ m}$$

$$a = 1,6 \text{ m}, b = 0,2 \text{ m}, h_1 = 0,2 \text{ m}, c = 6,225 \text{ m}$$

Les résultats seront donnés sous forme de tableau

$$A_1 = 1,46 \text{ m}^2, \quad A_2 = 2,2 \text{ m}^2$$

Voile V_2 : $l_1 = 7,5 \text{ m}, l_2 = 11 \text{ m}$

$$a = 1,6 \text{ m}, b = 0,2 \text{ m}, h_1 = 0,2 \text{ m}$$

$$c = 6,225, \quad A_1 = 1,5 \text{ m}^2, \quad A_2 = 2,2 \text{ m}^2$$

I_1	I_2	I (m ⁴)	m	w	K	I_e
6,134	36,61	0,0001	70,22	0,052	0,39	163,99

I_1	I_2	I	m	w	K	I_e
7,031	22,12	1,3316	11,10	0,023	0,48	167,66

Remarque: Dans tous les cas, on est en présence de voiles à grandes ouvertures. Pour cela, on étudie chaque segment secul.
(Voir M. DIVER)

Repartition des forces sismiques dans les refends

Vue la dissymétrie dans les 2 sens (transversal et longitudinal) de notre bâtiment, celle-ci a causé une excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion. Cette excentricité provoque des efforts supplémentaires dans les refends (rotation de ces derniers par rapport au centre de torsion).

Le centre de torsion est défini par :

- La force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque une rotation uniquement : le sens de cette rotation est le même que celui du moment.
- Les forces sismiques se répartissent dans les refends suivant leur rigidité. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force pour laquelle le refend réagit quand une force ou bien un couple externe $H(M)$ provoque sa translation (ou sa rotation).

Pour un refend "i" ayant :
 une hauteur L
 une inertie I
 un module d'élasticité E



La rigidité est donnée par : $k = \frac{12EI}{L^3}$

Et comme dans notre cas, tous les refends ont la même hauteur et le même module d'élasticité, on peut simplifier les calculs en remplaçant la rigidité par l'inertie.

Efforts dans les refends Les refends sont soumis à des efforts de rotation et de translation suivant qu'ils sont placés parallèlement ou (1)

(A) Répartition des efforts dus à la translation :

- On suppose que la planche est indéformable dans son plan et que tous les éléments subissent le même déplacement au niveau du même planche.

$$F_i' / I_i = cte$$

$$\frac{F_1'}{I_1} = \frac{F_2'}{I_2} = \frac{F_3'}{I_3} \dots = \frac{F_j'}{I_j} = \frac{F_i'}{I_i} = \frac{F_s}{\sum I_i}$$

$$\text{D'où } F_i' = \frac{I_i}{\sum I_i} F_s$$

(B) Répartition des efforts horizontaux dus à la rotation :

$$F_x'' = \frac{M_x I_y}{J}, \quad F_y'' = \frac{M_y I_x}{J}, \quad J = \sum I_x x^2 + \sum I_y y^2$$

Où x et y sont les coordonnées de chaque refend au centre de torsion.

Voiles	\bar{x}_i (m)	x_i (m)	\bar{x}_i^2 (m ²)	$\bar{x}_i x_i$	$\bar{x}_i^2 x_i$	\bar{y}_i (m)	y_i	\bar{y}_i^2	$\bar{y}_i y_i$	$\bar{y}_i y_i^2$
V _{R1}	/	/	/	/	/	13,843	9,99	80,82	124,45	448,8
V _{R2}	/	/	/	/	/	13,843	-12,74	161,54	-175,94	2236,2
V _{R3}	/	/	/	/	/	13,843	9,99	80,82	124,45	448,8
V _{E4}	/	/	/	/	/	13,843	-12,74	161,54	-175,94	2236,2
V _{L1}	6,78	-12,62	104,68	-84,43	973,57	/	/	/	/	/
V _{L2}	24,50	-12,62	104,68	-259,4	3117,18	/	/	/	/	/
V _{L3}	33,34	9,68	93,70	322,8	3123,9	/	/	/	/	/
V _{L4}	1,78	9,68	93,70	65,63	635,28	/	/	/	/	/
Σ	68,48			7856,7	55,328					6703,8

Donc $J = 7856,70 + 6703,98 = 14560,68 \text{ m}^4$

Détermination des faces horizontales pour les différents voiles et à chaque niveau

On calcule F_1, F_2, F_3, F_4

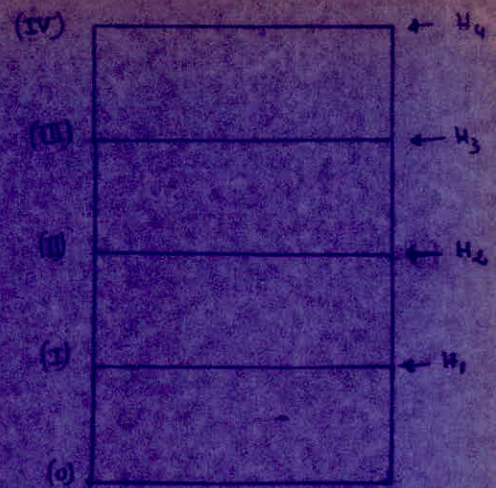
Voiles trois niveaux:

$c = 1,03 \text{ m}$
 $J = 14560,68 \text{ m}^4$
 $\Sigma I_{xx} = 68,48 \text{ m}^4$

Niveau	Voile	I_{xx}	H	I_{xc}	F_1	F_2	F_3, F_4
IV	V _{L1}	-84,43	96,23	102,7	3,249	-0,574	3,753
	V _{L2}	-259,4	"	"	2,367	-1,893	2,936
	V _{L3}	322,73	"	"	45,37	2,295	48,45
	V _{L4}	65,63	"	"	2,37	0,46	3,708
III	V _{L1}	-84,43	142,81	135,73	10,10	-0,87	11,67
	V _{L2}	-259,4	"	"	45,00	-2,72	44,25
	V _{L3}	322,73	"	"	68,25	3,45	73,04
	V _{L4}	65,63	"	"	16,11	0,30	16,71
II	V _{L1}	-84,43	95,77	103,70	3,42	-0,51	3,70
	V _{L2}	-259,4	"	"	2,37	-1,75	2,71
	V _{L3}	322,73	"	"	46,77	2,30	48,61
	V _{L4}	65,63	"	"	2,02	0,47	3,79
I	V _{L1}	-84,43	67,51	59,49	4,77	-0,29	4,82
	V _{L2}	-259,4	"	"	16,33	-0,32	16,01
	V _{L3}	322,73	"	"	23,46	1,15	24,51
	V _{L4}	65,63	"	"	4,74	0,23	4,91

Calcul des effortsSollicitations HorizontalesCalcul des moments fléchissants

$$M_i = M_{i-1} + T_{i-1} h_i$$



Voile	Niveau	H(k)	Z H(k)	M(k.m)
V1	IV	8,755	8,755	0
	III	13,27	22,02	33,27
	II	8,84	30,865	113,43
	I	4,116	35,28	239,2
	0	0	35,28	376,12
V2	IV	27,86	27,86	0
	III	42,25	70,15	109,12
	II	27,14	97,25	380,47
	I	14,07	112,32	761,100
	0	0	112,32	1197,22
V3	IV	495	48,15	0
	III	73,01	121,16	186,83
	II	42,63	163,79	656,93
	I	2431	194,10	1315,72
	0	0	194,10	2068,83
V4	IV	3,73	3,73	0
	III	14,84	24,63	37,99
	II	9,89	34,52	133,56
	I	4,84	39,46	267,51
	0	0	39,46	610,66

Voile	Niveau	H(k)	Z H(k)	M(k.m)
V5	IV	25,002	25,002	0
	III	37,95	62,95	97
	II	25,27	88,22	341,26
	I	12,63	100,85	683,57
	0	0	100,85	1074,9
V6	IV	21,48	21,48	0
	III	32,57	54,1	83,36
	II	21,70	75,75	293,10
	I	10,84	86,59	587,03
	0	0	86,59	923,02
V7	IV	25,002	25,002	0
	III	37,93	62,95	97
	II	25,27	88,22	341,26
	I	12,63	100,85	683,57
	0	0	100,85	1074,9
V8	IV	21,48	21,48	0
	III	32,57	54,1	83,36
	II	21,70	75,75	293,10
	I	10,84	86,59	587,03
	0	0	86,59	923,02

Voile longitudinale : $e = 1,821m$, $J = 14566,68m^4$, $\Sigma I_y = 55,372m^4$

Niv	Voiles	$I_y \cdot H$	H	Hc	F_3	F_4	$F_3 + F_4$
IV	V ₁	124,45	94,23	174,59	23,557	1,466	25,023
	V ₂	-175,94	94,23	174,59	23,557	-2,078	21,485
	V ₃	124,45	94,23	174,59	23,557	1,466	25,023
	V ₄	-175,94	94,23	174,59	23,557	-2,078	21,485
III	V ₁	124,45	142,87	260,16	35,71	2,22	37,932
	V ₂	-175,94	142,87	260,16	35,71	-3,14	32,57
	V ₃	124,45	142,87	260,16	35,71	2,222	37,932
	V ₄	-175,94	142,87	260,16	35,71	-3,14	32,57
II	V ₁	124,45	95,17	173,30	23,79	1,48	25,27
	V ₂	-175,94	95,17	173,30	23,79	-2,09	21,70
	V ₃	124,45	95,17	173,30	23,79	1,48	25,27
	V ₄	-175,94	95,17	173,30	23,79	-2,09	21,70
I	V ₁	124,45	47,58	86,64	11,89	0,74	12,63
	V ₂	-175,94	47,58	86,64	11,89	-1,05	10,84
	V ₃	124,45	47,58	86,64	11,89	0,74	12,63
	V ₄	-175,94	47,58	86,64	11,89	-1,05	10,84

Forces agissant sur les différents voiles

Voile	Niveau	F_1	F_2	Forces cumulees
V ₁	IV	9,329	-0,574	8,755
	III	14,46	-0,87	22,025
	II	9,48	-0,58	30,865
	I	4,71	-0,29	35,435
V ₂	IV	23,644	-1,829	27,865
	III	45,02	-2,77	70,11
	II	29,99	-1,85	98,245
	I	14,99	-0,92	112,325
V ₃	IV	15,876	2,275	48,15
	III	63,56	3,45	121,16
	II	46,83	2,30	163,79
	I	23,16	1,15	194,10
V ₄	IV	3,33	0,463	3,79
	III	14,74	0,70	24,63
	II	9,48	0,67	34,56
	I	4,71	0,43	39,46

Voile	Niveau	F_3	F_4	Forces cumulees
V ₁	IV	23,557	1,466	25,023
	III	35,71	2,22	62,95
	II	23,79	1,48	88,245
	I	11,89	0,74	100,95
V ₂	IV	23,56	-2,078	21,485
	III	35,71	-3,14	54,05
	II	23,79	-2,09	75,75
	I	11,89	-1,05	86,60
V ₃	IV	23,56	1,466	25,023
	III	35,71	2,22	62,95
	II	23,79	1,48	88,245
	I	11,89	0,74	100,95
V ₄	IV	23,56	-2,078	21,485
	III	35,71	-3,14	54,05
	II	23,79	-2,09	75,75
	I	11,89	-1,05	86,6

Vorle	minvau	G(L)	R(L)	Siv	G cumula	P cumula	Siv cumu	M cumule			M(t...)
								G+L, 22	G+P+Si	G+P+Si	
VL ₁	IV	18,11	0,57	3,16	18,11	0,57	3,16	18,734	21,84	15,064	0
	III	25,32	3,42	3,38	43,43	3,99	6,54	48,22	53,96	37,69	33,97
	II	25,32	3,42	2,25	61,75	7,04	8,79	73,642	84,95	61,44	119,43
	I	25,32	3,42	1,13	94,07	10,83	9,92	107,066	114,82	86,32	239,2
	0	18,25	3,42	0	112,36	14,25	9,92	129,42	136,5	105,25	376,22
VL ₂	IV	27	0,852	4,71	27	0,852	4,71	27,06	32,562	22,46	0
	III	37,61	5,11	5,03	64,68	5,962	9,74	74,83	80,37	56,132	108,12
	II	37,61	5,11	3,35	102,36	11,074	13,09	115,65	126,52	91,48	370,17
	I	37,61	5,11	1,67	140,04	16,182	16,76	159,46	170,98	128,52	764,40
	0	27,18	5,11	0	167,22	21,292	14,76	192,2	203,30	156,72	1197,22
VL ₃	IV	31,9	1,19	5,57	31,9	1,19	5,57	33,33	38,66	26,57	0
	III	45	7,14	6,04	76,9	8,33	11,61	86,90	96,84	66,96	176,83
	II	45	7,14	4,02	121,9	15,47	15,63	140,5	153	109,4	656,93
	I	45	7,14	2,01	166,9	24,61	17,64	194,03	207,15	153,78	1315,72
	0	32,73	7,14	0	199,63	29,75	17,64	235,33	247,02	187,94	2061,83
VL ₄	IV	18,11	0,57	3,16	18,11	0,57	3,16	18,73	21,84	15,064	0
	III	25,32	3,42	3,38	43,43	3,99	6,54	48,22	53,96	37,69	37,99
	II	25,32	3,42	2,25	61,75	7,04	8,79	73,64	84,95	61,44	133,56
	I	25,32	3,42	1,13	94,07	10,83	9,92	107,06	114,82	86,32	267,51
	0	18,25	3,42	0	112,36	14,25	9,92	129,42	136,49	105,25	420,62
VL ₁	IV	31,56	2,6	5,56	31,56	2,6	5,56	32,08	39,72	26,52	0
	III	46,37	3,11	6,11	77,93	5,71	11,67	79,072	95,31	67,402	97
	II	46,37	3,11	4,07	124,3	8,82	15,74	126,06	148,86	110,32	314,3
	I	46,37	3,11	2,04	170,67	11,93	17,77	173,058	200,38	155,30	683,60
	0	37,45	3,11	0	208,12	15,04	17,77	211,13	240,94	193,4	1074,9
VL ₂	IV	31,56	2,6	5,56	31,56	2,6	5,56	32,08	39,72	26,52	0
	III	46,37	3,11	6,11	77,93	5,71	11,67	79,072	95,31	67,40	83,36
	II	46,37	3,11	4,07	124,3	8,82	15,74	126,06	148,86	110,32	293,10
	I	46,37	3,11	2,04	170,67	11,93	17,77	173,056	200,38	155,28	587,03
	0	37,45	3,11	0	208,12	15,04	17,77	211,128	240,94	193,35	923,02

Voile transversal: vt1

Niveau (0-I): $M_t = 376,12 \text{ t.m}$
 $N_{\min} = 105,25 \text{ t}$
 $N_{\max} = 136,5 \text{ t}$

Calcul des armatures sous (N_{\min}, M)

a) caractéristique du voile:

$I = 6,78 \text{ m}^4$, $\sigma = \frac{h}{2} = 365 \text{ cm}$, $S' = 780 \cdot 20 = 14600 \text{ cm}^2$

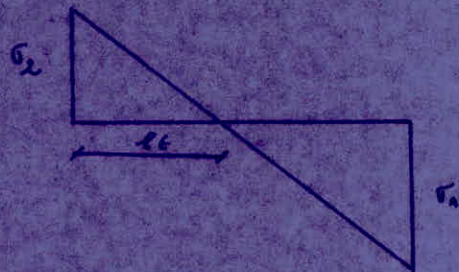
b) excentricité: e_0

$e_0 = M/N_{\min} = 3,57 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$\frac{h}{2} = 365 \text{ cm} \Rightarrow e_0 = 357 < \frac{h}{2}$ d'où $\sigma_b = 163,00 \text{ Kg/cm}^2$

Calcul des contraintes:

$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{S'} \mp \frac{M}{I}$
 $= 0,72 \mp 20,85$



d'où $\sigma_2 = -19,52 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_1 = 21 \text{ Kg/cm}^2$

$\text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 21,00 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 163,00 \text{ Kg/cm}^2$

Longueur de la partie tendue:

triangles semblables: $\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{lt}{l - lt} = \frac{1}{\frac{l}{lt} - 1} \Rightarrow \sigma_2 \frac{l}{lt} = \sigma_1 + \sigma_2$
 $\Rightarrow lt = \frac{\sigma_2 l}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{l}{\frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1}$

on pose $x = lt = \frac{l}{\frac{\sigma_1}{\sigma_2} + 1} = \frac{730}{\frac{21}{19,52} + 1} = 351,67 \text{ cm}$

$F_a = \frac{1}{2} \sigma_2 \cdot b \cdot x = \frac{1}{2} \cdot 19,52 \cdot 20 \cdot 351,67 = 68645,6 \text{ Kg}$

d'où $A = \frac{F_a}{\sigma_a} = \frac{68645,6}{4200} = 16,34 \text{ cm}^2$

on calcule le pourcentage d'acier: $w = \frac{A \cdot 100}{S'} = \frac{16,34 \cdot 100}{14600} = 0,112 < 0,5\%$

on ferraille avec le minimum imposé par le C.T.C. (0,5%).

Puis que le moment peut changer de sens on adopte un ferrailage symétrique

$A = \frac{0,5 \cdot 351,67 \cdot 20}{100} = 35,16 \text{ cm}^2$

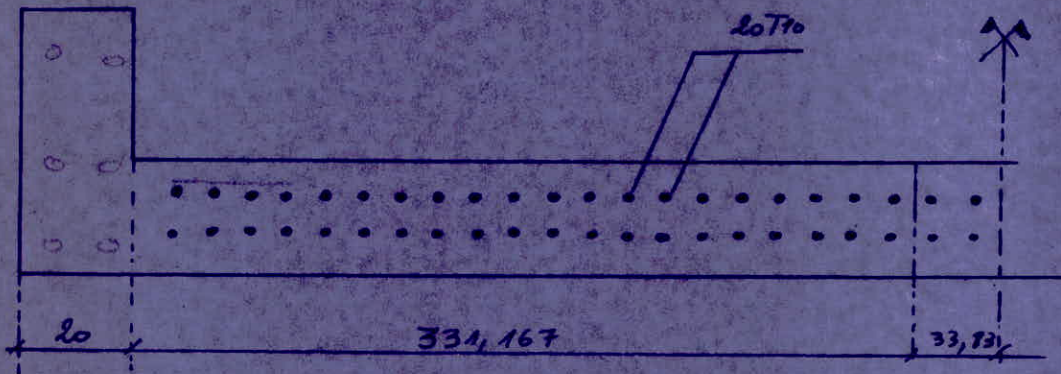
Potelet: $6716 [6,78 \text{ cm}^2]$

Zone tendue entre le potelet: $A_1 = 35,16 - 6,78 = 28,38 \text{ cm}^2$

On adopte: 40T10 - soit 20T10 par face.

Zone courante: (0,15%).

$A_c = \frac{0,15 \cdot 33,83 \cdot 20}{100} = 1,01 \text{ cm}^2$ on adopte 4T10 [3,14] soit 2T10 par face.



(1) Vérification: sous (M_{max} , M) $\bar{\sigma}_{s,2} = \frac{136,5 \cdot 10^3}{14000} \mp 20,248 = 1 \mp 20,248 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_1 = 21,248 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -19,248 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 < \bar{\sigma}_b' = 169,00 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Cisaillement: Cette vérification sera faite avec 1,5T préconisée par le C.T.C

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,5T}{b \cdot z} = \frac{1,5 \cdot 3588 \cdot 10^3}{20 \cdot 71,715} = 4,23 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b$ - contrainte de cisaillement admissible:

$$\bar{\sigma}_a = 0,40 \bar{\sigma}_b' = 0,4 \cdot 68,5 = 27,40 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,125 \bar{\sigma}_{23} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \quad (\text{Vérifiée}).$$

$$0,025 \bar{\sigma}_{23} = 6,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,12 \bar{\sigma}_{23} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_b < 0,025 \bar{\sigma}_{23} \Rightarrow$ le pourcentage minimal préconisé par le C.T.C est de 0,15%.

Vérification de la zone tendue:

$$A/bx \geq 0,15\% \quad , \quad A = 38,18 \text{ cm}^2 \quad , \quad bx = 20 \cdot 351,66 \text{ cm}^2$$

$$A/bx = 0,54\% > 0,15\% \quad (\text{Vérifiée}).$$

FERRELLAGE longitudinal: Comme $\bar{\sigma}_b < 0,025 \bar{\sigma}_{23} \Rightarrow 0,15\%$.

$$A = 0,15 \cdot b \cdot l_{lim} = 0,15 \cdot 20 \cdot 388 = 11,64 \text{ cm}^2, [30T8] = 11,06 \text{ cm}^2$$

- Soit 15T8 par face.

$$t = 18 \text{ cm} \quad , \quad \bar{t} = \min(1,5b, 30) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \Rightarrow t < \bar{t} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

Niveau (II, III):

$$M = 119, \text{ kNt}$$

$$N_{\min} = 6444 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 94,95 \text{ t}$$

Calcul des armatures:

a) caractéristiques de voile : $\bar{I} = 6,78 \text{ m}^4$, $V = 365 \text{ cm}$, $S' = 1460 \text{ cm}^2$

b) excentricité : $e_0 = 121,66 \text{ cm}$, $e_0 > \frac{h}{6} = 0$ Section P.C.
 $e_0 < \frac{h}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 131,8 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des contraintes : $\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{S'} + M \frac{V}{\bar{I}} = 4,21 \pm 6,43$

$$\sigma_1 = -2,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 10,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 < \bar{\sigma}_b' = 131,8 \text{ kg/cm}^2$$

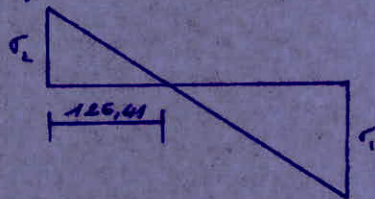
Longueur de la partie tendue:

$$x = \frac{730 \cdot 212}{12,82} = 126,41 \text{ cm}, \quad F_a = \frac{1}{2} \sigma_2 b x = 2306,3 \text{ kg}$$

$$A = F_a / \bar{\sigma}_a = 0,668 \text{ cm}^2$$

$$A/B = 0,005\% < 0,5\% \quad \text{Donc on travaille avec le minimum du C.T.C}$$

$$A = \frac{0,5 \cdot 126,41 \cdot 20}{100} = 12,41 \text{ cm}^2$$



Potelet : $[6T12 = 6,78 \text{ cm}^2]$

Zone tendue entre que le potelet : $A_1 = 12,41 - 6,78 = 5,63 \text{ cm}^2$

Soit 12T10 $[9,42 \text{ cm}^2]$, 6T10 par face

Zone courante : $\bar{\sigma}_b = \frac{1,5T}{bZ} = \frac{1,5 \cdot 30 \cdot 10^3}{20 \cdot 77,71} = 3,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b < 0,025 \bar{\sigma}_{b2} \rightarrow \text{on prend comme pourcentage } 0,15\%$$

$$\text{Donc } A \geq \frac{0,15 \cdot 2306 \cdot 20}{100} = 7,15 \text{ cm}^2$$

12T10 $[21,91 \text{ cm}^2]$ - soit 14T/face, $t = 16 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm}$

Vérification : Sous (N_{\max}, M)

$$\sigma_{1,2} = 5,32 \pm 6,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 < \bar{\sigma}_b' = 131,81 \text{ kg/cm}^2$$

Cisaillement : $\tau_b = \frac{1,5T}{bz} = \frac{1,5 \cdot 30,86 \cdot 10^3}{20 \cdot 78,715} = 3,7 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 0,40 \bar{\sigma}'_{b0} = 27,40 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_{b0} = 33 \text{ Kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\sigma}_a$ pas de cisaillement

$0,025 \bar{\sigma}'_{28} = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$

$0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b < 0,025 \bar{\sigma}'_{28}$ on prend 0,1% comme pourcentage (min)

FERRAILLAGE HORIZONTAL

$\tau_b = 3,7 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}'_{28} = 0,15\%$ de la section

$A = 0,15 \frac{bt}{100} = 11,46 \text{ cm}^2 \rightarrow [30T8 = 15,06 \text{ cm}^2]$

$t = 25 \text{ cm}$, $\bar{t} = \min [1,5b, 30] \text{ cm} \rightarrow t = 25 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm}$ (Vérifié)

Voile VT₂

Niveau (0-I)

$M = 1197,22 \text{ t.m}$

$N_{\min} = 156,52 \text{ t.}$

$N_{\max} = 203,30 \text{ t.}$

Calcul des armatures : sous (N_{min}, M)

a) caractéristiques du voile : $I = 21,58 \text{ m}^4$, $h_t = 10,9 \text{ m}$, $v = 545 \text{ cm}$

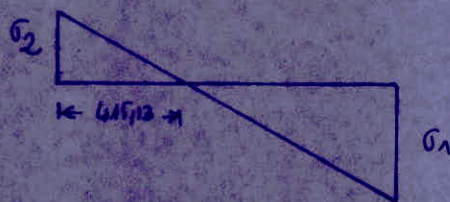
b) $e_0 = 11,46 \text{ cm} > \frac{h_t}{2} = 5,45 \text{ m} \Rightarrow$ S.A.C , $e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 171,97 \text{ Kg/cm}^2$

Calcul des contraintes : $\sigma_{1,2} = (71,2 \pm 30,23) \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_1 = 37,4 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -23,03 \text{ Kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}'_b = 171,97 \text{ Kg/cm}^2$



$x = 415,13 \text{ cm}$

$F_a = \frac{1}{2} b \sigma_2 \cdot x = 95604,435 \text{ Kg.}$

$A = F_a / \bar{\sigma}_a = 21,76 \text{ cm}^2$, $w = 0,104\% < 0,15\%$ \Rightarrow

on ferraille avec le minimum du C.T.C

$A = \frac{0,15 \cdot 415,13 \cdot 20}{100} = 41,5 \text{ cm}^2$

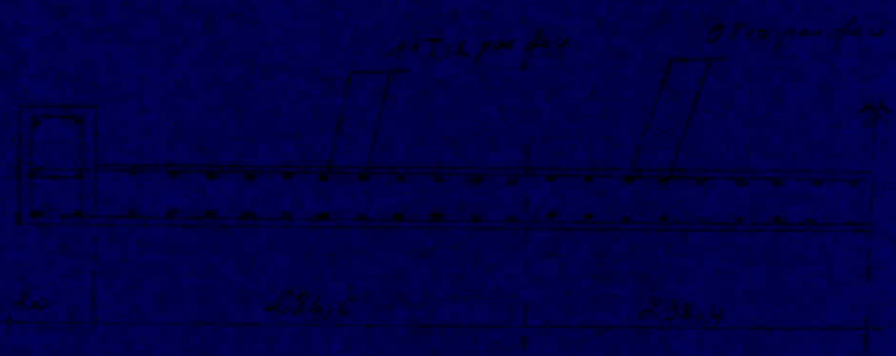
Potelet : $[6T12 = 6,78 \text{ cm}^2]$

Zone tendue entre que le potelet : $A_1 = 41,5 - 6,78 = 34,72 \text{ cm}^2$ soit 30T12
15T12 par face.

0,57 $A = \frac{2520 \cdot 20}{100} = 10080 \text{ mm}^2$

Perhitungan $[6710 = 6,71 \text{ mm}]$

Bar tumpang atas yang tidak paralel $A = 20,92 = 0,21 = 2,1 \text{ mm}^2$
 $\Rightarrow 20,9225 [4,81 \text{ mm}]$ \rightarrow sind 10 T10 per face



$b = 25 \text{ cm} \times f = 30 \text{ cm}$

1) Ukuran $B_{1,2} = (5,7 + 2,4) \text{ kg/mm}^2$ $M_{max}(1,2) \times B_b = 2,4 \text{ kg/mm}^2$

2) Ukuran $B_b = \frac{1,57}{1,5} = 3,0 \text{ kg/mm}^2 < B_b$ (okupasi)

Perhitungan Ringkasan

$0,0116 \times B_b < 0,125$

$A = 0,1166 \times \frac{0,25 \times 20 \times 315}{100} = 1,90 \text{ mm}^2$

sind 20 T10 [2,3,8 mm] \rightarrow sind 10 T10 per face

$b = 25 \text{ cm} \times f = 30 \text{ cm}$ \rightarrow sind 10 T10

(1) Vérification: Sous (N_{max}, M) .

$$\sigma_1, \sigma_2 = (13 \mp 35,72) \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Max}(\sigma_1, \sigma_2) < \sigma'_b = 171,87 \text{ kg/cm}^2$$

(2) Cisaillement: $\tau_b = \frac{1,5 T}{b_j} = 9,55 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\sigma}_0 = 0,40 \bar{\sigma}'_0 = 0,4 \cdot 62,5 = 25,0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\sigma}_b$ (Vérifiée) pas de cisaillement

FERRAILLAGE horizontal

Comme $\tau_b = 9,55 \text{ kg/cm}^2$ $0,011 \sigma'_b < \tau_b < 0,12 \sigma'_{28}$ \rightarrow le pourcentage minimal préconisé par le C.T.C. (0,15%).

$$A = 0,15 \frac{b h}{100} = \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 388}{100} = 11,04 \text{ cm}^2 \quad [30 T10] = 23,85 \text{ cm}^2$$

soit 15 T10 par face.

$$t = 21 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée}).$$

Niveau (II, III): $M = 341,26 \text{ t.m}$
 $N_{min} = 110,32 \text{ t}$
 $N_{max} = 148,86 \text{ t}$

Le principe de calcul est le même: on trouve que:

$$\sigma_{1,2} = \frac{110,320}{18400} \mp \frac{341,260 \cdot 10^5}{13,843 \cdot 10^8} \cdot 460 = (6 \mp 11,34)$$

$$\sigma_2 = -5,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 16,34 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 226,28 \text{ cm}$$

$$F_a = \frac{1}{2} b \sigma_2 x = 12060,72 \text{ kg} \quad A = F_a / \bar{\sigma}_a = 4,87$$

$w = 0,01\% < 0,5\%$ \rightarrow on ferraille avec le minimum du C.T.C.

$$A = \frac{0,15 \cdot 226,28 \cdot 20}{100} = 22,63 \text{ cm}^2$$

Potelet: $[6 T12 = 6,78 \text{ cm}^2]$

Zone tendue autre que le potelet: $A_1 = 22,63 - 6,78 = 15,85 \text{ cm}^2$ [11 T12]

Zone comprimée: $\tau'_b = \frac{1,5 \cdot 88,225 \cdot 10^3}{20 \cdot 718 \cdot 205} = 8,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$ pas de cisaillement

$0,021 \sigma'_b < \tau'_b < 0,12 \sigma'_{28}$ \rightarrow on prend 0,21%

Voile Vtg: Niveau (0-I)

$$M = 2068,83 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 187,94 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 247,02 \text{ t}$$

- calcul des armatures:

(a) Caractéristiques de voile $I = 33,34 \text{ m}^4$, $ht = 12,6 \text{ m}$ $v = 630 \text{ cm}$
 $S = 25200 \text{ cm}^2$

(b) excentricité:

$$e_0 = M/N_{\min} = 11,006 \text{ m}, \quad \frac{ht}{6} = 2,10 \text{ m}$$

$$e_0 = 11,006 \text{ m} \quad \text{on voit bien que } e_0 > \frac{ht}{6} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{S} \mp \frac{M}{I} = \frac{187940}{25200} \mp \frac{2068,83 \cdot 10^5}{33,34 \cdot 10^8} \cdot 630$$

$$= (745 \mp 39,1) \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = -31,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 46,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}'_b = 171,77 \text{ kg/cm}^2$$

Longueur de la partie tendue:

$$x = 510 \text{ cm}$$

$$F_a = \frac{1}{2} b \sigma_2 x = 161015 \text{ Kg}$$

$$A = F_a / \bar{\sigma}_a = 38,03 \text{ cm}^2, \quad w = 0,15\% < 0,5\% \quad \text{on travaille avec le min du C.T.C.}$$

$$A = \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 510}{100} = 51,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Potélet (A) 6T12 [6,78 cm}^2]$$

$$\text{Zone (A) autre que le potélet: } A_1 = 51 - 6,78 = 44,22 \text{ cm}^2$$

$$40 \text{ T12 [45,24 cm}^2]$$

$$\text{Zone - constante: } \sigma'_b = \frac{1,5T}{63} = 13,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 27,4 \text{ kg/cm}^2$$

pas de cisaillement

$$6,88 < \sigma'_b < 33 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } 0,15\%$$

$$A_c = 0,25\% \text{ Sect considérées} = \frac{0,25}{100} \cdot 20 \cdot 120 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 40 \text{ T10 [7,85 cm}^2] \quad 5 \text{ T10 par face}$$

Vérification: Sous (N_{\max}, M)

$$\sigma_{1,2} = \frac{247020}{25200} \mp 39,1 = (9,8 \mp 39,1) \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}'_b = 171,87 \text{ kg/cm}^2$$

(2) - cisaillement $\bar{\sigma}_b = 13,36 \text{ kg/cm}^2 < 27,04 \text{ kg}$ pas de cisaillement
 $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$ (vérifié)

FERRAILLAGE horizontal

Comme $\bar{\sigma}_b = 13,36 \text{ kg/cm}^2$ est compris entre $(0,025 \div 0,12) \sigma_{28}$

donc $A = 0,25 \frac{b \cdot l}{100} = 19,04 \text{ cm}^2$ soit $[30 T10 = 23,85 \text{ cm}^2]$

15 T10 par face, $t = 25 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm}$.

Niveau (I-II): $M = 656,93 \text{ t.m}$
 $N_{\min} = 109,36 \text{ t.}$
 $N_{\max} = 153 \text{ t.}$

On procède de la même façon. On trouve:

$e_0 = 9,01 \text{ m}$
 $e_1 = 2,1 \text{ m}$ } \rightarrow S.P.C

Calcul des contraintes: $\sigma_{1,2} = \frac{N_{\min}}{S} \mp M \frac{V}{I} = (4,3 \mp 12,4) \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_b = 171,87 \text{ kg/cm}^2$. $\sigma_1 = 16,7 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -8,11 \text{ kg/cm}^2$

$x = 411,87 \text{ cm}$

$F_a = 33402,66 \text{ kg}$, $A = 7,9 \text{ cm}^2$, $w = 0,03 \% < 0,5 \%$

on ferraille avec le minimum du C.T.C

$A = 0,5 \% b \cdot x = 41,18 \text{ cm}^2$

Potelet: 6 T12 $[6,78 \text{ cm}^2]$

Zone entre que le potelet: $A = 41,18 - 6,78 = 34,41 \text{ cm}^2$, $[32 T12 = 36,16 \text{ cm}^2]$

soit 16 T12 par face. $t = 25 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm}$.

Zone courante:

$A_c = \frac{0,25}{100} \cdot 218,13 = 10,90 \text{ cm}^2$. $[16 T10 = 12,48 \text{ cm}^2]$.

- soit 8 T10 par face. $t = 25 < \bar{t} = 30 \text{ cm}$.

(1) Vérification: sous (M, Nmax)

$\sigma_{1,2} = (6,07 \mp 12,4) \text{ kg/cm}^2$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) < \bar{\sigma}_b = 171,87 \text{ kg/cm}^2$

(2) cisaillement: $\bar{\sigma}_b = 11,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$ pas de cisaillement

FERRAILLAGE horizontal $0,025 < \bar{\sigma}_b = 11,69 \text{ kg/cm}^2 < 0,12 \sigma_{28}$ d'où

le pourcentage à prendre est 0,25%

$0,25 \frac{b \cdot l}{100} = 19,04 \text{ cm}^2$

soit 30 T10 $[23,85 \text{ cm}^2]$

soit 15 T16 / face.

$t = 25 \text{ cm} < \bar{t} = 30 \text{ cm}$

Etude des Linteaux (entretoises)

Vu la méthode exposée dans le M. Diver à la page (109) et celle des annales de l'I.B.T.P n°149 mai 60. On trouve:

Les refends sont simplement entretoises (cas d'une grande ouverture) donc la poutre sera seulement soumise à son poids propre G , charges et surcharges de la dalle transmises à cette poutre, le séisme vertical et le (π) qui est sensiblement nul. ($\pi=0$).

$$G = G_1 + G_2, \quad G_1 = \text{poids propre de la poutre}$$

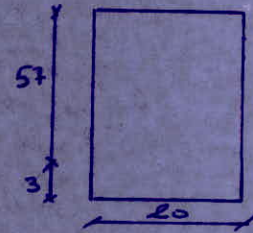
$$G_2 = \text{poids propre du plancher.}$$

$$G_1 = 3,0 \cdot 6,0 \cdot 2,25 = 0,9t$$

$$G_2 = 1009 \times 1,8 \cdot 3,6 = 6,54t.$$

$$P = 0,6 \cdot 3,6 \cdot 1,8 = 3,9t.$$

$$S_{IV} = F \text{ si } /st = 2t$$



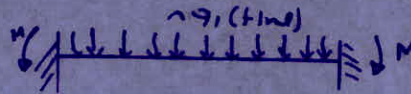
Sous SP_1 : $G + 1,2P = 7,44 + 1,2 \cdot 3,9 = 12,12t$, $q_1 = 4,04t/ml$

Sous SP_2 : $G + P + S_{IV} = 13,34t$ $\Rightarrow q_2 = 4,45t/ml$.

$$M_1 = q_1 \frac{l_1^2}{8}$$

$$M_2 = q_2 \frac{l_2^2}{8}$$

$\hookrightarrow 1,5M_1 > M_2$ où $1,5q_1 > q_2$ donc on fera le calcul sous SP_1 .



$$M_{max} = 4,04 \cdot \frac{3^2}{8} = 4,55t.m$$

flexion simple

$$M_E = 0,85 M_{max} = 3,87t.m.$$

	M	μ	K	ε	σ'_b	σ_m	A (cm ²)	A _{min}	A _{choisi}
travée	3,87	0,0319	50	0,9231	56	/	2,62	3,6	4T12
appui	1,365	0,0112	30,5	0,9526	30,9	-	0,89	3,6	4T12

Vérification:

(1) condition de non fragilité: $A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 0,452 > 1,1cm^2$

(2) condition de flexion: $A \leq b h \frac{43}{\sigma_{en}} = 11,67cm^2$

(3) condition de non entraînement des barres: $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n f_s} = 8,06 Kgl/cm^2$

$$\bar{\sigma}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,15 \cdot 5,9 = 17,7 Kgl/cm^2 \Rightarrow 8,06 \leq 17,7 Kgl/cm^2$$

(Véifiée)

Condition aux appuis:

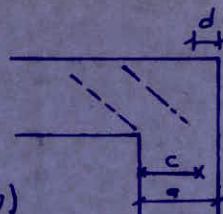
(1) béton: Cette vérification se fait pour les appuis de rive.

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b' \Rightarrow c \geq c_0 = \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b'}$$

b_0 : largeur de la poutre

c : largeur du poteau.

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



$$\lambda \geq \max(\lambda_1 = 5\phi, \lambda_2 = 0,1\phi \frac{\bar{\sigma}_0}{\bar{\sigma}_{b0}'} (1 + \phi/d_1) U)$$

$$\lambda_1 = 5,5\phi + d \quad Q = 1,2 \Rightarrow d_1 = 3,6\text{cm} \Rightarrow \lambda_2 = 5,5\text{cm}, \lambda_3 = 6\text{cm}, \lambda = 6\text{cm}$$

$$c = 21\text{cm}, c_0 = 8,84 \Rightarrow c > c_0 \text{ (Véifiée')}.$$

(2) Aciers: On examine l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + M/3 \Rightarrow 4,52 \cdot 2970 = 12656 \geq 3323\text{kg (Véifiée')}.$$

Vérifications des contraintes (τ_a et τ_b)

$$w = \frac{100A}{b\delta} = 0,3395 \rightarrow \epsilon = 0,9091$$

$$k = 40$$

d'où

$$\tau_a = 1652 \text{ kg/cm}^2 < 2870 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 2870/50 = 56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b' = 137,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Fissuration: $\tau_1 = 5465 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_2 = 2732 \text{ kg/cm}^2 \quad \max(\tau_1, \tau_2) > 2870 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Véifiée')}$$

Armatures transversales: Les mêmes prescriptions et conditions dans le ferraillage des poteaux.

$$\tau_b = T/b\delta = 6,07 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b', \quad \bar{\tau}_b = 3,5\bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ - cas}$$

$$\tau_b' = 61,67 \text{ kg/cm}^2 < 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Espacement: } t = \frac{A_t \delta \bar{\tau}_{at}}{T}$$

$$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ tige } \phi 8 = 4 \text{ brins} = 4\delta\delta = 4,01 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{at} = \tau_{at} \text{ ou } = (1 - \tau_b/30\bar{\tau}_b) \bar{\tau}_{en} = 2125,6 \text{ kg/cm}^2. \text{ d'où } t = 35,1 \text{ cm}$$

Prescription C.T.C: t_{\max} : zone nodale: $\bar{\tau}_n = \min(0,3h, 12\phi) = \min(17,1, 144)$

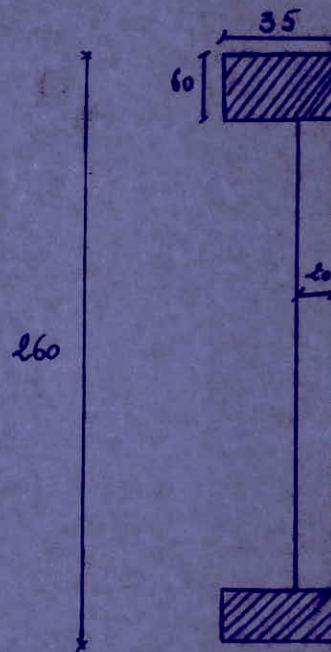
$$= 14,4 \text{ cm}$$

hors de la zone nodale: $\bar{\tau}_c = 0,5h = 28,5 \text{ cm}$

\Rightarrow dans la zone nodale: $t_{\text{choisi}} = 14 \text{ cm}$

hors de la zone nodale: $t_{\text{choisi}} = 25 \text{ cm}$.

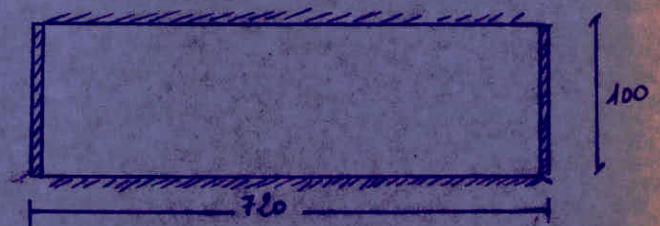
Le mur de soutènement du sous-sol est constitué de rideaux empêchant le remblai à glisser à l'intérieur de la cave. Il a une épaisseur de 60 cm. Ce mur sera calculé comme une dalle semi-encastree sur les quatre côtés. C'est à dire deux poteaux, une poutre et une longrine. La sollicitation à prendre en compte est la poussée des terres secue (charge triangulaire)



hauteur du mur:

$$h = 260 - 60 = 200 \text{ cm.}$$

longueur de la dalle L = 7,20 m



caractéristique du terrain:

Des différents essais effectués nous donne les résultats suivants

Poids spécifique: $\gamma = 1800 \text{ kg/m}^3$
 angle de frottement: $\varphi = 20^\circ$

la composante horizontale de la poussée des terres est donnée pour une tranche verticale de 1 m de largeur par

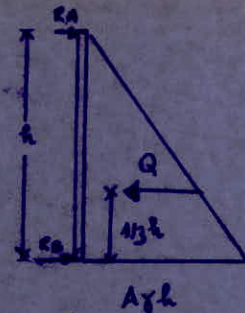
$$Q = H \Delta \frac{h^2}{2} \text{ où } H: \text{coef numérique fonction de } \varphi, \text{ de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du remblai.}$$

notre mur est vertical, il soutient un remblai limité à sa partie supérieure par un plan horizontal ne supportant pas de surcharges. on pourra donc utiliser pour H la formule

$$H = \frac{1}{2} (\frac{\pi}{4} - \varphi_{/2}) = 0,49$$

La poussée $Q = A \gamma \frac{h^2}{2} = 0,45 \cdot 1800 \frac{2^2}{2} = 1764 \text{ kg/m}$

Le calcul de la dalle se fera à l'aide de la méthode exposée dans le polycope de M^s Belazougui ou bien les tables de BARES.



Détermination de la charge q:

$$q = A \gamma h = 0,45 \cdot 1800 \cdot 2 = 1764 \text{ kg/m}$$

$$f = \frac{q_x}{q_y} = \frac{200}{720} = 0,277, \quad p < 0,4 \text{ - la dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M(x) = \mu_x q l x^2$$

$$M_y = 0$$

La charge est triangulaire $q_x = q \frac{x}{l}$.

$$R_A = q \frac{l}{6}, \quad R_B = q \frac{l}{3}$$

$$M_{\text{max}} = 320 \text{ kg.m.}$$

Sens de la petite portée:

Appui du bas (longrine) = $0,4 \cdot 320 = 128 \text{ kg.m}$

Appui du haut (Poutre etc) = $0,3 \cdot 320 = 96 \text{ kg.m}$

entraîné: $M_t = 0,85 \cdot 320 = 272 \text{ kg.m}$

Calcul du ferrillage:

La dalle ayant une épaisseur de 20 cm. $M_{\text{act}} = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$.

M	μ	K	E	A _{cal}	A _{adoptée}	N ^o de barres
128	0,00211	220	0,9787	0,25	2,01	4T8
96	0,00105	300	0,9841	0,13	2,01	4T8
272	0,00649	148	0,9693	0,56	2,01	4T8

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2, \quad A_y = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T8 \text{ m}$$

Vérifications

Condition de non fragilité: $A > 0,69 b \bar{\sigma}_b \frac{f}{\sigma_{en}}$

$$A > 0,69 \cdot \frac{100 \cdot 18 \cdot 5,9}{4 \cdot 200} = 1,7 \text{ cm}^2$$

, $A > 1,7 \text{ cm}^2$ vérifiée

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

$$h = 18 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes:

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,116 \rightarrow E = 0,9445, \quad K = 75 \text{ D'où } \bar{\sigma}_a = 1421,6 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{11}{15} \bar{\sigma}_a = 1033 < \bar{\sigma}_b$$

(Bloc A)

Le calcul des déplacements horizontaux relève du souci d'éviter la provocation de 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 suffisamment rigides et que seulement une partie de l'énergie absorbée et dissipée sous forme élastique. Même sous les sollicitations horizontales, il y a lieu d'éviter le heurt de constructions voisines affectés de tels déplacements. On voit donc qu'une limitation des déplacements horizontaux est indispensable.

Exposé de la méthode de Muto

La méthode de Muto est une méthode approchée, permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux, tels que le séisme ou le vent, basés sur les rigidités de niveau d'étage. Ayant déterminé les forces horizontales à chaque niveau par la méthode de Bowman, nous nous proposons d'utiliser celle de Muto pour le calcul des déplacements. En une 1^{re} étape, nous déterminons les déplacements relatifs de niveau par lesquels nous entendons le déplacement d'un plancher par rapport au plancher immédiatement inférieur. Le déplacement en tête du bâtiment sera la somme des déplacements relatifs. A ces fins, nous devons procéder le schéma de calcul suivant.

1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres dans les 2 sens
 $k_{pot} = \left(\frac{I}{h}\right)_{poteau}$, $k = \left(\frac{I}{l}\right)_{poutre}$

2) Calcul du coef \bar{k} dans les 2 sens

étage courant : $\bar{k} = \frac{\sum k_{poutres}}{\sum k_{poteaux}}$

niveau R.D.C : $k = \frac{\sum k_{poutres}}{k_{poteaux}}$

3) Calcul des coefficients de correction : a_j des rigidités des poteaux dans les 2 sens.

étage courant : $a_j^{(1)} = \frac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$
 R.D.C : $a_j = \frac{2 + k}{2 + k}$

4) Calcul des raidens corrigés des poteaux dans les 2 sens $a_j k_j$

5) Calcul des quantités D_j

$D_j = \sum_{i=1}^n a_j^{(i)} k_j^{(i)}$ pour chaque niveau des différents portiques

On calcule R_j telle que $R_j = \frac{10}{h_j} D_j$ (Rigidité du portique).

6) Calcul de la quantité $D_j = \sum r_j$ dans les 2 sens, ou bien calculé les rigidités d'étage dans les 2 sens.

$R_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12E \sum D_{jx}}{h_j} = \frac{12E}{h_j} D_{jx}$

$R_{jy} = \sum R_{jy} = \frac{12E \sum D_{jy}}{h_j} = \frac{12E}{h_j} D_{jy}$ (Rigidité d'étage).

7) Détermination des efforts tranchants T_j à chaque niveau (établi par la méthode de BOWMAN).

8) Calcul des déplacements relatifs de niveau j dans les 2 sens δ_j

Kardus dan paku (satu hari)

No	Paku	Si (m ²)	d (m)	V
V	20	3,2	16	400
	20	3,2	16	400
	20	3,2	16	400
III	14	1	20	100
	16	1	20	100
	15	1	20	100
II	14	1	20	100
	16	1	20	100
	15	1	20	100
I	14	1	20	100
	16	1	20	100
	15	1	20	100

Déplacement relatif admissible :

Dans les bâtiments d'habitations et assimilés (bureaux, écoles ect...)

le C.T.E nous impose un $\Delta \leq \frac{1,3h}{1000} = \frac{1,3 \cdot 3000}{1000} = 3,9 \text{ mm}$

avec h hauteur de l'étage

D. déplacement relatif de niveau évalué à partir des Forces de calcul dans l'hypothèse d'un comportement linéaire (rigidité non fissurée dans le cas du B.A)

- Dans le sens trans sont très petits aussi la vérification est largement vérifiée

- JOINT de dilatation -

Afin de vérifier la sécurité vis à vis des déformations, la dimension du joint doit avoir au moins la grandeur e telle que :

$$e = 39,7 (T_1^2 V_1 + T_2^2 V_2)$$

T_1, T_2 périodes propres respectives des blocs considérés

V_1, V_2 sont les coef. sismiques dans chaque bloc respectif au niveau envisagé.

$$T_1 = 0,2422 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,1925 \text{ s}$$

$$V_1 = 0,1626$$

$$V_2 = 0,1733$$

$$e = 39,7 (0,2422^2 \cdot 0,1626 + 0,1925^2 \cdot 0,1733) = 0,63 \text{ cm}$$

Selon Machule (3.21.1563) - la largeur du joint de dilatation ne doit, en aucun cas, être inférieure à 2 cm, $e \geq 2 \text{ cm}$.

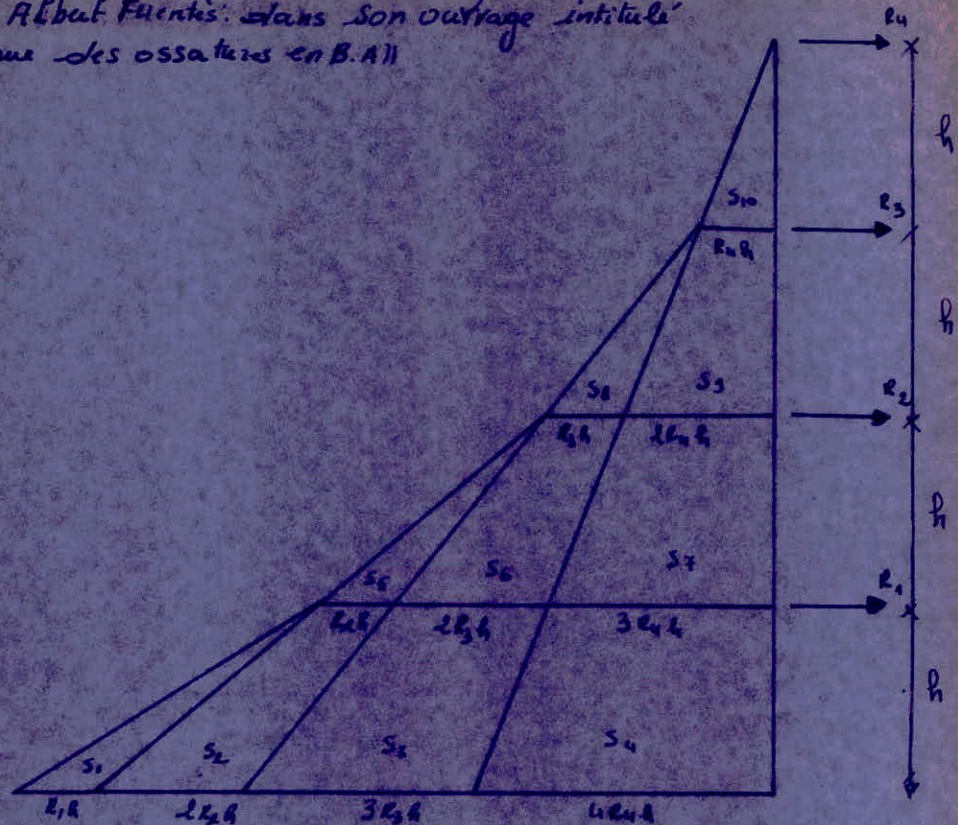
Donc nous gardons la largeur du joint donnée par l'architecte

$$e = 2 \text{ cm}$$

$\Sigma \Delta$ pour le pontage longitudinal est bien $\ll 20 \text{ mm}$

Bloc - B -

La méthode utilisée pour le calcul des déformations est celle de Mr. Alibut Fuentes dans son ouvrage intitulé "Calcul pratique des ossatures en B.A."



Exposé de la méthode (Méthode des axes)

Soit un voile soumis à une série de forces horizontales R_1, R_2, \dots, R_n dont le diagramme des moments sera ci-dessus.

$$\Delta d = \frac{1,34}{1000} = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

(1) fleches: soient f_1, f_2, f_3, f_4 les fleches correspondant respectivement aux niveaux 1, 2, 3, 4

$$f_1 = \frac{4}{EI} \sum S_i d_i$$

$$f_2 = \frac{7}{EI} \sum S_i d_i$$

$$f_3 = \frac{9}{EI} \sum S_i d_i$$

$$f_4 = \frac{10}{EI} \sum S_i d_i$$

avec d_i : la distance entre le centre de gravité de la portion de surface S_i et le niveau considéré

- I: moment d'inertie du voile
- h: hauteur d'étage
- E: module d'élasticité en B.A.

(2) déplacements Le déplacement donné par $S_i = \frac{f_i - f_{i-1}}{h}$ avec $i = 1, 2, 3, 4$

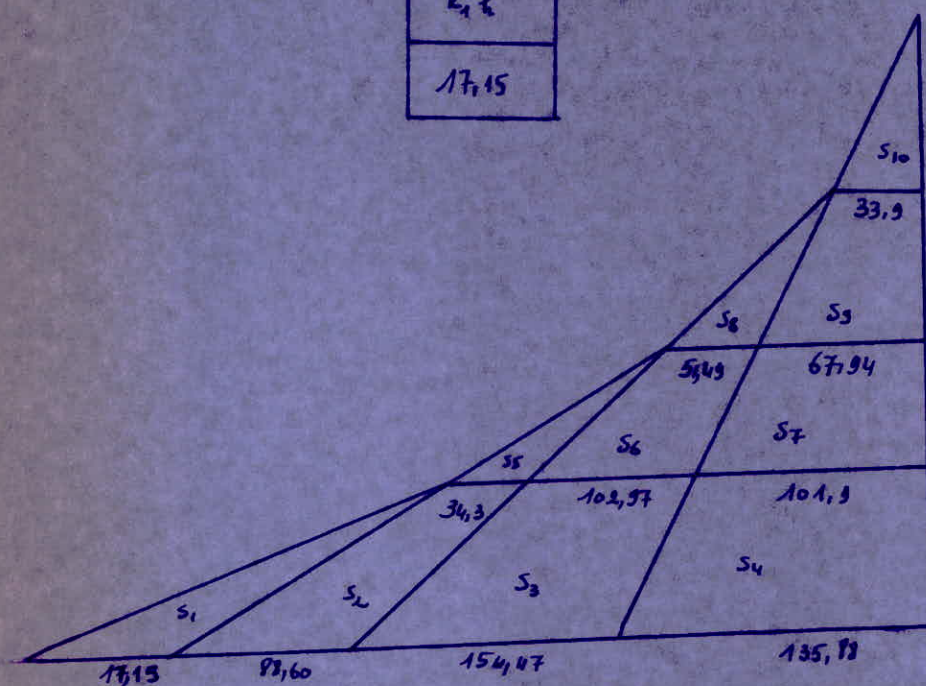
Le déplacement calculé $< \Delta d$ (C.T.C. 81), $\Delta d = \frac{1,34}{1000}$

S_i : le déplacement relatif évalué à partir des forces de calcul dans le comportement linéaire (Rigidité: non fissuration dans le cas du B.A.)

ApplicationsVt₁:

$$\begin{aligned}
 R_4 &= 8,755 \text{ t} \\
 R_3 &= 13,27 \text{ t} \\
 R_2 &= 8,84 \text{ t} \\
 R_1 &= 4,42 \text{ t} \\
 h &= 3,88 \text{ m} \\
 E &= 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/m}^3 \\
 I &= 6,78 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$h R_4$	$2h R_4$	$3h R_4$	$4h R_4$
33,97	67,94	101,9	135,88
$R_3 h$	$2R_3 h$	$3R_3 h$	
51,49	102,97	154,47	
$R_2 h$	$2R_2 h$		
34,3	68,6		
$R_1 h$			
17,15			



$$f_1 = \frac{\frac{4}{3} \sum S_i d_i}{EI} = \frac{S_1 d_1 + S_2 d_2 + S_3 d_3 + S_4 d_4}{EI}$$

$$S_1 d_1 = R_1 \frac{h^3}{3}$$

$$S_2 d_2 = R_2 \frac{h^3}{3} + R_2 \frac{h^3}{2}$$

$$S_3 d_3 = \frac{4}{3} R_3 h^3$$

$$S_4 d_4 = \frac{11}{6} R_4 h^3 \quad \text{D'où} \quad \sum_1^4 S_i d_i = \frac{h^3}{6} (2R_1 + 5R_2 + 8R_3 + 11R_4)$$

$$f_1 = \frac{h^3}{6EI} (2R_1 + 5R_2 + 8R_3 + 11R_4)$$

On procède de la même façon pour calculer les autres fleches en fonction des R_i puisque h, E, I sont des constantes sur toute la hauteur du bâtiment

on trouve que:

$$f_2 = \frac{h^3}{6EI} (5R_1 + 16R_2 + 28R_3 + 40R_4)$$

$$f_3 = \frac{h^3}{6EI} (8R_1 + 28R_2 + 54R_3 + 81R_4)$$

$$f_4 = \frac{h^3}{6EI} (11R_1 + 40R_2 + 81R_3 + 128R_4)$$

Pour déterminer les flèches des différents voiles, il suffit de remplacer les valeurs des R_i dans les f_i .

Voile Vt_1

flèches	f_1	f_2	f_3	f_4
	$1746,05 \cdot 10^{-6}$	$6052,2 \cdot 10^{-6}$	$11682,5 \cdot 10^{-6}$	$17764,13 \cdot 10^{-6}$

$$S_1 = \frac{f_1}{h} = \frac{174,70 \cdot 10^{-5}}{388} = 4,5 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

$$S_2 = \frac{f_2 - f_1}{h} = \frac{430,62 \cdot 10^{-5}}{388} = 11,098 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

$$S_3 = \frac{f_3 - f_2}{h} = \frac{562,95 \cdot 10^{-5}}{388} = 14,51 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

$$S_4 = \frac{f_4 - f_3}{h} = \frac{399,3 \cdot 10^{-5}}{388} = 15,66 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3} \quad (\text{Vérfiée})$$

Voile Vt_2 : $I = 21,58 m^4$

$$R_1 = 14,07 t$$

$$R_2 = 23,14 t$$

$$R_3 = 42,25 t$$

$$R_4 = 27,865 t$$

En remplaçant les R_i dans les formules ci-dessus. On trouve que:

$$f_1 = 1747,24 \cdot 10^{-6}$$

$$f_2 = 6054,01 \cdot 10^{-6}$$

$$f_3 = 11684,11 \cdot 10^{-6}$$

$$f_4 = 17764,13 \cdot 10^{-6}$$

flèches	f_1	f_2	f_3	f_4
	$1747,24 \cdot 10^{-6}$	$6054,01 \cdot 10^{-6}$	$11684,11 \cdot 10^{-6}$	$17764,13 \cdot 10^{-6}$

soit:

$$S_1 = \frac{f_1}{h} = \frac{1747,24 \cdot 10^{-6}}{388} = 4,5 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

$$S_2 = \frac{f_2 - f_1}{h} = \frac{430,62 \cdot 10^{-5}}{388} = 11,098 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

$$S_3 = \frac{f_3 - f_2}{h} = \frac{562,95 \cdot 10^{-5}}{388} = 14,5 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

$$S_4 = \frac{f_4 - f_3}{h} = \frac{399,3 \cdot 10^{-5}}{388} = 15,66 \cdot 10^{-6} < \Delta d = 5,044 \cdot 10^{-3}$$

(Vérfiée)

Voile V_{t3} : $I = 33,24 \text{ m}^4$ $R_1 = 24,31 \text{ t}$
 $R_2 = 48,63 \text{ t}$
 $R_3 = 73,01 \text{ t}$
 $R_4 = 48,15 \text{ t}$

f_1	f_2	f_3	f_4
$1954,31 \cdot 10^6$	$6771,48 \cdot 10^6$	$13068,9 \cdot 10^6$	$19869,34 \cdot 10^6$

$$S_1 = \frac{f_1}{h} = \frac{1954,31 \cdot 10^6}{388} = 5,036 \cdot 10^6 < \Delta d = 5,044 \cdot 10^3$$

$$S_2 = \frac{f_2 - f_1}{h} = \frac{4817,17 \cdot 10^6}{388} = 12,42 \cdot 10^6 < \Delta d = 5,044 \cdot 10^3$$

$$S_3 = \frac{f_3 - f_2}{h} = \frac{6297,32 \cdot 10^6}{388} = 16,23 \cdot 10^6 < \Delta d = 5,044 \cdot 10^3$$

$$S_4 = \frac{f_4 - f_3}{h} = \frac{6800,55 \cdot 10^6}{388} = 17,53 \cdot 10^6 < \Delta d = 5,044 \cdot 10^3$$

(Véifiée).

Voile V_{t4} : $I = 6,78 \text{ m}^4$, $R_1 = 4,94 \text{ t}$
 $R_2 = 9,89 \text{ t}$
 $R_3 = 14,84 \text{ t}$
 $R_4 = 9,79 \text{ t}$

f_1	f_2	f_3	f_4
$1953,88 \cdot 10^6$	$6770,06 \cdot 10^6$	$13066,06 \cdot 10^6$	$19865,26 \cdot 10^6$

$$S_1 = \frac{f_1}{h} = \frac{1953,88 \cdot 10^6}{388} = 5,04 \cdot 10^6$$

$$S_2 = \frac{f_2 - f_1}{h} = \frac{4816,15 \cdot 10^6}{388} = 12,43 \cdot 10^6$$

$$S_3 = \frac{f_3 - f_2}{h} = \frac{6296,02 \cdot 10^6}{388} = 16,22 \cdot 10^6$$

$$S_4 = \frac{f_4 - f_3}{h} = \frac{6799,2 \cdot 10^6}{388} = 17,52 \cdot 10^6$$

(Véifiée)

Voile $V_{L2} : (V_{L4})$: $I = 13,94 \text{ m}^4$ $R_1 = 10,84 \text{ t}$
 $R_2 = 21,70 \text{ t}$
 $R_3 = 32,57 \text{ t}$
 $R_4 = 21,48 \text{ t}$

$$S_1 = \frac{f_1}{h} = \frac{2100,5 \cdot 10^6}{388} = 5,41 \cdot 10^6$$

$$S_2 = \frac{f_2 - f_1}{h} = \frac{5477,70 \cdot 10^6}{388} = 13,34 \cdot 10^6$$

$$S_3 = \frac{f_3 - f_2}{h} = \frac{6768,8 \cdot 10^6}{388} = 17,44 \cdot 10^6$$

$$S_4 = \frac{f_4 - f_3}{h} = \frac{7309,88 \cdot 10^6}{388} = 18,84 \cdot 10^6$$

(Véifiée)

f_1	f_2	f_3	f_4
$2100,5 \cdot 10^6$	$7278,2 \cdot 10^6$	$14047 \cdot 10^6$	$21356,9 \cdot 10^6$

Voile $V_{L1} : (V_{L3})$ $R_1 = 12,63 \text{ t}$
 $R_2 = 25,27 \text{ t}$
 $R_3 = 37,95 \text{ t}$
 $R_4 = 25,0023 \text{ t}$

$$S_1 = 6,30 \cdot 10^6 < \Delta d$$

$$S_2 = 15,53 \cdot 10^6 < \Delta d \quad \text{avec } \Delta d = 5,044 \cdot 10^3$$

$$S_3 = 20,31 \cdot 10^6 < \Delta d$$

$$S_4 = 21,93 \cdot 10^6 < \Delta d \quad (\text{Véifiée})$$

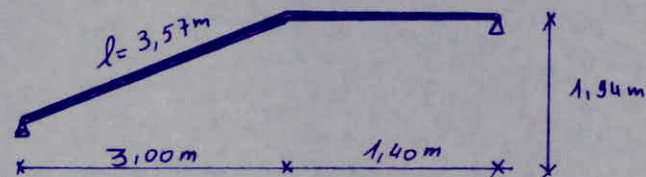
f_1	f_2	f_3	f_4
$2445,4 \cdot 10^6$	$8473,2 \cdot 10^6$	$16352,7 \cdot 10^6$	$24861,7 \cdot 10^6$

ESCALIERS

Les escaliers que nous allons étudier se trouve dans le bloc A. On aura trois types d'escaliers à étudier.

type A : Escaliers intérieurs
 type B : Escaliers extérieurs
 type C : Escaliers extérieurs

Escalier type A :



$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{1,94}{3} = 0,646 \Rightarrow \cos \alpha = 0,84 \Rightarrow l = \frac{3}{0,84} = 3,57 \text{ m}$$

Épaisseur de la palette $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$ avec e : épaisseur de la palette

$$\frac{4,97}{30} \leq e \leq \frac{4,97}{20} \Rightarrow 16,5 \text{ cm} \leq e \leq 24,85 \text{ cm} \rightarrow e = 18 \text{ cm}$$

Vérification de l'acier : $0,60 \leq g + 2h \leq 0,64$

$$28 + 2 \cdot 18 = 64 \text{ (Vérifiée)}$$

Détermination des charges : (A) Palette : $\frac{2500 \cdot 0,18 \cdot 1}{\cos \alpha} = 535,7 \text{ kg/ml}$

$$\text{marche} : \frac{2200 \cdot 0,18 \cdot 100}{2} = 193,2 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Revêtements} : 2200 \cdot 0,05 \cdot 100 = 110 \text{ kg/ml}$$

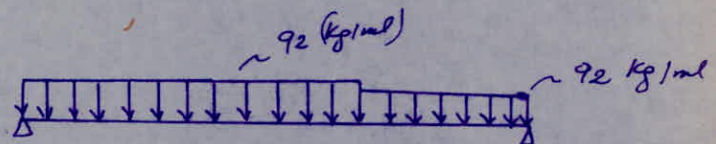
$$G_1 = 838,9 \text{ kg/ml}$$

(B) Patier : $G_2 = 2500 \cdot 0,18 \cdot 1 = 450 \text{ kg/ml}$

Surcharges : $P = 400 \text{ kg/ml}$

$$q_1 = 1318,9 \text{ kg/ml}$$

$$q_2 = 930 \text{ kg/ml}$$



$$\sum M/A = 0 \cdot R_B \cdot 4,40 - 930 \cdot 1,40 [3 + 0,70] - 1318,9 \cdot 3 \cdot \frac{3}{2} = 0$$

$$\text{D'où } R_B = 2,443 \cdot 10^3 \text{ kg} = 2,443 \text{ t}$$

$$\sum M/B = 0 \cdot R_A \cdot 4,40 - 1318,9 \cdot 3 \cdot 2,9 - 930 \cdot 1,40 \cdot 0,7 = 0$$

$$\text{D'où } R_A = 2,814 \text{ t}$$

$$R_A = 2,81 \text{ t}$$

$$R_B = 2,44 \text{ t}$$

Calcul des moments:

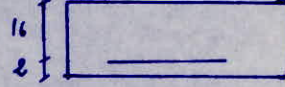
$$0 \leq x \leq 3 \text{ m} \quad M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x=0 & M=0 \\ x=3 & M=2,4956 \text{ m} \end{cases}$$

$$3 \leq x \leq 4,4 \quad M(x) = 2,81x - 3q_1(x-1,5) - \frac{q_2}{2}(x-3)^2 \quad \begin{cases} x=3 & M=2,4956 \\ x=4,4 & M=0 \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow 2,81 - 3q_1 - q_2(x-3) = 0 \quad \text{D'où } x = 1,105 \text{ m}$$

$$M(1,105) = M_{\max} = 4,7 \text{ t.m.}$$

* $M_{\max} = 4,7 \text{ t.m}$ en travée



$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_b b h^2} = \frac{15 \cdot 4,7 \cdot 10^5}{280 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 \rightarrow \varepsilon = 0,8751, K = 25 \quad \text{D'où } A = \frac{M}{\sigma_{\text{ad}} \varepsilon h} = \frac{4,7 \cdot 10^5}{28 \cdot 16 \cdot 0,76} = 11,98 \text{ cm}^2$$

$$A = 11,98 \text{ cm}^2 \quad [6T16 | \text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2]$$

* Sur appuis: $M = 0,3 M_{\max} = 0,3 \cdot 4,7 = 1,41 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_b b h^2} = \frac{15 \cdot 1,41 \cdot 10^5}{280 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0295 \rightarrow \varepsilon = 0,9259, K = 52,5$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \varepsilon h} = \frac{1,41 \cdot 10^5}{280 \cdot 16 \cdot 0,9259} = 3,39 \text{ cm}^2 \rightarrow (6T10) | \text{ml} = 4,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vérfications } \textcircled{1} \quad \varepsilon_b = \frac{T_{\max}}{b z} = \frac{22143}{100 \cdot \frac{2}{3} \cdot 16} = 1,745 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,75 \text{ kg/cm}^2$$

de armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$\text{Armatures de répartition: } A_{\text{rep}} > \frac{A_{\text{princ}}}{4} = \frac{11,98}{4} = 3 \text{ cm}^2$$

5T10 - par moitié linéaire espacés de 20 cm

$$\textcircled{2} \quad \text{Condition de non fragilité: } A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{en}}} b h = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \text{donc est vérifiée}$$

$$\textcircled{3} \quad \text{Condition de flèche: (Art 61.2.C.C.BA.68)}$$

$$A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{en}}} b \cdot h = \frac{43}{4200} \cdot 100 \cdot 16 = 16,38 \text{ cm}^2$$

Calcul de la poutre palière:

On a deux poutres palières $l_1 = l_2$
 $q_1 > q_2$ Pour calcul on étudie la poutre la (t) sollicitée.

$$R_B = 2440 \text{ kg/ml.}$$

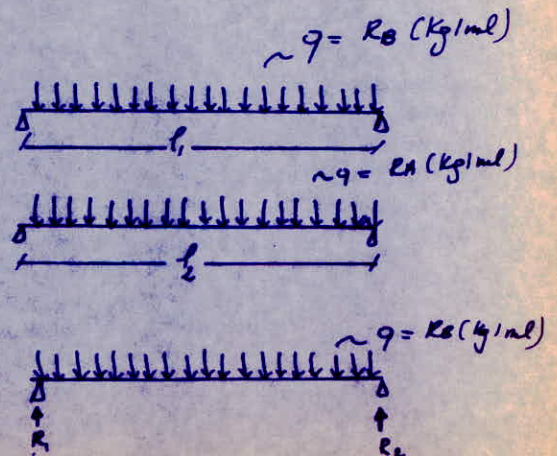
$$R_1 = R_2 = 2540/2 = 1270 \text{ kg.}$$

$$\text{D'où } M_{\max} = 4114,8 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_b b h^2} = \frac{15 \cdot 4114,8 \cdot 10^2}{280 \cdot 30 \cdot 37^2} = 0,0536$$

$$\text{D'où } \varepsilon = 0,9031$$

$$K = 36,6$$



$$A = \frac{M}{\sigma_{azl}} = \frac{4114,810^2}{210 \cdot 0,998137} = 4,30 \text{ cm}^2 \quad [4T14 = 6,15 \text{ cm}^2]$$

en appui: $\mu = 0,016$, $\epsilon = 0,9438$, $K = 74$ avec $M_a = 1234,44 \cdot 10^2 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

on trouve $A = 1,26 \text{ cm}^2$ [2T10 = 1,5 cm²]

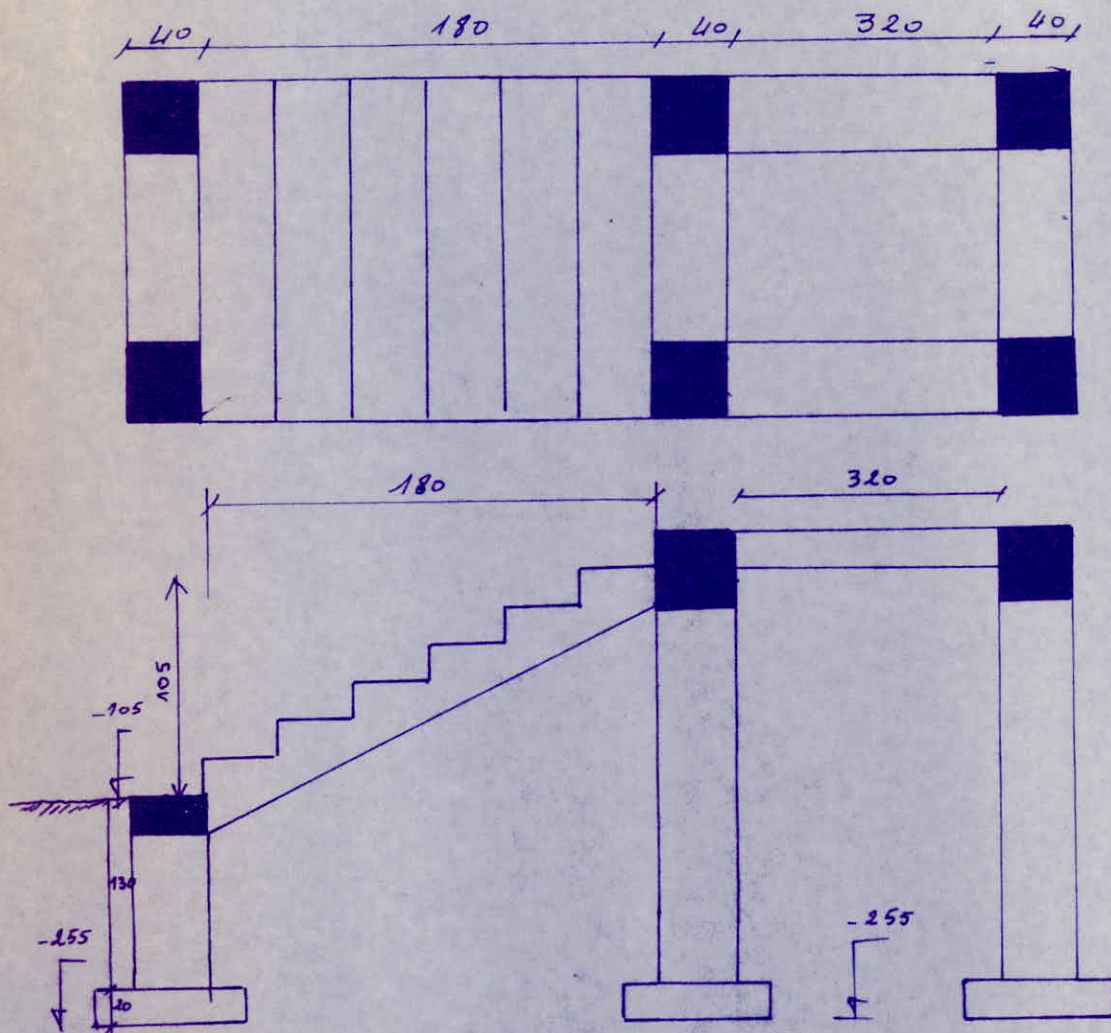
(1) Vérifications: $\frac{T_{\max}}{bZ} = \frac{1270}{307,8 \cdot 37} = 1,3 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,76 \text{ kg/cm}^2$ (Vérifiée)

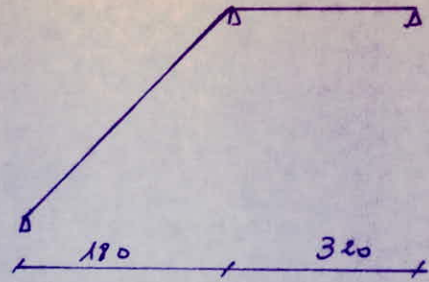
(2) Condition de non fragilité: on doit avoir $A > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b h = 1,07 \text{ cm}^2$ (Vérifiée)

(3) Flexa: la condition est également vérifiée.

$$A \leq \frac{43}{\sigma_{en}} b h = \frac{43}{420} \cdot 30 \cdot 37 = 11,36 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifiée}).$$

Escalier d'entrée:



Schema - statique:(a) épaisseur de la pailleasse:

$$l = \frac{180}{\cos \alpha} = \frac{180}{0,89} = 2,02 \text{ m}$$

$$\text{Rfois} - l_t = 2,02 + 3,20 = 5,22 \text{ m}$$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 17,4 \text{ cm} \leq e \leq 26,1 \text{ cm} \text{ d'où } e = 18 \text{ cm}$$

Le C.T.C préconise que $e \geq 10 \text{ cm}$ dans le but d'éviter une grande flexibilité

(b) Vérification de Blondel: $0,60 \leq g + 2h \leq 0,84$ $h = 15 \text{ cm}$ d'où
 $g = 30 \text{ cm}$
 $2h + g = 60 \text{ cm} \Rightarrow$ la relation de Blondel est vérifiée

(c) Détermination des charges:

- Pailleasse: $\frac{2500 \cdot 0,18 \cdot 1,00}{\cos \alpha} = 505 \text{ Kg/ml}$

- Marches: $\frac{2200 \cdot 0,15 \cdot 1,00}{2} = 165 \text{ Kg/ml}$

- revêtement: $\frac{2200 \cdot 0,05 \cdot 1,00}{1} = 110 \text{ Kg/ml}$

$$G = 780 \text{ Kg/ml}$$

Surcharges: $S' = 400 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow q_1 = G + 1,2 S' = 1260 \text{ Kg/ml}$

Pavés: Poids propre: $2500 \cdot 0,18 \cdot 1,00 = 450 \text{ Kg/ml}$
 Revêtement: $2200 \cdot 0,05 \cdot 1,00 = 110 \text{ Kg/ml}$

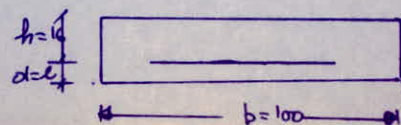
surcharges: $S' = 400 \text{ Kg/m}^2$ $G = 560 \text{ Kg/ml}$

d'où $q_e = G + 1,2 S' = 1040 \text{ Kg/ml}$

(d) Calcul des efforts

La pailleasse sera calculée comme une poutre appuyée sur 3 appuis en prenant une bande de 1m de largeur et 10cm de hauteur

La poutre a pour dimension 40x10



L'es. cadre est constituée d'une poutresse et d'un palier

Le calcul se fait par la méthode des 3 moments :

$$M_{i-1} l_i + 2(l_i + l_{i+1}) M_i + l_{i+1} M_{i+1} = 6EI (\varphi_{i,g} - \varphi_{i,d})$$

avec $\varphi_{i,g} = -\frac{q l^3}{24EI}$ et $\varphi_{i,d} = \frac{q l^3}{24EI}$

tout calcul fait on trouve $\varphi_{i,g} = -\frac{1420}{EI}$, $\varphi_{i,d} = \frac{36020}{EI}$

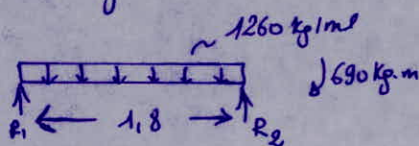
$i=0$, $M_{i-1} = 0$
 $M_{i+1} = 0$

$$2(1,8+3,2) M_2' = \frac{6EI}{EI} (-1420 - 30620) \Rightarrow 10 M_2' = -10356 \text{ kg.m} \Rightarrow$$

$$M_2' = -1035,6 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = \frac{2}{3} M_2' = -690 \text{ kg.m}$$

travée 1-2:

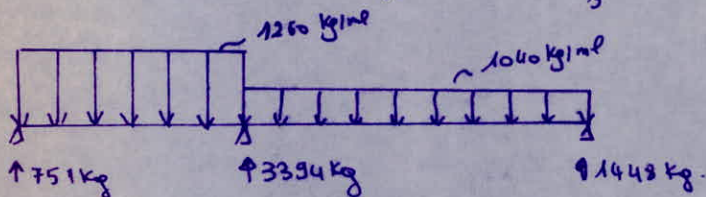


$M_{1/1} = 0 \Rightarrow R_2 = 1517 \text{ Kg}$

$M_{2/2} = 0 \Rightarrow R_3 = 1447 \text{ Kg}$

$M_{1/2} = 0 \Rightarrow R_1 = 751 \text{ Kg}$

$M_{2/3} = 0 \Rightarrow R_2' = 1877 \text{ Kg}$



Moments: $0 \leq x \leq 1,8$ $M(x) = 751x - 1260 \frac{x^2}{2}$ $x=0$ $M=0$

$x=1,8$ $M = -689 \text{ kg.m}$

$1,8 \leq x \leq 5$ $M(x) = 751x + 3394(x-1,8) - 1260 \cdot 1,8(x - \frac{1,8}{2}) - \frac{1040}{2}(x-1,8)^2$

$0 \leq x \leq 1,8$ $\frac{dM}{dx} = 0$ pour $x = 0,6 \Rightarrow M_{\text{max}} = 224 \text{ kg.m}$

$1,8 \leq x \leq 5$ $\frac{dM}{dx} = 0$ pour $x = 3,6 \Rightarrow M_{\text{max}} = 1005 \text{ kg.m}$

$T_1 = 751 \text{ Kg}$, $T_2 = 1517 \text{ Kg}$, $T_2' = 1877 \text{ Kg}$, $T_3 = 1448 \text{ Kg}$.

on trouve $M_1 = 0,3 M_0 = -153 \text{ kg.m}$

$M_3 = -0,3 M_0 = -399 \text{ kg.m}$

calcul des armatures:

En travée: $M_{\text{max}} = 1005 \text{ kg.m}$

$h_e = 18 \text{ cm}$, $d = 2 \text{ cm}$, $h = 16 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15M}{\sigma_b R^2} = \frac{15 \cdot 100510}{2800 \cdot 16^2} = 0,0810 \Rightarrow \epsilon = 0,9363, K = 63,5$

Donc $A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon R} = 2,4 \text{ cm}^2$ on prend $518 \text{ mm}^2 [2,51 \text{ cm}^2]$ espaces de 20 cm

$\sigma'_b = \frac{880}{63,5} = 44,10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ (par armatures comprimées)

Rax appuis: $M_a = -690 \text{ kg.m}$ $K = \frac{15M}{\sigma_a B R^2} = 0,0144 \Rightarrow \epsilon = 0,9665$ $K = 78,5$

Donc $A = 1,62 \text{ cm}^2$ - soit 4 T8 / m² espaces de 25 cm

$f'_b = \frac{880}{78,5} = 35,6 < 137 \text{ kg/cm}^2$ (par armatures comprimées)

Humidités de répartition: $A/a < A_v < \frac{3}{4} = 0,75 < A_v < 0,83 = 0$

on adopte 4 T8 / m² = 2,01 cm² - 2 espaces de 25 cm.

Verification:

* Condition de non fragilité: $A \geq 0,69 b R \frac{\sigma_a}{\sigma_b} = 1,56 \text{ cm}^2$ Vérifiée

* Condition de flexion: $\frac{b R}{A} \leq \frac{43}{43} \Rightarrow \frac{801}{1,616} = 1,2510^3 < \frac{4200}{43} = 0,0102$

* Contrainte de cisaillement:

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b R} = \frac{18,7710^2}{100 \cdot 18} = 1,34 < 1,15 \sigma_b = 6,70 \text{ kg/cm}^2$

* Effort tranchant:

$A \sigma_a \geq T + M/R, A \sigma_a = 2,01 \cdot 220 = 5528 \geq 1877 - 690 = 1188$

C'est vérifié

Cafar de la poutre par rapport à la poutre:

on adopte une section rectangulaire

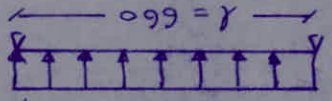
$b R = 35 \times 60$

Le charge venant de la poutre:

- Poids propre: $25 \cdot 0,35 \cdot 0,6 \cdot 1 = 5,25 \text{ kg/m}$
- Reaction de poutre et poutresse = 3394 kg/m

$q = 3919 \text{ kg/m}$

Donc $T = 3919 \cdot \frac{L}{2} = 12933 \text{ kg}$



Espacement des armatures:

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a}{T} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \sigma_a \text{ ben avec}$$

$$\sigma_a = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0,86 \text{ on utilise des } \phi 8 \text{ (4T8 = } 8,01 \text{ cm}^2\text{)}$$

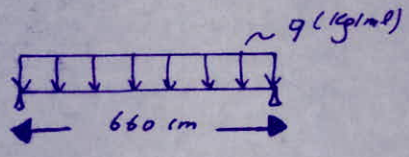
$$t = \frac{2,01 \cdot 2065 \cdot 7,57}{8 \cdot 12933} = 15,9 \text{ cm.}$$

l'espacement admissible $\bar{t} = \min \begin{cases} 0,3h = 17,1 \text{ cm} \\ \text{et } 12\phi = 16,8 \text{ cm} \end{cases}$

On adopte un espacement de 15 cm.

Poutre palière 2:

On adopte une section rectangulaire
 $b \cdot h = 35 \cdot 60$.



La charge revenant à la poutre:

- Poids propre: $2500 \cdot 0,35 \cdot 0,6 = 525 \text{ kg/ml}$
- Réaction du palier: $= 1448 \text{ kg/ml}$

$$q = 1973 \text{ kg/ml}$$

D'où $T = \frac{1973 \cdot 6,6}{2} = 6511 \text{ kg.}$

Moment isostatique: $M_0 = q \cdot l^2 = 10743 \text{ kg.m}$

à l'entrée: $M_t = 0,85 M_0 = 9136 \text{ kg.m}$

à l'appui: $M_a = 0,3 M_0 = 3223 \text{ kg.m}$

Détermination des armatures: $A_{\text{min}} = 6,3 \text{ cm}^2$

a) en travée: $M_t = 9136 \text{ kg.m}$, $b = 35 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$, $d = 30 \text{ cm}$, $h' = 57 \text{ cm}$

Le calcul fait on trouve: $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = 0,0430$, $\epsilon = 0,9123$, $K = 42$

$K = 42 > \bar{K} = 20,4 \Rightarrow$ Pas d'armatures comprimées. D'où $A = 6,27 \text{ cm}^2$
 On adopte [4T16 = 8,04 cm²]

b) Aux appuis: $M_a = 3223$, $\mu = 0,0152 \Rightarrow \epsilon = 0,945$, $K = 76,5$

$$A = 2,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte 4T16} = 8,06 \text{ cm}^2$$

Vérification:

Condition de non fragilité: $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 1,9 \text{ cm}^2$ (Véifiée)

Effort tranchant: $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$, $A \bar{\sigma}_a = 8,04 \cdot 2800 = 22512 > 6511 - \frac{38230}{7157} < 0$
 \Rightarrow la section d'acier peut équilibrer $T + M/3$

Vérification de flèche:

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{60}{660} = 0,09 > 0,085$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,09 > 0,06$$

$$\frac{A}{b h} < \frac{43}{\bar{\sigma}_a} \Rightarrow 4,03 \cdot 10^{-3} < 0,1 \text{ (Véifiée)}$$

Armatures transversales

$$\bar{\sigma}_b \max = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{6511}{35.7157} = 3,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 36,6 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b = 68,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ - la contrainte de cisaillement}$$

$$\text{admissible } \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{v}_{at} = \rho_{at} \bar{v}_{en} \text{ avec } \rho_{at} = \max \begin{cases} 2/3 \\ 1 - 26/90 \bar{\sigma}_b = 0,93 \end{cases}$$

$$\bar{v}_{at} = 0,93 \cdot 2400 = 2232 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des armatures

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2, 4T8, \quad \bar{L} = \frac{A_t \bar{v}_{at} z}{T} = \frac{2,01 \cdot 2232 \cdot 71,57}{6511} = 34,36 \text{ cm}$$

$$\bar{L} = \min \begin{cases} 0,3h = 17,10 \text{ cm} \\ 12\phi = 12 \cdot 1,5 = 18,2 \text{ cm} \end{cases}$$

on adopte un espacement de 17 cm.

Condition de non poinçonnement:

$$\text{On doit avoir } 1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq 1,25 \bar{b}$$

N : charge

P_c : périmètre du contour à $h_t/2$

h_t : hauteur totale de la semelle

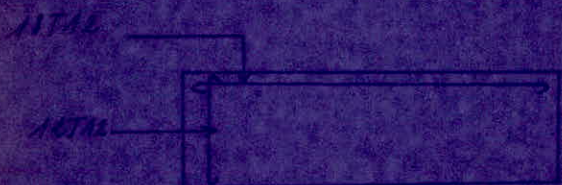
$$h_t = 60 \text{ cm}$$

$$P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t) \text{ donc } \frac{1,5 N}{2(b_x + b_y + 2h_t)}$$

$$6,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,25 \bar{b} = 7,02 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} < 1,25 \bar{b} \text{ Vérifier}$$



Bloc B:

Calcul de la semelle isolée (Potier central) (50)

$$N = 234,206$$

$$b_x = 50 \text{ cm}$$

$$b_y = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = 1 \Rightarrow B_y = 5/6 B_x \Rightarrow B_x \times B_y = 9371 \text{ cm}^2$$

on trouve $B_x = 340 \text{ cm}$

$$B_y = 285 \text{ cm}$$

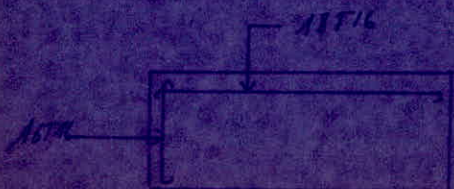
$$h_t \approx \frac{B_x - b_x + d_1}{4} = 73,5 \Rightarrow \text{on prend } h_t = 90 \text{ cm}$$

$N(kg)$	$N(kg)$	\bar{b}	F_{mp}	F_{yp}	A_x	A_y	A_x	A_y	e_x	e_y
9081	24334	215	30475	8602	65,15	30	13746	16746	18	18

Condition de non poinçonnement:

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq 1,25 \bar{b} \text{ on prend } h_t = 90 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1,5 / P_c \cdot h_t = 6,99 < 1,25 \bar{b} = 7,02 \text{ kg/cm}^2$$



$$A = M / \bar{\sigma}_a \epsilon_k = 50,96 \text{ cm}^2 = 4 \text{ T}25 + 4 \text{ T}32 (51,8 \text{ cm}^2)$$

Section (2-2): (A. Supérieures)

$$M = 45 \text{ t.m} \quad \mu = 0,0041 \Rightarrow K = 152, \quad \epsilon = 0,9701$$

$$\bar{\sigma}_a = 27,6 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 4,5 \text{ cm}^2$$

Section (3-3) $M = 90,3 \text{ t.m} \quad \mu = 0,0032, \quad K = 108, \quad \epsilon = 0,9593$

$$\bar{\sigma}_a = 38,3 \text{ kg/cm}^2 \quad A = 3,16 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,55 b l \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 13,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte } 8 \text{ T}16 \text{ pour les}$$

sections (2-2) et (3-3).

Adhérence: $\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{A_s} = \frac{150 \cdot 10^3}{40 \cdot 41,7 \cdot 205} = 17,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 24,3 \bar{\sigma}_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2$

Armatures transversales: $\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b_s} = 10,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b \leq \bar{\sigma}_b' \quad 33,3 \leq 103 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 31,1 \text{ kg/cm}^2$$

On prend 4 cercles T10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2$).

$$t \leq \frac{A_t}{T} \bar{\sigma}_a = \frac{31,4 \cdot 7,25}{110 \cdot 10^3} \cdot 6000 = 12,3 \text{ cm}$$

$$\bar{\epsilon} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \\ 1,20 \end{array} \right. \Rightarrow 7,35 \text{ cm} \quad \text{On adopte un espacement } t = 16 \text{ cm.}$$

Longueur de recouvrement: $l_d = \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_d} \Rightarrow \text{avec } \bar{\sigma}_d = 1,05 \cdot 24,3 \bar{\sigma}_b = 25 \text{ kg/cm}^2$

$$\phi = 32 \text{ mm} \Rightarrow l_d = 112 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 130 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \Rightarrow l_d = 67,2 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 70 \text{ cm}$$

Armatures de répartition:

On dispose des armatures le long de la hauteur de la poutre pour éviter la fissuration (Apparition de fissures) qui risquent de se propager dans la zone de béton tressé.

Le % min de ces armatures est pris égal sur chaque face à 0,5% de la section de l'âme situées en dehors de la section d'enrobage des armatures principales $A \geq \frac{67,2 \cdot 140 \cdot 0,5}{100} = 7,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8 \text{ T}16 (9,05 \text{ cm}^2)$

$$t = 30 \text{ cm}$$

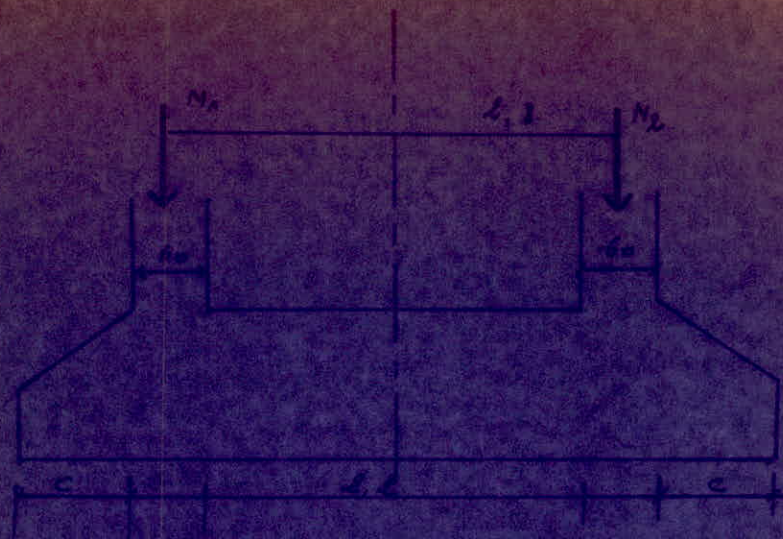
Sens transversal:



$$M_c = \frac{q l^2}{2} = 5,04 \text{ t.m}$$

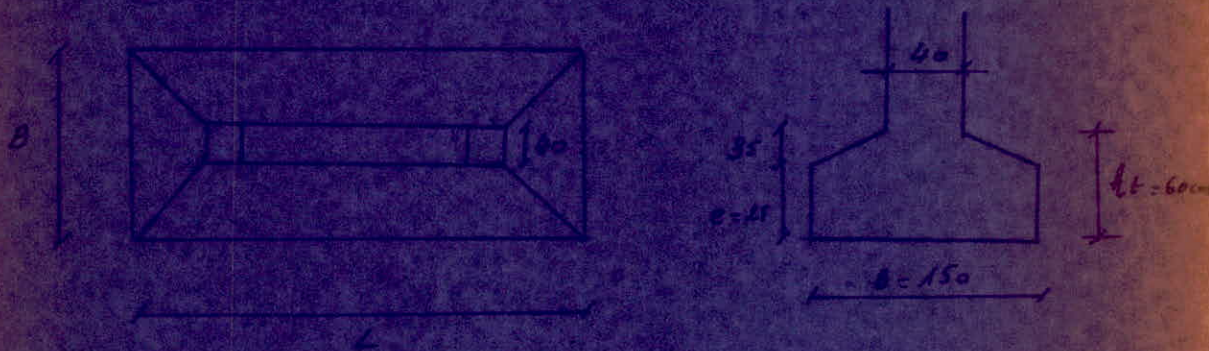
$$T = q l = 14,5 \text{ t}$$

Semelle continue sous deux poteaux (SP)



$N_1 = N_2 = N = 56,25 \text{ t}$ Le centre de gravité des deux charges se trouve au milieu des 6 semelles, soit $e = 40 = 1/3 L$

Redimensionnement: on se fixe une largeur de semelle $B = 150 \text{ cm}$



on détermine la longueur L par la relation: $B \cdot L \geq R / \bar{\sigma}_s \Rightarrow L \geq \frac{R}{B \cdot \bar{\sigma}_s}$

$L \geq 302,5 \text{ cm}$ (on prend la distance entre les poteaux (2,30m))

on prend $L = 400 \text{ cm}$

- Poids propre approximatif de la semelle:

$$N_0 = B \cdot L \cdot \gamma_c = 150 \cdot 400 \cdot 25 = 1500 \text{ kg} = 1,5 \text{ t}$$

- L'effort normal total supporté par la semelle est: $N_t = R + N_0 = 1884,44 \text{ kg}$

Vérification: - la contrainte exercée sur le sol: $\bar{\sigma}_s = \frac{N_t}{B \cdot L} = \frac{1884,44}{150 \cdot 400} = 3,14 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ donc les dimensions (B, L) conviennent.

Dimensions des consoles: $c = \frac{L - 3,4}{2} = \frac{(400 - 3,4)}{2} = 198,3 \text{ cm}$

Détermination des efforts: On suppose une répartition uniforme des sous-pressions sur toute la longueur de la fondation. La valeur de la sous-pression au mètre linéaire sera $q = \frac{N_0}{L} = 30,61 \text{ t/m}$.

Le schéma statique de calcul de la semelle est le suivant:



Moments:
 a) aux appuis: $M_A = M_B = q \frac{L^2}{2} = 30,61 \cdot \frac{0,6^2}{2} = 5,511 \text{ t.m}$
 b) au milieu: $M_c = q \left(L \cdot \frac{L}{2} + \frac{L^2}{2} \right) = q \frac{L^2}{2} = -5,511 \text{ t.m}$



Efforts tranchants:
 en A (à gauche): $T_{A-} = q \cdot L = 30,61 \cdot 0,6 = 18,366 \text{ t} = -T_{A0}$
 en A (à droite): $T_{A+} = q \cdot L = -18,366 \text{ t} = -T_{A0}$

Détermination des armatures longitudinales: Le profilage de la fondation se fera pour une section en Tc représentée en pointillés.

Section A au droit de l'appui:
 (section rectangulaire pleine)

$$M_A = 5,511 \text{ t.m}$$

$$T = 18,366 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0244 \text{ d'ou}$$

$$k = 58,5$$

$$\varepsilon = 0,9320$$

$$\alpha = 0,2041$$

On prend b_0 et $m_0 = b$ car la partie comprimée est en haut.

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = 2870 / 58,5 = 49,077 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{55100}{2870 \cdot 0,9320 \cdot 55} = 3,84 \text{ cm}^2 \text{ soit } 14T16 (3,95 \text{ cm}^2), e = 10 \text{ cm}$$

* Armatures supérieures (section en trapez)

La section à considérer est une section en Tc de dimensions $b = 150 \text{ cm}$, $b_0 = 45 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$

$$M_c = 24,491 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0,084 \text{ d'ou } k = 23,5$$

$$\varepsilon = 0,8701$$

$$\alpha = 0,3896$$

$y = \alpha h = 0,3896 \cdot 55 = 21,43 < 25 \text{ cm} = h_0$. L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section se calcule comme une section rectangulaire de dimensions 150×60 .

$$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = 11315 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

1. valeurs caractéristiques de la poutre

On peut la calculer en considérant le sens transversal de la poutre
Chargé par une charge linéaire de la largeur de la poutre. $q_l = \frac{11,57 \times 30}{1,4} = 30,64 \text{ kN/m}$

La largeur de la console étant de 30 cm, le moment d'encastement sera :

$$M = q_l \frac{l^2}{2} = 4,53 \text{ t.m}$$

La section à considérer est une section rectangulaire de dimensions $b \times h = 100 \times 40$



$$M = 4,53 \text{ t.m} \Rightarrow \rho = 0,0032 \text{ d'où } \lambda = 107$$
$$\xi = 0,3593$$

$$\sigma_s = 110 / 0,0032 = 34,375 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$A = M / (\bar{\sigma}_s \lambda) = 3,12 \text{ cm}^2 \text{ soit } 7 \text{ T8 } (3,51 \text{ cm}^2) \text{ d'où } e = 14 \text{ cm}$$

Effort tranchant et armatures transversales

Valeurs de l'effort tranchant sur mes des poteaux

$$\frac{x}{11,57} = \frac{0,3}{2,6} \Rightarrow x = 3,115 \text{ t}, \quad \frac{y}{-4,235} = \frac{1,1}{1,4} \Rightarrow y = -33,647 \text{ t}$$

- contraintes de cisaillement :

$$\sigma_b' = 47,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 6,3 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = T / b y = 33,647 / (100 \times 34,55) = 11,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

On pourra utiliser des étriers et des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne leur espacement sera inférieur à \bar{e}

$$\bar{e} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 l = 0,2 \times 5,5 = 1,1 \text{ m} \\ \frac{1}{2} (1 - 0,326) / \bar{\sigma}_b = 55 (1 - 0,326) / \frac{17,43}{5,5} = 6,01 \text{ cm} \end{array} \right. \text{ d'où } \bar{e} = 11 \text{ cm}$$

On utilise des cadres T8 - soit $4 \text{ T8} = 2,01 \text{ cm}^2$ et $\bar{\sigma}_{at} = 2700 \text{ kg/cm}^2$

$$l = \frac{A_{at} \bar{\sigma}_{at}}{T} = 8,04 \text{ cm} \text{ soit } T = 8 \text{ cm}$$

$$\text{demi portée} = \frac{4,3 - 0,6}{2} = 1,85 \text{ m} \text{ soit } 4 + 3(8 + 3 + 10) + 2 \times 11 = 110$$

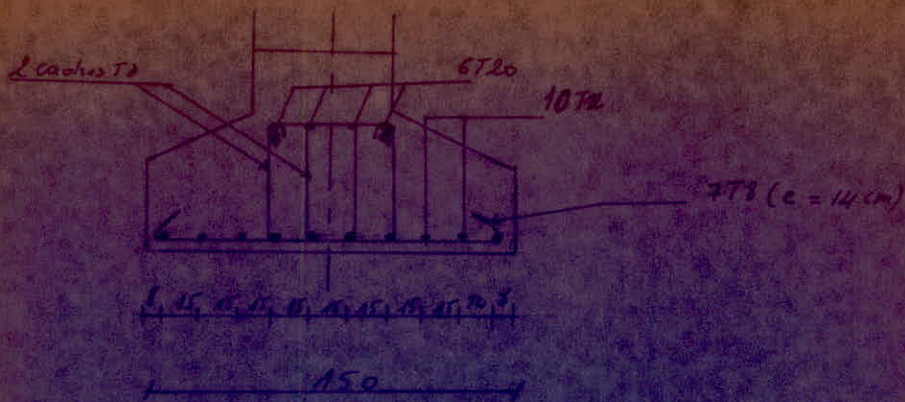
Conditions aux appuis :

Des armatures supérieures au droit de l'appui A

$$T + M/3 \leq A \bar{\sigma}_s \text{ avec } M = -5,51 \text{ t.m}$$
$$T = 42,85 \text{ t}$$
$$3 = 7/3 l = 7/3 \times 5,5 = 41,12 \text{ cm}$$

$$T + M/3 = 31,37 \text{ t. d'où}$$

$$A \geq 11,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adoptera } 10 \text{ T12 } (11,32 \text{ cm}^2)$$



Calcul des Longrines: Les longrines sont indispensables au droit de chaque file perpendiculaire à la direction filante et au droit de chaque file de poteaux dans le cas de semelles isolées. Enfin, de faire un ensemble susceptible de mieux résister aux efforts horizontaux éventuels.

Les Longrines auront pour dimensions suivantes:

25x30 pour les sols de fondation de consistance moyenne.
30x30 pour les sols meubles ou ayant une forte teneur en eau.

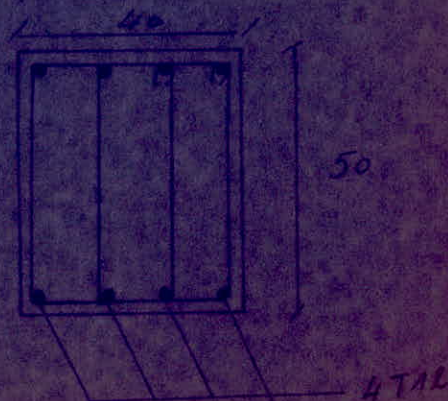
* Elles doivent pouvoir équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale.

Bloc A:

La longrine est associée à une poutre qui sera calculée en traction ou compression et elle sera armée suivant le cas le plus défavorable.

En compression: on a $N/p_0 = 11,36t$ $A = \frac{1}{\sigma_c} \left(\frac{N}{p_0} - N \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{11360}{62,5} - 11050 \right) < 0$

En traction: $A = N/p_0 = \frac{11360}{280} = 4,05 \text{ cm}^2$ Le ferraillage minimum doit être de 4T12 (4,52cm²)



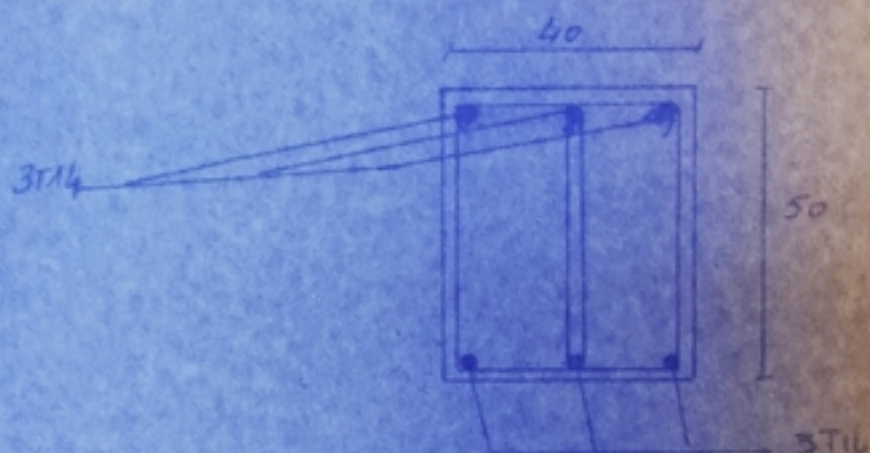
Bloc 6

L'effort max. sur les armelles est $N = 234,29t$.La longueur a pour dimensions 40×50 . Elle sera soumise à $\frac{N}{10} = 23,429t$.

Calcul de la section d'acier:

$$(1) \text{ En traction } A = N / \bar{\sigma}_a = 23429 / 2300 = 9,37 \text{ cm}^2$$

$$(2) \text{ En compression : } A = \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_b} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{23429}{685} - 40 \cdot 50 \right) < 0$$

Le ferraillage minimum doit être égal à : $6T14 (1,23 \text{ cm}^2)$ 

FERRAILLAGE de Voile périphérique

Conformément au complément, aux règles parasismiques C.T.C. 81, il est prévu au voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau du 1^{er} plancher au-dessus du sol, qui ceinture le bâtiment, assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble. Il repose sur un béton de propreté de 10cm d'épaisseur.

Dimensions : hauteur $\geq \max(\frac{1}{10}$ de la hauteur du bâtiment, 0,80m) = 2m

épaisseur $\geq \max(\frac{1}{10}$ hauteur, 0,15m) = 10cm

FERRAILLAGE : Il sera fourni conformément selon les prescriptions de C.T.C. 81

* Armatures longitudinales flancs supérieurs et inférieurs

A $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton.

A $\geq 0,20 \times 400 \times 10^2 = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T16 (8,04 \text{ cm}^2)$

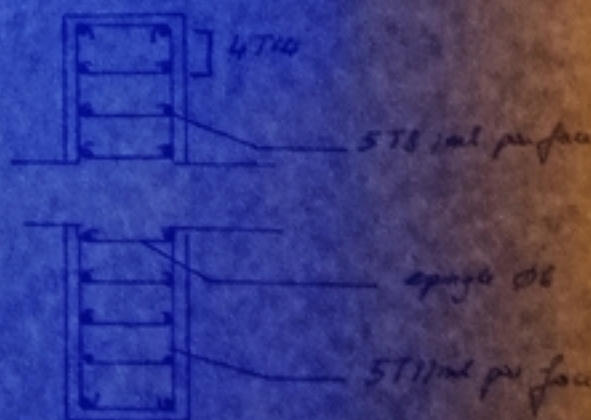
* Armatures longitudinales de peau

A $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

On adopte 5T8/m^l par face (A = 2,51 cm²).

Armatures verticales : Même que celles de peau : 5T8/m^l et par face.

Schema du ferrailage :



— Bibliographie —

- Règles parasymoniques 1369 + complément de C.T.
- Règles C.C. B.A. 64
- Le calcul des courbes en B.A. (P. GILBERT)
- Traité de B.A. (avec B., T.) A. GILBERT
- Observations de Bâtimens en B.A. A. Fournier
- Annales de l'É.D.T.P.
- Cours de M. BELAZOUZ