

MGCD6/02

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université d'Ouargla

Département d'hydraulique et de génie civil

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Option : C.C.I.

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT (R+5)

A OSSATURE EN BETON ARME

Encadré par :
Mr. Abani Saïd

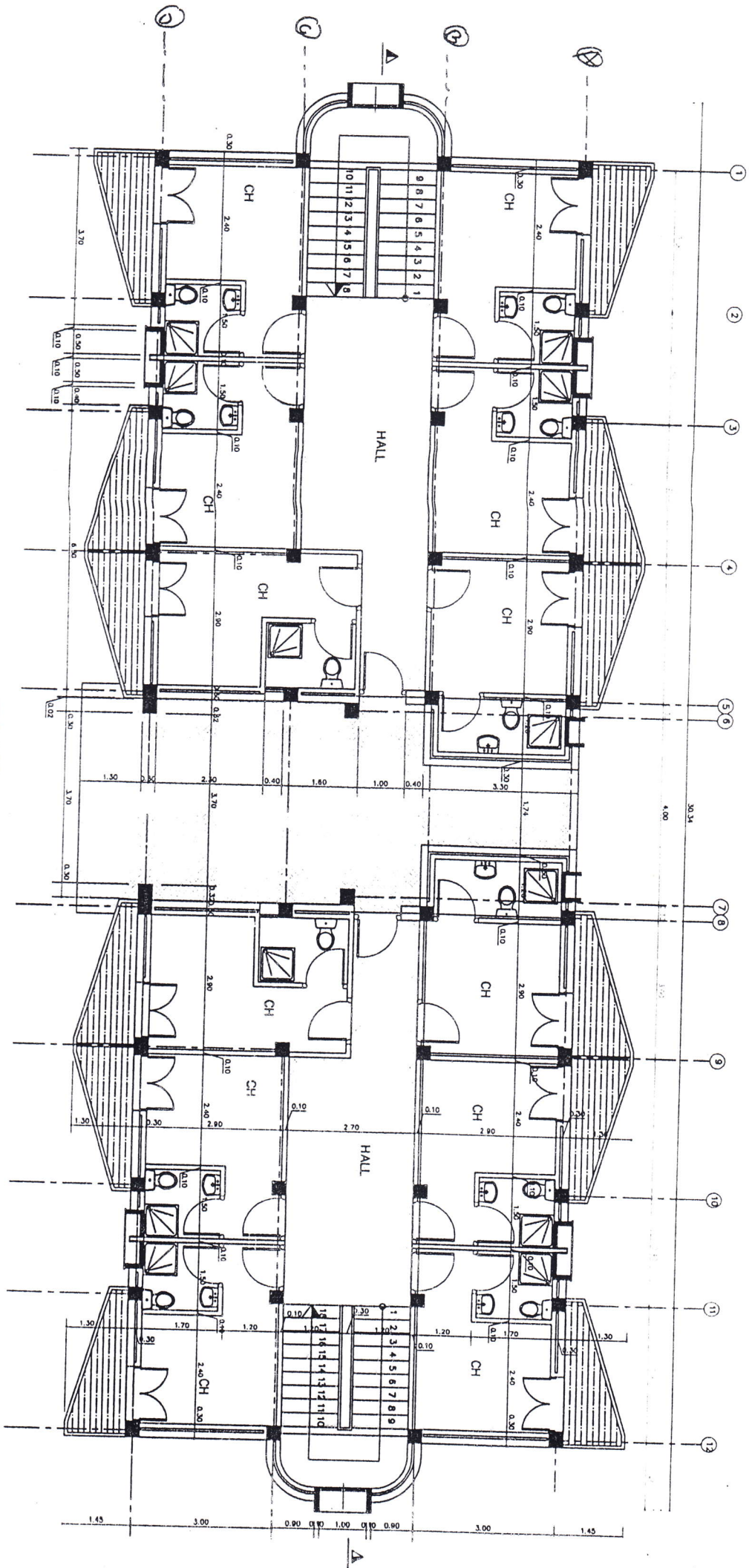
Présidé par:
Mr. Rouag.

Examiné par :
Mr. Bentata
Mr. Abimiloud

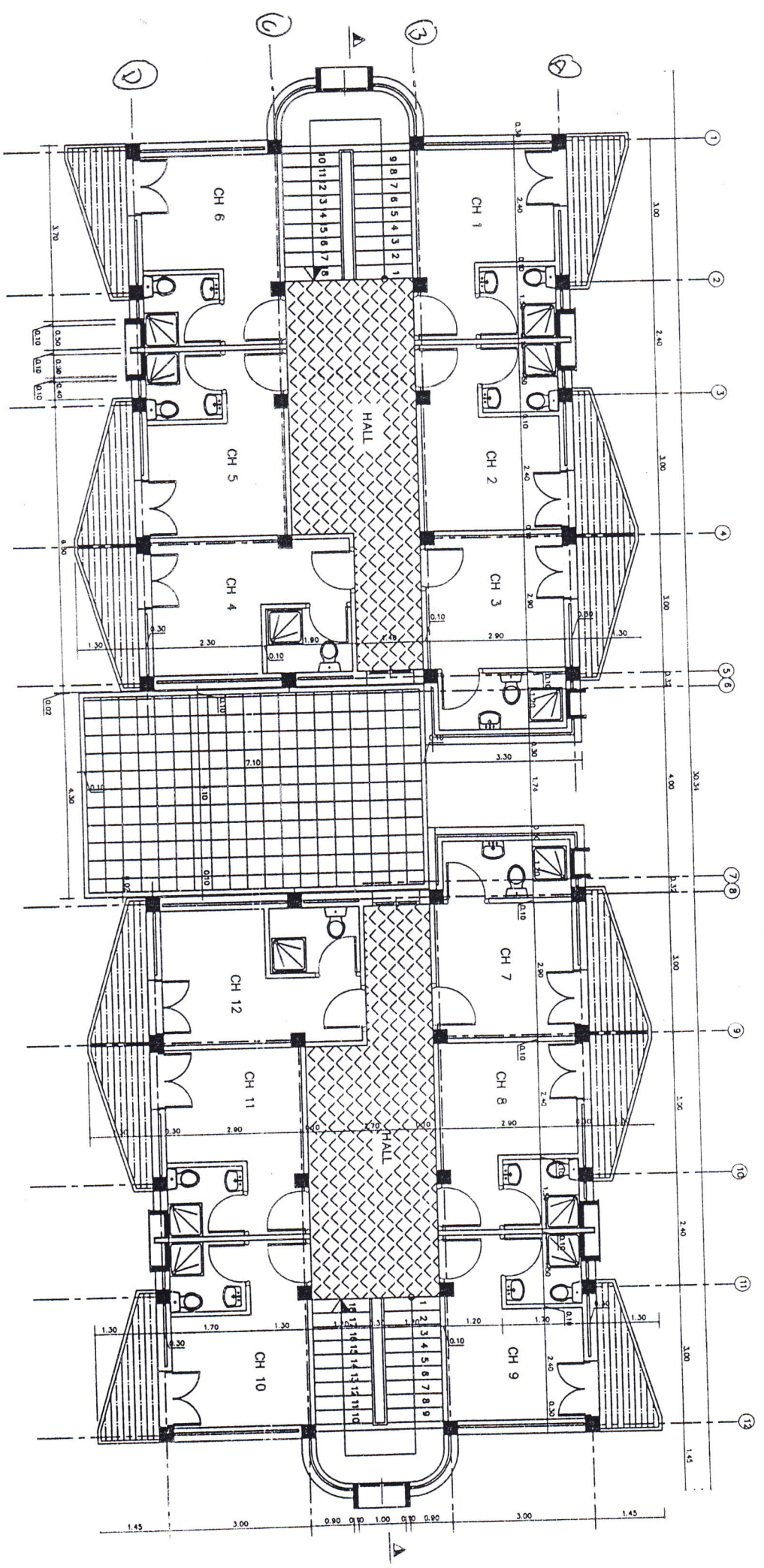
Présenté par :
Mlle. Bensekrane Kaoutar

PROMOTION 2006

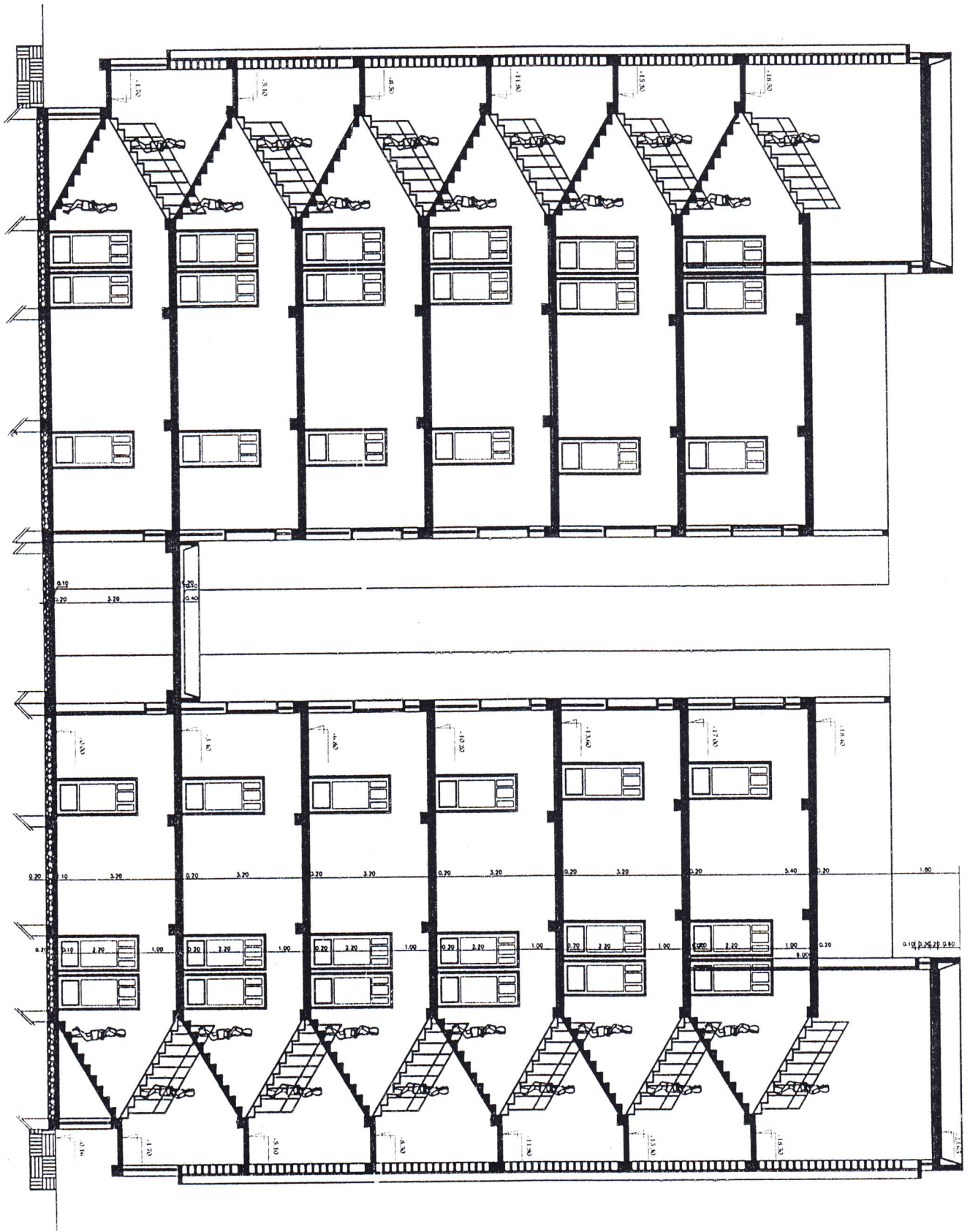
PLAN RDC



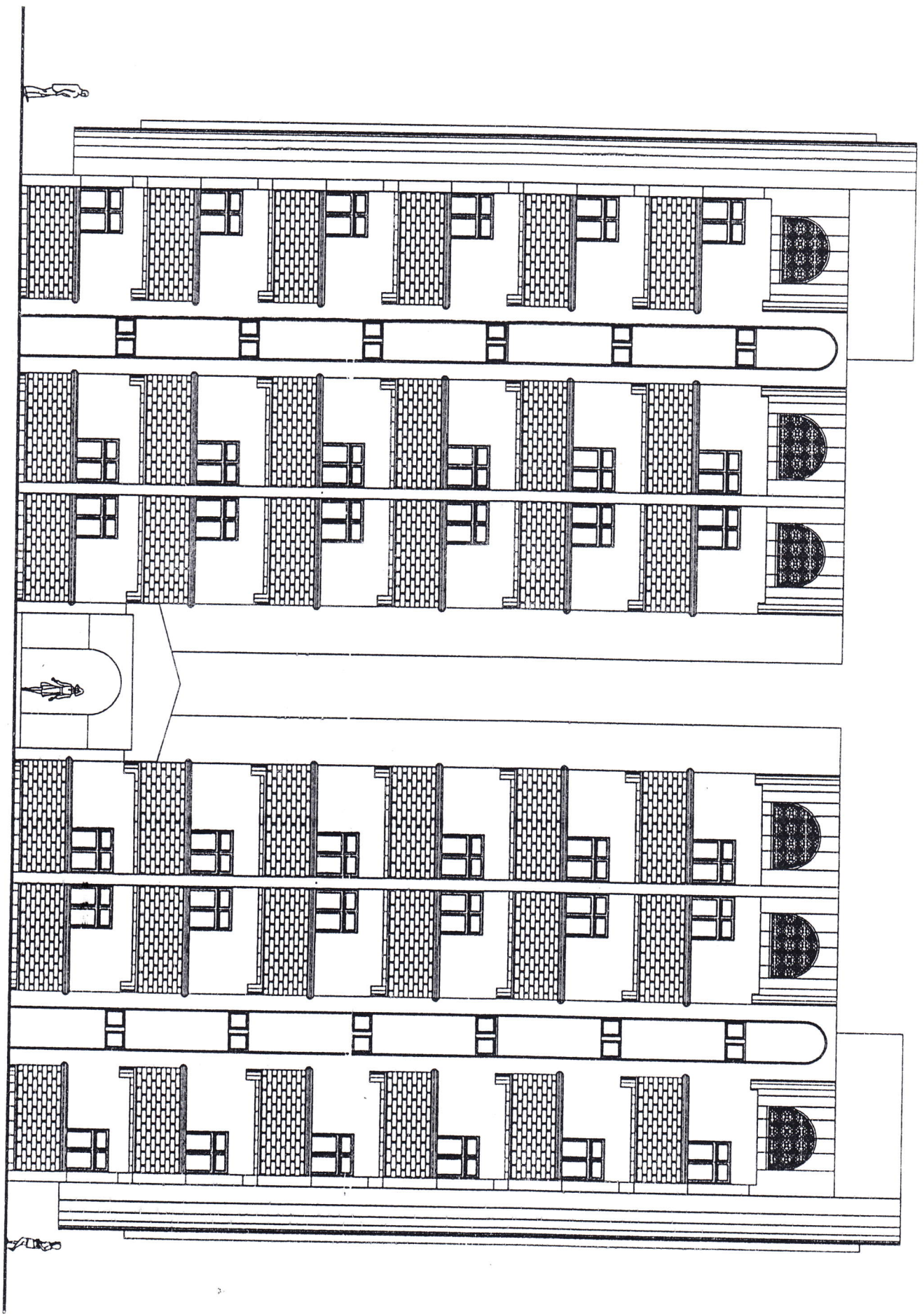
PLAN D'ETAGE COURANT



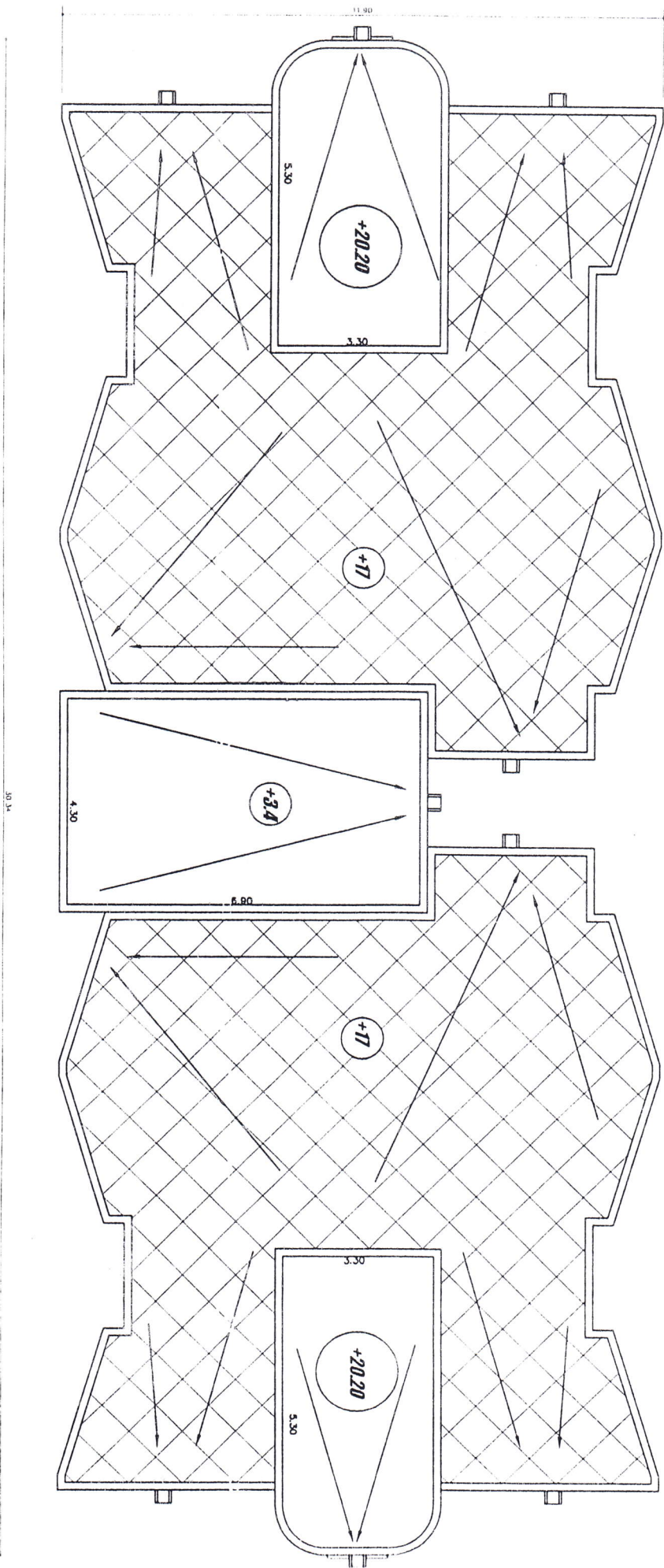
Coupe A-A



Façade



PLAN DE TERRASSE ACCISSIBLE



CHAPITRE I : Généralités

1.1- Présentation de l'ouvrage :

Le présent projet de fin d'étude consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation ce bâtiment est supposé être projeté à AIN TEMOUCHENT en zone sismique IIa.

La structure est compartimentée en trois (03) joints à cause de la présence d'une partie en RDC au milieu entourée de deux (02) blocs en R+5, les joints de ruptures ont été prévus autour de la partie centrale cause de la différence de niveau.

- Dimensions du bâtiment sont comme suit :

- 1) Longueur totale en plan : 29.7 m
- 2) Largueur totale en plan : 11.9 m
- 3) Hauteur totale du bâtiment : 23.8 m
Hauteur d'étage courant : 3.4 m
- 4) Hauteur du rez-de-chaussée : 3.4 m
Hauteur de l'acrotère : 0.6m

1.2- Choix du type de contreventement :

- L'ouvrage doit comporter des contreventements dans les deux directions horizontales, leur rôle est de reprendre les charges horizontales dues au vent et surtout au séisme qui représente le cas le plus défavorable, ils assurent la transmission de ces charges aux fondations et ils minimisent les effets de torsion.
- Cette structure à un élancement très important de (33.8m), ce qui nécessite un contreventement mixte (portique+voile) dans les deux directions.

1.3- Choix du type de fondation :

- Les fondations d'une structure sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles sont choisies en fonction de :
 - - Capacité portante du sol : σ_{adm} ($\sigma_{adm}=1.5\text{bar}$).
 - La distance entre axe des poteaux ($l=3.00\text{m}$).
 - La charge transmise au sol
- Donc on adopte des semelles filantes croisées

1.4- Caractéristiques des matériaux:

1.4.1) Définition du béton armé :

Le béton armé est composé de: béton + acier de manière à équilibrer les efforts, car le béton résiste bien à la compression par contre il résiste mal à la traction, pour cela on ajoute l'acier qui a une grande résistance vis-à-vis la contrainte de traction.

1.4.2) Définition du béton :

Le béton est un matériau constitué de (ciment + sable + gravier + eau). La composition du béton pour 1m^3 :

- 350 kg/m³ de ciment.
- 400 litre de sable (5 mm).
- 800 litre de gravier (5 mm 025mm)
- 175 litre d'eau.

1.4.1.1) Résistance à la compression :

- Pour l'établissement des projets, le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (spécifiée); celle-ci notée f_{c28} , elle choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte :
- Essais de compression simple sur des éprouvettes dont les dimensions sont : normalisées ($\varnothing=16$, $h=32\text{cm}$).
- pour le béton d'un âge $j < 28$, la résistance à la compression est donnée par la formule :

$$f_{c_j} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \dots \dots \dots (I-1)$$

log: logarithme décimale.

J: < 28 jours (BAEL91).

On peut déterminer la résistance d'un béton à n'importe quel âge avec les formules suivantes :

$$f_{c_j} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ (M Pa) BAEL91} \dots \dots (1-2)$$

$$f_{c_j} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ (M Pa) BAEL91} \dots \dots (1-3)$$

f_{c28} : résistance caractéristique à 28 jours.

f_{c_j} : résistance caractéristique à "J" jours. Dans cette étude on prend :

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

1.4.2.2) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction est notée f_t est conventionnellement défini par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (1-4).$$

Avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$.

La masse volumique $\rho = 25 \text{ KN /m}^3$.

Module de déformation du béton E

- Instantané sous la contrainte normale d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de "j" jour le module de déformation longitudinale instantané du béton $E_{ij} = 11000 F_{Cj}^{1/3}$ (MPa)

$$\rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

- Différé; le module de déformation longitudinale différées du béton armée qui permet de calculer les déformations finales (instantanées augmentées au fluage) est donnée par $E_{vj} = 3700 F_{Cj}^{1/3} = 108188,65$

E) Le retrait: est un phénomène de raccourcissement du béton au cours du

durcissement suite à l'évaporation de l'eau .

F) Le fluage: est un phénomène de déformation qui augmente avec le temps sous l'effet d'une charge constante, sa valeur est limitée à l'ordre de 02 fois la déformation instantanée.

G) Coefficient de poisson c'est un rapport entre les déformations longitudinales

et transversale; il est pris égal à:

$$\gamma = 0.2 \text{ à L'ELS (pas de fissures).}$$

$$\gamma = 0 \text{ à L'ELU (béton fissuré).}$$

H) Diagramme contrainte de déformation du béton:

Aux états limités (E L U): Le diagramme contrainte déformation du béton suit une forme parabole rectangle et par mesure de simplification on utilise un diagramme rectangulaire.

La contrainte limite ultime du béton en compression F_{bc} est donnée par la formule suivante :

$$F_{bc} = 0.85 F_{c28} / \gamma_b.$$

F_{bc} = résistance du béton à la compression à L'ELU.

γ_b = coefficient de sécurité du béton

$$\rightarrow * \gamma_b = 1.5 \text{ cas général durable}$$

$$\rightarrow * \gamma_b = 1.15 \text{ cas accidentel}$$

a) diagramme parabole rectangle

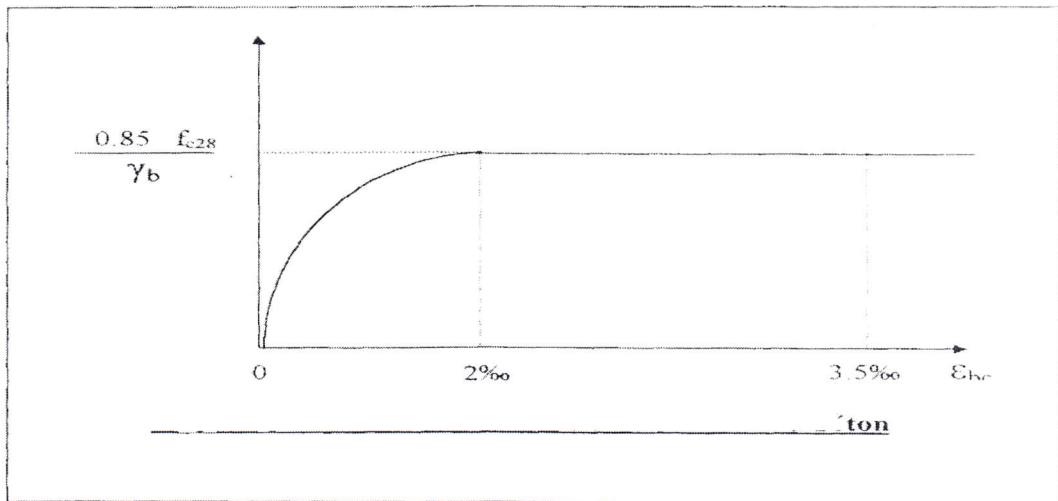


Fig. (1-1) : Diagramme contrainte déformation du béton

b) Diagramme contrainte déformation de calcul

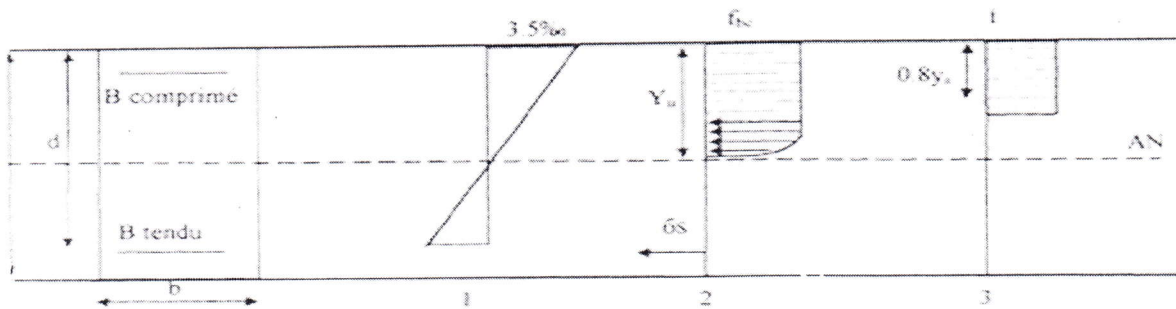


Fig. (1-2) : Diagramme contrainte déformation de calcul

- (01) Diagramme de déformation.
- (02) Diagramme de contrainte (parabole rectangle).
- (03) Diagramme de contrainte (rectangle simplifié)

1-2-3) Acier

Définition: l'acier est un alliage de fer + carbone en faible pourcentage; vu la faible résistance du béton à la traction; l'utilisation de l'acier devient indispensable pour la conception des constructions.

Les principaux aciers utilisés sont :

Utilisation	Nature	Nuance	Fe (MPa)
Armature longitudinale	Barre HA	Fe E 400	400
Armature transversal	Rondes lisses	Fe E 220	215
Dalle	Treilles soudés	TL E 500	500

Tab. (1-1) : Nuance des aciers

Avec :

Fe: Contrainte limite d'acier

Diagramme contraint de déformation des aciers

a) ELS:

On adopte le diagramme élastique linéaire suivant

E: module de Young $E = 2 \times 10^5$ MPa

ε_{es} : Déformation élastique

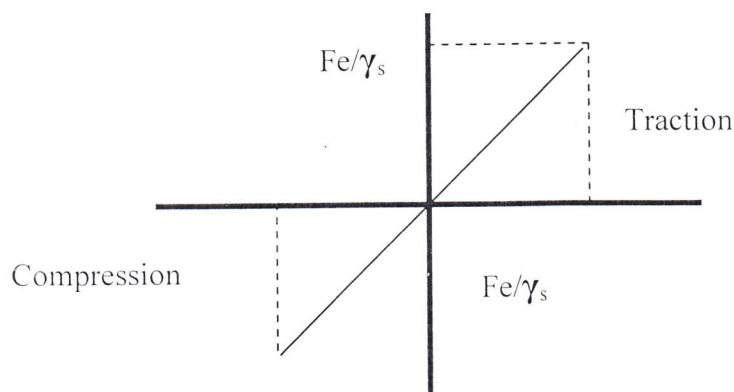


Fig. (1.3) : Le diagramme de compression est symétrique à celui de la traction par rapport à l'origine «0»

b) ELU

Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine "0" et on limite l'allongement des aciers à 10 % avec :

$$\varepsilon_{es} = F_e / \gamma_s E_s$$

γ_s : coefficient de sécurité.

$\Rightarrow \gamma_s = 1.15$ cas général durable

$\Rightarrow \gamma_s = 1.00$ cas accidentel.

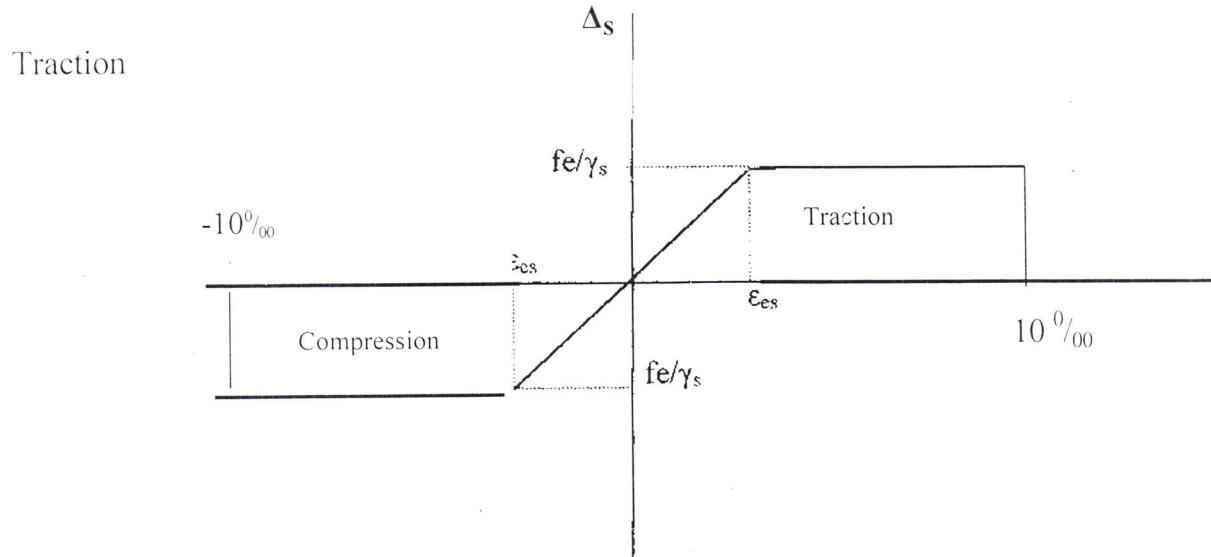


Fig. (1-4) Diagramme contrainte déformation de l'acier

1-4-3) Combinaison d'action :**1) Définition :**Actions:

Les actions sont l'ensemble des charges (force, couple) appliquées sur la structure

Sollicitations:

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous forme des forces, efforts et des moments (de flexion ou torsion)

Etat limite :

Un état limite est un état au-delà duquel ; la structure ou un élément de la structure ne répond plus aux fonctions pour les quelles elle a été conçue. On distingue 2 états :

- a) **ELU**: l'état limite ultime correspond à la perte d'équilibre statique (basculement); à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout de la perte de résistance (rupture) ; qui conduise à la ruine de l'ouvrage.
- b) **ELS**: c'est un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; cet état comprend ; les états limites de

fissurations et de déformation.

2) Combinaison des actions à L'ELU :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Qi} \times Q_l + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i \dots\dots\dots (1-5).$$

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_l = charge d'exploitation.

Q_i = charge d'accompagnement.

Ψ_0 Coefficient relatif aux charges d'exploitations.

$\gamma_{Qi} = 1,5$ cas général.

$\gamma_{Qi} = 1,35$ pour les cas suivants :

- La température.
- Les charges d'exploitations étroitement bornées.
- Les bâtiments agricoles a faible densité.

3) Combinaison des actions à L'ELS :

$$G_{max} + G_{min} + Q_l + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i \quad (1-6).$$

1.4.4) Contrainte limite du béton et de l'acier a L'ELS :

1-4-4-1) contrainte limite du béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

1.4.4.2) Contrainte limite de l'acier: elle est selon la fissuration :

- a) fissuration peut nuisible: par des vérifications.
 b) fissuration préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_e \\ 150\eta \end{array} \right. \text{ MPa} \dots\dots\dots (1-7) \left. \right\}$$

- c) fissuration très préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 f_e \\ 110\eta \end{array} \right. \text{ MPa} \dots\dots\dots (1-8) \left. \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration.

η : 1,0 pour les ronds lisses.

η : 1,6 pour les hautes adhérences (HA)

1.4.5) Hypothèses de calcul :**1.4.5.1) Hypothèse de calcul des sections à l'ELU .**

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation, et pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le diagramme de déformation de la section est linéaire.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression.
- L'allongement de l'acier est limité à 10 ‰
- Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des 03 pivots A,B ou C définis ci après (BAEL91) :
 - Domaine 01 : allongement de 10 ‰ de la fibre la plus tendue.
 - Domaine 02 : raccourcissement de 3.5 ‰ de la fibre la plus comprimée.
 - Domaine 03 : raccourcissement de 2 ‰ du béton à une distance la plus comprimée égale à $3h/7$.



Fig. (1-5) Diagramme des déformations limite d'une section (Règle des 3 pivots)

1.4.5.2) Hypothèse de calcul des sections à l'état limite de service :

- Les sections planes restent planes et pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le diagramme des contraintes est linéaire, c'est-à-dire l'acier et le béton ont un comportement élastique.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Dans n'importe quel projet le Pré dimensionnement est considéré comme une étape préliminaire très importante, le Pré dimensionnement se fait suivant BAEL 91 et les règles parasismiques algérienne.

2.1- Poutre :

1BAEL91

$$L/15 < H < L/10 \Rightarrow 0.18 < h < 0.27 \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

$$0.2H < B < 0.7H \Rightarrow 0.05 < h < 0.175 \Rightarrow 17.5 \text{ cm}$$

2RPA 2003

- 1) $b > 20 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$ ok
- 2) $h \geq 30 \text{ cm}$ on prend $h = 35 \text{ cm}$ ok
- 3) $h/b \leq 4 \Rightarrow 30/30 = 1$ ok
- 4) $b < (1.5h + b) \Rightarrow 30 < (1.5 * 0.3 + 0.3)$ ok
- 5) $c \leq \max(h/2, b/2)$ et $c = (b_1 - b_2)/2 \Rightarrow 0 < (30/2, 30/2)$

avec :

b_1, h_1 sont les dimensions du poteau
 L : portée entre nu $L_{\max} = 2.7 \text{ m}$

2.2- Chaînage :

-BAEL91 :

$$L/15 < H < L/10 \Rightarrow 0.18 < h < 0.27 \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

$$0.2H < B < 0.7H \Rightarrow 0.05 < h < 0.175 \Rightarrow 17.5 \text{ cm}$$

-RPA 2003 :

- 1) $b > 20 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$ ok
- 2) $h \geq 30 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$ ok
- 3) $h/b \leq 4 \Rightarrow 30/30 = 1$ ok
- 4) $b < (1.5h + b) \Rightarrow 30 < (1.5 * 0.3 + 0.3)$ ok
- 5) $c \leq \max(h/2, b/2)$ et $c = (b_1 - b_2)/2 \Rightarrow 0 < (30/2, 30/2)$

avec :

b_1, h_1 sont les dimensions du poteau
 L : portée entre nu $L_{\max} = 2.7 \text{ m}$

2.3- Poteau :

Les poteaux sont des éléments qui sont soumis a la compression simple ou a la flexion composée , leur fonction consiste a transmettre les efforts aux fondations puis au sol .

-BAEL91 :

$\lambda = Lf/i$ avec $i = \sqrt{I/B}$
 $I = bh^3/12$ et $B = hb$:section du béton

Donc $\lambda = 2\sqrt{3} * Lf < 50 \Rightarrow Lf/b < 14.45$
 $Lf = \mu * l^0 \Rightarrow Lf = 2.38m$
 $B = Lf/14.45 = 16.4cm$
 Alors $b = 30cm$

-RPA 99:

$Min(b ; h) > 25cm \Leftrightarrow (30, 40) > 25cm \dots \dots \dots ok$
 $1/3 < 0.75 < 3 \dots \dots \dots ok$
 donc on adopte des poteaux de

	Poteau	Poutre	Chainage
RDC 1,2	30x40	30x35	30x30
3,4,5	30x30	30x35	30x30

Tab. (2-1) : Récapitulatif des sections

2.4- Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, leurs fonctions consiste à :

- 1) transmettre les charges et surcharges aux poutres.
- 2) donne un support rigide et stable pour les revêtements
- 3) assure l'isolation thermique et phonique
- 4) sépare les niveaux entre eux.

$\Rightarrow L/25 < H < L/20$

tel que L est la portée entre nus d'appuis

$\Rightarrow 0.12 < h < 0.15$

on prend donc $H = 20cm$ soit $(16+4)cm$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement

Dans n'importe quel projet le Pré dimensionnement est considéré comme une étape préliminaire très importante, le Pré dimensionnement se fait suivant BAEL 91 et les règles parasismiques algérienne.

2.1- Poutre :

1BAEL91

$$L/15 < H < L/10 \Rightarrow 0.18 < h < 0.27 \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

$$0.2H < B < 0.7H \Rightarrow 0.05 < h < 0.175 \Rightarrow 17.5 \text{ cm}$$

2RPA 2003

- 1) $b > 20 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$ ok
- 2) $h \geq 30 \text{ cm}$ on prend $h = 35 \text{ cm}$ ok
- 3) $h/b \leq 4 \Rightarrow 30/30 = 1$ ok
- 4) $b < (1.5h + b) \Rightarrow 30 < (1.5 * 0.3 + 0.3)$ ok
- 5) $c \leq \max(h/2, b/2)$ et $c = (b_1 - b_2)/2 \Rightarrow 0 < (30/2, 30/2)$

avec :

b₁, h₁ sont les dimensions du poteau
 L : portée entre nu $L_{\max} = 2.7 \text{ m}$

2.2- Chaînage :

-BAEL91 :

$$L/15 < H < L/10 \Rightarrow 0.18 < h < 0.27 \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

$$0.2H < B < 0.7H \Rightarrow 0.05 < h < 0.175 \Rightarrow 17.5 \text{ cm}$$

-RPA 2003 :

- 1) $b > 20 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$ ok
- 2) $h \geq 30 \text{ cm}$ on prend $b = 30 \text{ cm}$ ok
- 3) $h/b \leq 4 \Rightarrow 30/30 = 1$ ok
- 4) $b < (1.5h + b) \Rightarrow 30 < (1.5 * 0.3 + 0.3)$ ok
- 5) $c \leq \max(h/2, b/2)$ et $c = (b_1 - b_2)/2 \Rightarrow 0 < (30/2, 30/2)$

avec :

b₁, h₁ sont les dimensions du poteau
 L : portée entre nu $L_{\max} = 2.7 \text{ m}$

2.3- Poteau :

Les poteaux sont des éléments qui sont soumis à la compression simple ou à la flexion composée, leur fonction consiste à transmettre les efforts aux fondations puis au sol.

-BAEL91 :

$$\lambda = Lf/i \quad \text{avec } i = \sqrt{I/B}$$

$$I = bh^3/12 \quad \text{et } B = hb : \text{section du béton}$$

$$\text{Donc } \lambda = 2\sqrt{3} * Lf < 50 \Rightarrow Lf/b < 14.45$$

$$Lf = \mu * I \Rightarrow Lf = 2.38m$$

$$B = Lf/14.45 = 16.4cm$$

$$\text{Alors } b = 30cm$$

-RPA 99:

$$\text{Min}(b ; h) > 25cm \Leftrightarrow (30, 40) > 25cm \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$1/3 < 0.75 < 3 \dots \dots \dots \text{ok}$$

donc on adopte des poteaux de

	Poteau	Poutre	Chainage
RDC 1,2	30x40	30x35	30x30
3,4,5	30x30	30x35	30x30

Tab. (2-1) : Récapitulatif des sections

2.4- Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, leurs fonctions consistent à :

- 1) transmettre les charges et surcharges aux poutres.
- 2) donner un support rigide et stable pour les revêtements
- 3) assurer l'isolation thermique et phonique
- 4) séparer les niveaux entre eux.

$$\Rightarrow L/25 < H < L/20$$

tel que L est la portée entre nus d'appuis

$$\Rightarrow 0.12 < h < 0.15$$

on prend donc H=20cm soit (16+4)cm

2.5- Escaliers :

Pour un bâtiment à usage d'habitation on a :

$$60\text{cm} < 2h + g < 66 \quad \text{soit } h = 17\text{cm} : \text{ hauteur de la marche}$$
$$g = 30\text{cm} : \text{ giron}$$

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par :

$$e = (L/30 ; L/20)$$

$$L = (n-1)g = 2.7\text{m}$$

$$\text{Tang}\alpha = H/L = 1.7/2.7 = 0.62 \Rightarrow \alpha = 32.19$$

$$L = 3.19\text{m}$$

$$\Rightarrow 10.63\text{cm} < e < 15\text{cm} \Rightarrow e = 12\text{cm}$$

CHAPITRE III : Descentes des charges

3.1- Introduction :

La descente des charges est la définition de la charge surfacique ramenée au mètre carré en plan horizontal en fonction des éléments constitutifs du plancher ou ce qui pourrait lui être assimilé

3.2- Charges et surcharges :

3.2.1) Plancher terrasse accessible

Charges permanentes

-	Revêtement y compris le lit de pose $e_p = 5\text{cm}$	1.2 KN/m ²
-	Isolation thermique en polystyrène $e_p = 4\text{cm}$	0.04 KN/m ²
-	Plancher en corps creux (16+4)cm	2.75 KN/m ²
-	Enduit en plâtre sous plafond $e_p = 2\text{ cm}$	<u>0.2 KN/m²</u>

$$G = 4.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitations

3.2.2) Plancher terrasse non accessible :

Charges permanentes

-	gravillon $e_p = 4\text{ cm}$	0.8KN/m ²
-	Etanchéité	1.2 KN/m ²
-	Forme de pente $e_p = 10\text{cm}$	2.2 KN/m ²
-	Isolation thermique en Polystyrène $e_p = 4$	0.03 KN/m ²
-	Plancher en corps creux (16 + 4) cm	2.75 KN/m ²
-	Enduit sous plafond $e_p = 2\text{ cm}$	<u>0.2 KN/m²</u>

$$G = 6.10 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q=1 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitations

3.2.3) Plancher étage courant :

Charges permanentes

-	Revêtement y compris le lit de sable $e_p = 5\text{ cm}$	1.2 KN/m ²
-	Plancher en corps creux (16+4)	1.2 KN/m ²
-	Cloison de réparation	1 KN/m ²
-	Enduit en plâtre sous plafond $e_p = 2$	<u>0.2 KN/m²</u>

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitations

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

3.2.4) Balcon :Charges permanentes

- Revêtement y compris le lit de sable $e_p = 5$ cm.....	1.13 KN/m ²
- Dalle en béton armé $e = 15$ cm.....	3.75 KN/m ²
- Enduit du ciment $e = 2$ cm,	0.40 KN/m ²
.....	
	$G_1 = 5.28$ KN/m ²

Charges d'exploitations

$$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

3.2.5) Escalier :Charges permanentes.**Paillasse**

- Revêtement y compris le lit de sable $e_p = 5$ cm.....	1.24 KN/m ²
- Dalle en béton armé $e = 12$ cm.....	3.48 KN/m ²
- Enduit du ciment $e = 2$ cm,	0.40 KN/m ²
- Marches.....	2.29 KN/m ²
.....	
	$G_1 = 7.3$ KN/m ²

Palier :

- Revêtement y compris le lit de sable $e_p = 5$ cm.....	1.29 KN/m ²
- Dalle en béton armé $e = 12$ cm.....	3.00 KN/m ²
- Enduit du ciment $e = 2$ cm,	0.40 KN/m ²
.....	
	$G_1 = 4.7$ KN/m ²

Charges d'exploitations

$$Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Mur maçonnerie :

-brique 10cm.....	0.9 KN/m ²
-brique 15cm.....	1.35 KN/m ²
- Enduit du ciment $e = 2$ cm,	0.40 KN/m ²
- Enduit du plâtre $e = 2$ cm,	0.15 KN/m ²
.....	
→	$G_1 = 2.8$ Kn/m ²

3.3- Vérification de la section d'un poteau :

- 1) On considère le poteau le plus sollicité qui est le(C4)
- 2) On détermine la surface prise par le poteau qui est de $9m^2$
- 3) On effectue le descente des charges (G+Q)
- 4) On détermine N_u, N_{ser}
- 5) On calcul à l'ELU , puis en fait la vérification à l'ELS.

*Surface du plancher revenant au poteau $(3 - 0.3) (3 - 0.3) = 7.29 cm^2$.

*Surface total $3 * 3 = 9 m^2$.

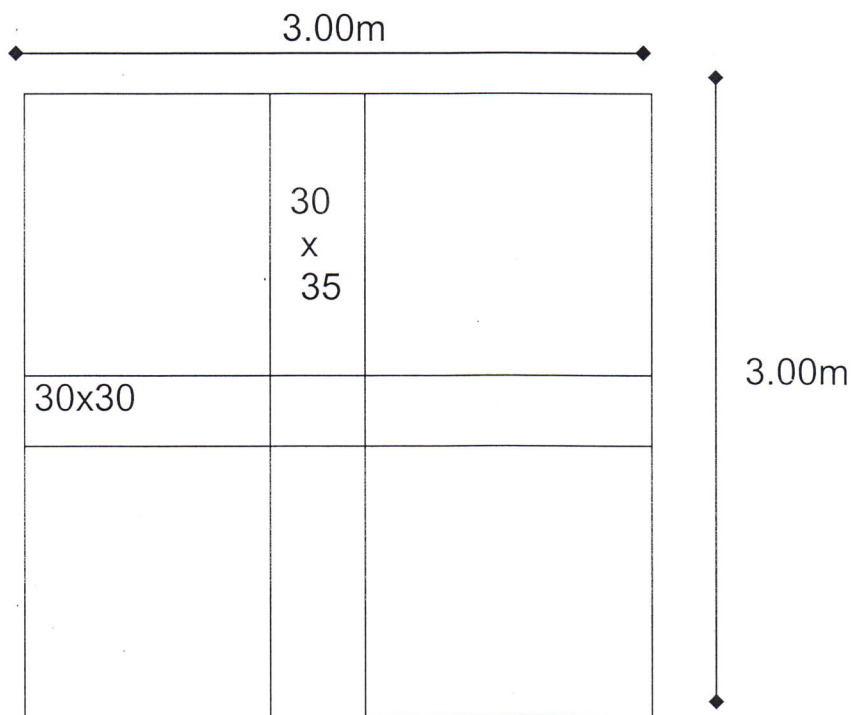


Fig.(3-1) : Représentation du poteau le plus sollicité (C-4)

Niveau	Section du poteau (cm ²)	Section de chaînage	Section des poutres (cm)	Poids du poteau (KN)	Poids du chaînage (KN)	Poids Des poutres (KN)	Poids de plancher (KN)	Poids Cumulé (KN)
5	30x30	30x30	30x35	7.65	6.1	7.88	30.55	50.4
4	30x30	30x30	30x35	7.65	6.1	7.88	37.54	57.39
3	30x30	30x30	30x35	7.65	6.1	7.88	37.54	57.39
2	30x40	30x30	30x35	10.2	6.1	7.88	37.54	59.94
1	30x40	30x30	30x35	10.2	6.1	7.88	37.54	59.94
RDC	30x40	30x30	30x35	10.2	6.1	7.88	37.54	59.94

Tab. (3-1) : Détermination des poids de chaque niveau.

3.4- Effort normal ultime d'un poteau .

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Nu = Nu + 10 \% Nu = 1.1 Nu$$

Niveau	G (KN)		Q (KN)		Nu (KN)	1.1 Nu (KN)
	G du niveau	G Cumulé	Q du niveau	Q Cumulé		
5 ^{eme}	50.4	52.4	13.5	13.5	88.29	97.12
4 ^{eme}	57.39	107.79	13.5	27	186.2	204.61
3 ^{eme}	57.39	165.18	13.5	40.5	283.74	312.12
2 ^{eme}	59.94	222.57	13.5	54	381.16	419.61
1 ^{er}	59.94	282.51	13.5	67.5	482.6	530.94
RDC	59.94	342.45	13.5	81	583.8	642.2

Tab. (3-2): Détermination de l'effort normal ultime de chaque niveau

* Selon le CBA 93(B,8,4,1) on doit effectuer la vérification suivante :

$$N_{ultime} \leq \alpha [(BrFc28/0.9 \gamma_b) + A f_e / \gamma_s]$$

Avec :

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$A = B/1000$$

B_r : Section réduite du béton.

α : coefficient fonction de l'élancement λ qui prend les valeurs suivantes :

$$1) \alpha = 0.85 / (1 + 0.2(\lambda / 35)^2) \dots \dots \dots \lambda < 50$$

$$2) \alpha = 0.6(50 / \lambda)^2 \dots \dots \dots 50 < \lambda < 70$$

Avec : $\lambda = Lf / i \dots \dots$ l'élancement mécanique.

Niveau	Section (cm ²)	A=B/1000 (cm ²)	Lf (m)	λ	α	Br (cm ²)	Nu (kn)	Nu' (kn)	Nu <
5 ^{eme}	30x30	0.900	2.38	27.48	0.756	784	97.12	9017.46	C.V
4 ^{eme}	30x30	0.900	2.38	27.48	0.756	784	204.61	9017.46	C.V
3 ^{eme}	30x30	0.900	2.38	27.48	0.756	784	312.12	9017.46	C.V
2 ^{eme}	30x40	1.2	2.38	20.61	0.794	1444	419.61	17427.6	C.V
1 ^{er}	30x40	1.2	2.38	20.61	0.794	1444	530.94	17427.6	C.V
RDC	30x40	1.2	2.38	20.61	0.794	1444	644.2	17427.6	C.V

Tab (3.3) vérification du poteau de chaque niveau

CHAPITRE IV : Calcul des éléments secondaires

4.1) Plancher à corps creux :

4.1.1) Détermination de la largeur de la table de compression :

$$b = \min \begin{cases} L / 2 = (60 - 8) / 2 = 26 \\ L / 10 = 300 / 10 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \boxed{b_1 = 26 \text{ cm}}$$

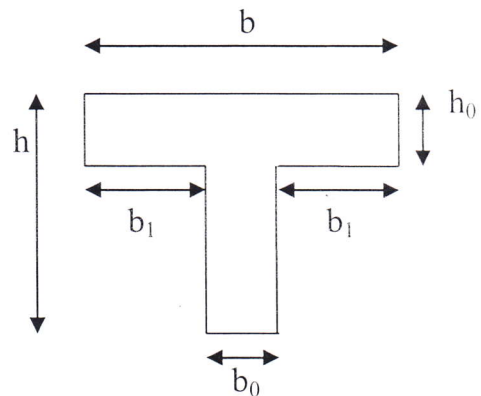


Fig. (4.1) : Poutrelle

L_0 = entrée axe des nervures

L = la portée de la nervure

Selon le BAEL 91 on a :

Soit $b_0 = 8 \text{ cm}$

$$0.3 d \leq b_0 \leq 0.5 d \quad \Rightarrow \quad 5.4 \leq b_0 \leq 9 \text{ cm}$$

Soit $b_0 = 8 \text{ cm}$

$$\text{Donc } b = 2 b_1 + b_0 \quad \Rightarrow \quad b = 26 \times 2 + 8 = 60 \text{ cm}$$

4.1.2) Charges appliquées sur la nervure

Il y'a trois type de plancher à étudié

a) plancher terrasse accessible :

$$\text{ELU} : L_u = (1.35 G + Q) 0.6 = 4.744 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} / P_s = (G + O) 0.6 = 3.42 \text{ KN/m}^2$$

b) plancher terrasse non accessible :

$$\text{ELS} = l_u (1.35 G + Q) 0.6 = 5.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} = P_s = [G + Q] 0.6 = 4.26 \text{ KN/m}^2$$

c) Plancher étage courant :

$$\text{ELU} : P_u = (1.35 G + 1.5 Q) 0.6 = 5.52 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} / P_s = (G + Q) 0.6 = 3.99 \text{ KN/m}^2$$

4.1.3) Calcul des sollicitations :

D'après le BAEL 91 on utilise la méthode forfaitaire si les conditions sont vérifiées.

Méthode forfaitaire :

- Conditions d'application :

$$1) - \text{la charge d'exploitation } G \leq \begin{cases} 2 G \\ \Rightarrow 5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

2) – le moment d'inerte est constant le long de la travée.

3) – le rapport entre les travées successives est compris entre 0.8 et 1.

4) – la fissuration est peu nuisible.

- Exposé de la méthode :

On désigne chaque travée par :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$1) \frac{M_t + M_w + M_e}{2} \geq M_{max} \begin{cases} 1.05 M_o \\ \Rightarrow (M + 0.3 \alpha) M_o \end{cases}$$

$$2) M_t \geq \begin{cases} \frac{1.2 + 0.3 \alpha}{2} M_o & \text{si la travée est de rive} \\ \frac{1 + 0.3 \alpha}{2} M_o & \text{si la travée est intermédiaire} \end{cases}$$

3) pour les appuis.

$$M_a \geq 0.6 M_o \quad \text{poutre à 2 travées}$$

$$M_a \geq 0.5 M_o \quad \text{appuis voisins des appuis de rives}$$

$$M_a \geq 0.4 M_o \quad \text{appuis intermédiaires}$$

$$M_a \geq 0.2 M_o \quad \text{appuis de rives.}$$

M_t : moment en travée

M_w : moment max sur l'appui gauche

M_e : moment max sur l'appui droit

M_a : moment sur l'appui

M_o : moment isostatique $M_o = \frac{P_u L^2}{8}$ (KN x m)

$$T_w = T_o + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_w = -T_e + \frac{M_w - M_e}{L} = \frac{PL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec : T_w T_e : les efforts tranchants à gauche et à droite de la travée considérée

- Vérification des conditions d'application de la méthode :

Pour les 3 types de planchers il y'a

- 1) fissuration peu nuisible OK
- 2) inertie constante OK
- 3) $0.8 < \frac{L_{i-}}{L_{i+1}} = 1 < 1.25$ OK

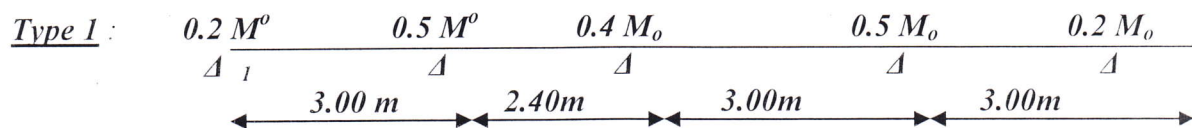
A) plancher terrasse accessible :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 2G = 8.38 \text{ KN/m}^2 \text{ OK}$$

$$\text{Coefficient } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.263$$

1. $(1 + 0.3\alpha) = 1.08$
2. $(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.639$
3. $(1 + 0.3 \alpha) / 2 = 0.539$

Il y'a 2 types de nervures :



Travée	M_o (KN/m)	M_t (KN/m)	M_w (KN/m)	M_e (KN/m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	5.34	3.9	1.068	2.67	6.58	-7.47
2-3	3.42	2.67	2.14	5.91	5.91	-5.47
3-4	5.34	3.36	2.14	2.67	6.94	-7.29
4-5	5.34	3.9	2.67	1.068	7.65	-6.582

Tab (4.1) Différence des sollicitations dans la poutre à L'ELU

Travée	M_o	M_t	M_w	M_e	T_w	T_e
1-2	3.84	2.80	0.77	1.92	3.29	-4.06
2-3	2.46	0.92	1.92	1.54	3.09	-3.58
3-4	3.84	2.41	1.54	1.92	3.54	-3.8
4-5	3.84	2.80	1.92	0.77	4.06	3.8

Tab (4.2) : Différentes sollicitations dans la poutrelle a L'ELS

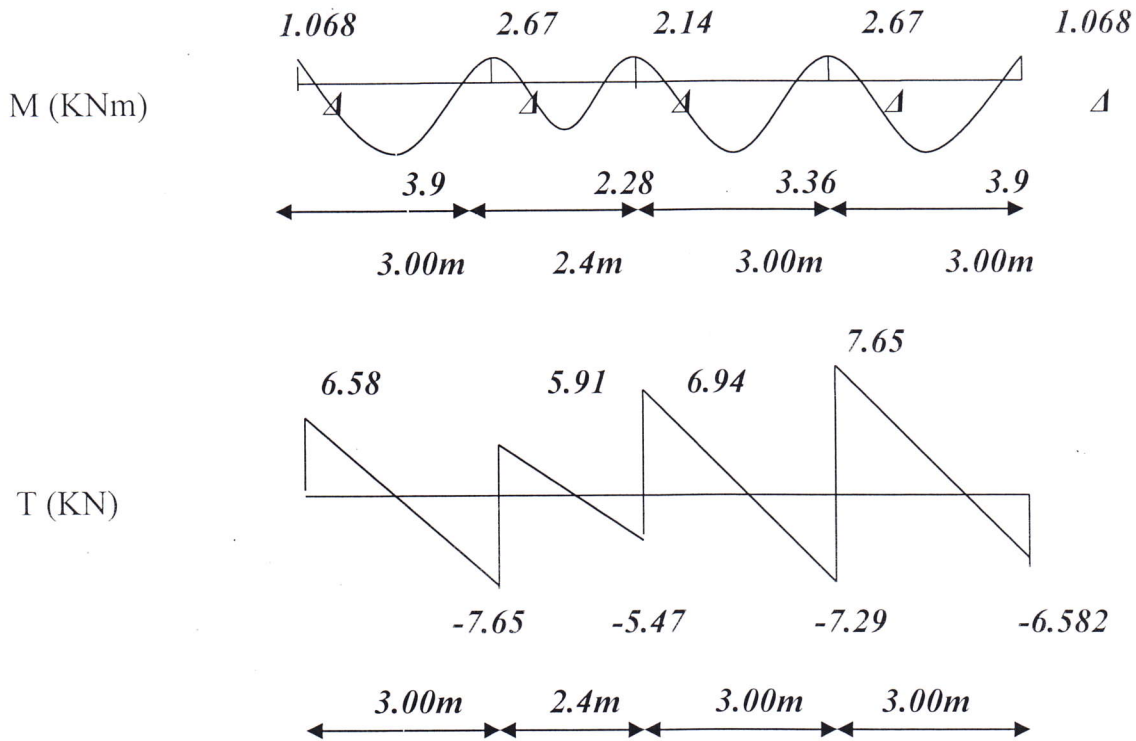
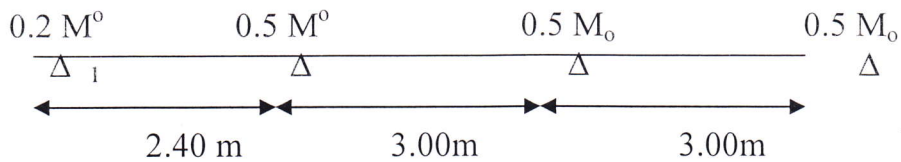


Fig.(4.2) : Diagrammes de sollicitations à ELU

Type 2 :



Travée	M_o	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1-2	3.42	1.068	2.67	2.18	5.03	-6.36
2-3	5.34	2.67	2.67	3.1	7.12	7.12
3-4	5.34	2.67	1.068	3.89	7.65	-6.58

Tab (4.3) : Différentes sollicitations dans la poutrelle à l'état lente ultime.

Travée	M_o	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1-2	2.46	0.49	1.92	1.45	3.51	-4.69
2-3	3.84	1.92	1.92	2.23	5.13	-5.13
3-4	3.84	1.92	0.77	2.80	5.51	-5.80

Tab (4.4) : Différentes sollicitations dans la poutrelle a L'ELS

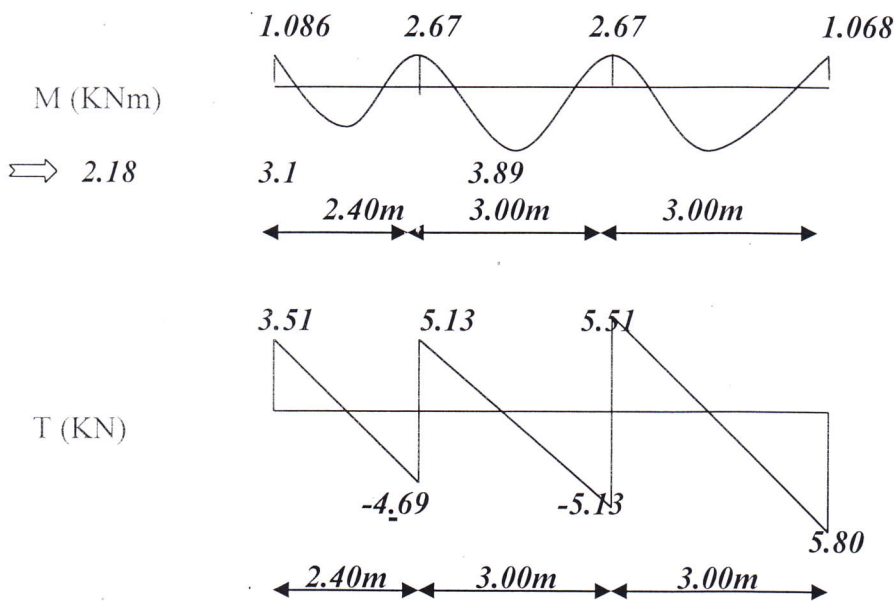


Fig.(4.3) : Diagrammes de sollicitations à ELU

B) plancher étage courant :

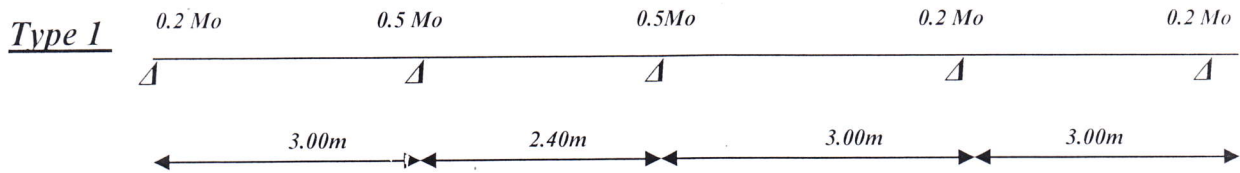
$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad 2 G = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Coefficient } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{(1.5 + 5.15)} = 0.225$$

$$\alpha \Rightarrow (1 + 0.3 \alpha) = 1.08$$

$$\alpha \Rightarrow (1.2 + 0.3 \alpha)/2 = 0.638$$

$$\alpha \Rightarrow \frac{1.0 + 0.3\alpha}{2} = 0.538$$



Travée	Mo	Mw	Me	Mt	Tw	Te
1-2	6.21	1.24	3.11	4.53	7.66	-89
2-3	3.98	3.11	2.84	1.32	6.73	-6.51
3-4	6.21	2.84	3.11	3.73	8.19	-8.37
4-5	6.21	3.11	1.24	4.53	8.9	-7.66

Tab (4.5) : Différentes sollicitations dans la poutrelle à L'ELU.

Travée	Mo	Mw	Me	Mt	Tw	Te
1-2	4.48	0.89	2.24	2.8	5.54	-6.44
2-3	2.87	2.24	1.79	0.61	4.98	-4.6
3-4	4.48	1.79	2.24	2.40	5.83	-6.14
4-5	4.48	2.24	0.89	2.80	6.44	-5.54

Tab (4.6) : Différentes sollicitations dans la poutre à L'ELS.

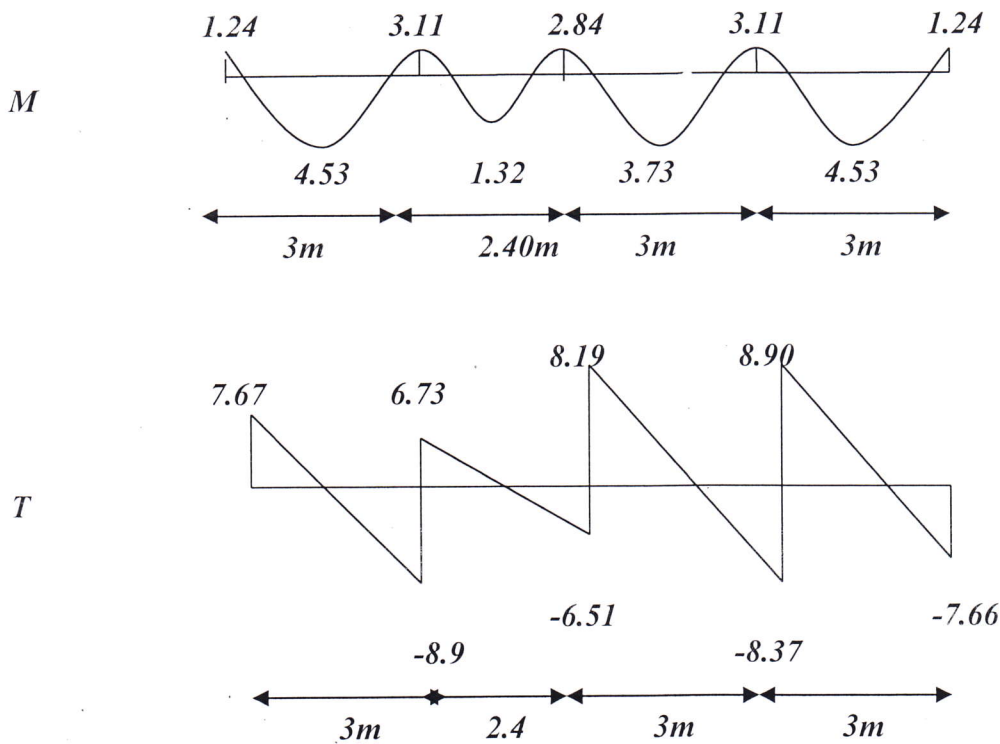
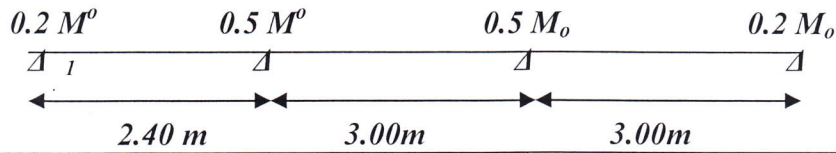


Fig.(4.4) :Diagrammes de sollicitation à l'ELU

Type 2 :



Travée	M_o	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1-2	3.42	1.068	2.67	2.18	5.03	-6.36
2-3	5.34	2.67	2.67	3.1	7.12	-7.12
3-4	5.34	2.67	1.068	3.89	7.67	-6.58

Tab (4.7) : Différentes sollicitations dans la poutrelle a ELS.

Travée	M_o	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1-2	2.46	0.49	1.92	1.45	3.51	-4.69
2-3	3.84	1.92	1.92	2.23	5.13	-5.13
3-4	3.84	1.92	0.77	2.80	5.51	-5.8

Tab (4.8) : Différentes sollicitations dans la poutrelle a L'ELS.

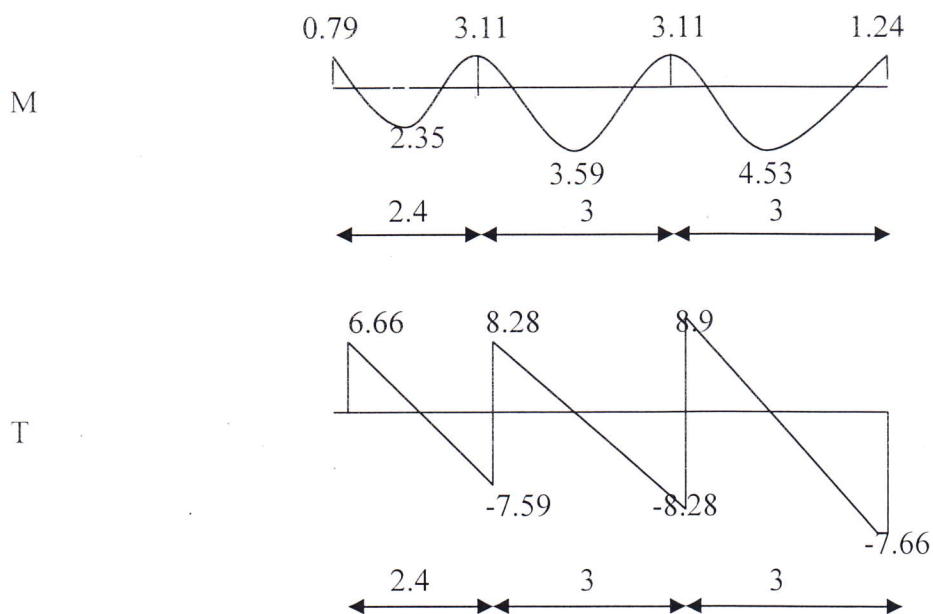
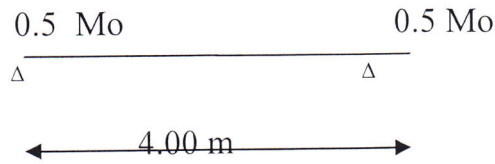


Fig. (4-5) : Diagrammes de sollicitation à l'ELU

C) Plancher terrasse non accessible .

Type 1 :



	Travée	Mt	Ma	Ta
ELU	1-2	11.68	5.84	11.68
ELS	1-2	8.52	4.26	8.52

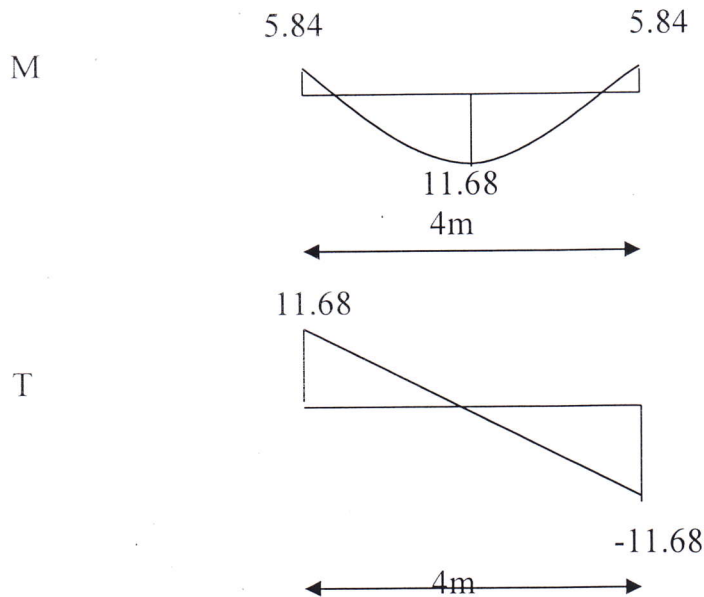


Fig. (4-6) : Diagrammes des sollicitations à l'ELU

4.1.4) Calcul du ferrailage :

Exemple de calcul : nervure type 1 du plancher terrasse inaccessible.

Bilan des forces : cas le plus défavorable.

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 Mt = 11.68 \text{ KN/m} \\
 Ma = 5.84 \text{ KN/m} \\
 T = 11.68 \text{ KN/m}
 \end{array} \right.
 \end{array}
 \qquad
 \begin{array}{l}
 \text{ELS} \\
 \left\{ \begin{array}{l}
 Ma = 4.26 \text{ KN/m} \\
 Mt = 8.52 \text{ KN/m} \\
 T = 8.52 \text{ KN/m}
 \end{array} \right.
 \end{array}$$

1.4.A- En appuis :

$$Mu = 5.84 \text{ KN/m} :$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 d^2 f_{bu}} = (5.84 \cdot 10^3) / (8.18 \cdot 11.33) = 0.198$$

$$Z = d [1 - 0.4 \alpha]$$

D'où :

$$As = \frac{Mu}{Z_b \sigma_{st}} = \frac{5.84 \cdot 10^3}{0.158 \cdot 348} \Rightarrow As = 1.06 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes à L'ELS :Position de l'axe neutre :

$$f(h_0) = \frac{b \cdot h_0^2}{2} - n A (d - h_0) = -1080.8$$

$$f(h_0) < 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre est dans la nervure donc c'est une section en T}$$

$$b_0 Y^2 + [(b - b_0) h_0 + n A] y \left[\frac{-(b - b_0) h_0}{2} + n A d \right] = 0$$

$$8y^2 + 223.9 y - 190.8 = 0$$

$$\Delta = 52208.01$$

$$\Rightarrow Y = 0.57 \text{ m} = 5.74 \text{ cm}$$

L'inertie :

$$I = 5788.631 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

$$K = \frac{Ma}{I} \Rightarrow K = 94.66 \text{ Mpa/m}$$

$$\sigma_{bc} = Ky$$

$$\sigma_{bc} = 94.66 \times 5.74 = 5.43 \text{ Mla}$$

$$\sigma_{bc} = 5.43 \text{ Mla} \leq \sigma_{bc} = 11.33 \text{ Pma} \quad \text{OK}$$

4.4.B- En travée :

$$Mu = 11.68 \text{ KN.m}$$

$$Fb = b h_0 F_{bu} \Rightarrow F_{bc} = 271.2 \text{ KN}$$

$$Z_b = d - h_o 0.5 \implies Z_b = 16 \text{ cm}$$

$$M_{tu} = Z_b \cdot F_{bc} \implies M_{tu} = 43.39 \text{ KN.m}$$

Donc $M_u \leq M_{tu} \implies$ calcul d'une section rectangulaire d'une largeur $b = 60 \text{ cm}$

$$M_{bu} = \frac{M_u}{B d^2 F_{bu}}$$

	Mu	M	α	β	(cm ²)	A _s adp	Choix d'armature
Valeurs	11.68	0.053	0.972	0.068	0.972	3.14	4T10

Tab.(4-9) : Ferrailage des poutrelles

4.1.5) Vérifications

1.5.A- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b d}{f_e} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.12 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

1.5.B- Vérification de la contrainte à l'ELS

Position de l'axe neutre :

$$F(h_o) > 0$$

$$\frac{B Y^2}{2} + n A_y - n A d = 0 \iff 30 y^2 + 37.95 Y - 683.1 = 0$$

$$\implies y = 4.181 \text{ cm}$$

Calcul d'inertie :

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2 = 8708.85 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

$$K = M_t / I \implies k = 132.11 / \text{m}$$

$$\sigma_{bc} = K Y = 5.60$$

$$\sigma_{bc} = 5.60 < \overline{\sigma_{bc}} = 14.20 \quad \text{OK}$$

Les tableaux suivants représentent le ferrailage des autres types

- *Terrasse accessible :*

Poutrelle	Ferrailage	M_{\max} KN m	T_{\max} KN	A_S calculé cm^2	A_S Adopté cm^2	Choix des armatures
Type I	En travée	3.9	7.29	0.63	2.36	3 T10
	En appui	2.67		0.451	0.79	2 T10
Type II	En travée	3.89	7.12	0.63	2.36	3 T10
	En appui	2.67		0.451	0.79	2 T10

Tab (4.10) Ferrailage des poutrelles du plancher terrasse accessible

- *Etage courant*

Poutrelle	Ferrailage	M_{\max} KN m	T_{\max} KN	A_S calculé cm^2	A_S Adopté cm^2	Choix des armatures
Type I	En travée	4.53	8.9	0.73	2.36	3 T10
	En appui	3.11		0.53	0.79	2 T10
Type II	En travée	4.53	8.9	0.73	2.36	3 T10
	En appui	3.11		0.53	0.79	2 T10

Tab (4.11) Ferrailage des poutrelle du plancher étage courant

- *Terrasse non accessible :*

Poutrelle	Ferrailage	M_{\max} KN m	T_{\max} KN	A_S calculé cm^2	A_S Adopté cm^2	Choix des armatures
Type I	En travée	11.68	11.68	1.92	2.32	3 T10
	En appui	5.84		1.06	1.13	2 T12

Tab (4.12) Ferrailage des poutrelle plancher terrasse non accessible

1.5.C) Vérification et calcul des éléments transversaux :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = T_{\max} / (b_0 d) \quad \tau_u = 0.811$$

$$\tau_u = 0.811 < \tau_u = 2.66 \quad \longrightarrow \quad \text{OK}$$

Donc les armatures transversales sont de construction

b) Calcule des armatures transversales :

B1) Section d'armature : D'après le BAEL 91

$$\varnothing_t \leq \min (h/35 ; b_0 / 10 ; \varnothing_e)$$

\varnothing_e : Représente le diamètre minimale des armatures tendues du 1^{er} lit maintenu par des cadres

$$\varnothing_t = 0.571 \text{ cm} = 5.71 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 \varnothing 6 = 0.56 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit } \varnothing = 6 \text{ mm}$$

B2) Condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{min} = \max (\tau_u / 2 ; 0.40) fe$$

$$A_b = 0.56 \text{ cm}^2 > 0.101 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

B3) Espacement des armatures d'après le BAEL 91 :

$$St \leq \min (St_1 ; St_2 ; St_3) \text{ avec}$$

$$St_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9 d \\ 40 \text{ cm} \\ 1.5 \varnothing_{t \min} = 0 \end{array} \right. \longrightarrow A' = 0$$

$$St_1 = 16.2 \text{ cm}$$

$$St_2 = (A_t fe) / (0.4 b_0) = 0.56 \times 400 / 0.4 \longrightarrow St_2 = 70 \text{ cm}$$

$$St_3 = [(0.9 A fe) / (\delta_S b_0)] \times (\tau_u - 0.3 f_{t28}) = 59.38 \text{ cm}$$

Donc

$$St \leq \min (16.20 \text{ cm} ; 70 \text{ cm} ; 59.38 \text{ cm})$$

$$\text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

B4) Pourcentage minimale des armatures :

$$A_t fe / (St b_0) \geq 0.4$$

$$(0.56 \times 235) / (15 \times 8) = 1.09 > 0.4 \dots \dots \dots \text{ok}$$

c) Vérification de la flèche

Les déformations doivent rester suffisamment faibles pour ne pas causer de problème dans les éléments porteurs et ne pas endommager les revêtements et les cloisons.

- ELS
 - $h/l \geq 1/16$1
 - $h/l \geq (M_S/10) M_0$2
 - $A_S/(b d) \leq 4.2 / f_e$3

Calcul de (1 ; 2 ; 3)

La condition (1) n'est pas vérifiée alors il faut que

$$f \leq 1/500 = 0.002 \text{ m}$$

$$f = (5 Pl^4) / (384 E_i) \implies f = 0.0013 \text{ m}$$

$$E_i = 32164.2$$

$$f = 8.55 \times 10^{-5} \text{ m} < 0.002 \text{ m}$$

4.2) Balcon :

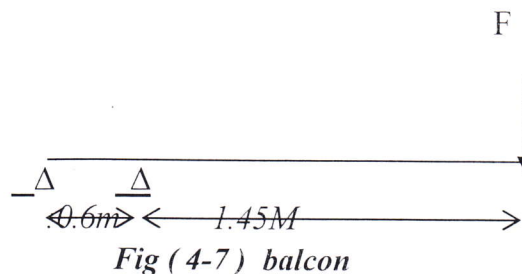
Le balcon est une console en dalle pleine qui a les dimensions suivantes:

Type1 :

- 1) Epaisseur égale à 0.15 m
- 2) Largueur égale à 1.00 m
- 3) Longueur égale à 1.45 m

4.2.1) Charges

a) Dalle :



$G_1 = 5.28 \text{ KN/m}^2$
 $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$

b) Mur:

- 1) Mur e = 15 cm 3.11 KN
- 2) Enduit e = 2 cm 1.2 KN

$F = 4.31 \text{ KN}$

4.2.2) Calcul des sollicitations :

a) **ELU**

$P_{u1} = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 \cdot 5.28 + 1.5 \cdot 3.5 = 12.37 \text{ KN/m}^2$
 $f_u = 1.35 \cdot F = 1.35 (4.31) = 5.87 \text{ KN/m}$

b) ELS

$$P_{S1} = G_1 + Q_1 = 5.28 + 3.5 = 9.32 \text{ KN/m}^2$$

$$F_S = F = 4.31 \text{ KN}$$

$$M(x) = -P \frac{X^2}{2} - FX$$

$$T(x) = -PX - F$$

X	X = 0.00 m		X = 1.45 m	
	ELU	ELS	ELU	ELS
11 (x) KN/m	0	0	-22.29	-16.11
T (x) (KN)	-5.87	-4.35	-24.88	-17.86

TAB (4.13) : Valeurs des moments et des efforts tranchants.

4.2.3) Calcul du ferrailage à l'ELU

Acier: $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Béton: $f_{c28=25} \text{ MPa}$, $\sigma_b = 1.5$, $B_b = 14.2 \text{ MPa}$

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 15 \text{ cm}$, $d = 13 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	MU KN	M	B	A_s (cm^2)	A_s (cm^2)	Amin. Cm^2	A adp Cm^2
à l'appui	22.29	0.0928	0.951	5.17	0.00	1.3	5 HA12 5.56

TAB (4.14) : Calcul des sections d'acier.

- Espacement des armatures longitudinales:

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{on prend } st = 15 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq A/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2. \text{ On adopte donc } A_{R=4H A8} = 1.50 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures de répartition**

$$St \leq \text{Min} [4h = 60 \text{ cm}, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$$

On prend alors $St = 25 \text{ cm}$

4.2.4) Vérification :

1) **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier $T_u < T_u$:

$$T_u = \frac{T_{U_{MAX}}}{bd} = \frac{24.8810^3}{1000 \times 130} = 0.19 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow T_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow T_u = 0.19 \text{ MPa} < T_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

2) **Vérification l'ELS :**

Selon les règles du BAEL 91, pour les sections rectangulaires soumises à la flexion simple.

Il faut vérifier la formule suivante

$$\alpha = y/d \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 0.146 \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S} = 1.38$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.146 \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 \dots \dots \dots \text{OK}$$

\Rightarrow La contrainte du béton est vérifiée.

3) **Vérification de la flèche :**

$$a) \quad h/L > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.15 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$b) \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \leq \frac{5.65}{100 \times 13} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$\Rightarrow 0.004 < 0.01 \quad \text{OK}$$

Type 2 :

C'est une dalle pleine de 15 cm d'épaisseur et 1.45 m de largeur sur 1.00 m de longueur.

1- Charges et surcharges

a) Dalle

$$G_1 = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

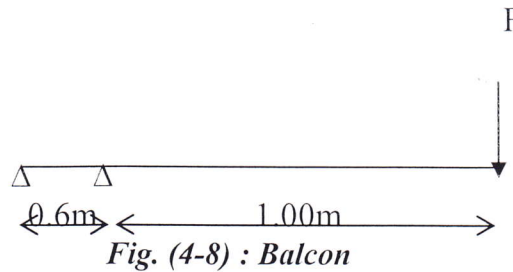
b) Mur

$$F_{\text{mur}} = 13.8 \text{ KN}$$

$$G_1 = 13.8 + 5.28 = 19.1 \text{ KN/m}$$

c) Charge concentrées (mur)

$$F_{\text{mur}} = 13.8 \text{ KN}$$



2- Calcul des sollicitations :

1) E L U

$$P_a = 1.35 G_1 + 1.5 Q_1 = 1.35 [19.1] + 1.5 [3.5] = 31.03 \text{ KN/m}$$

$$F_u = 1.35 \times F = 18.63 \text{ KN}$$

2) E L S

$$P_U = G_1 + Q_1 = 19.1 + 3.5 = 22.6 \text{ KN/m}_L$$

$$F_S = F = 13.8 \text{ KN}$$

$$T_X = F + P X$$

$$M(x) = - P \frac{X^2}{2} - F X$$

X	X = 0.00 m	X = 0.00 m	X = 1.00 m	X = 1.00 m
	E L U	E L S	E L U	E L S
M (KN/m)	0	0	- 34.15	- 25
T (KN)	- 18.63	- 13.8	- 49.66	- 36.4

Tab (4.15) Valeurs des sollicitations.

3- Calcul du ferrailage :

1) E L U

Acier

$$F_e = 400 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.15 ; \sigma_s = 0.15 ; \sigma_c = 31.8 \text{ Mpa}$$

Béton

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 ; \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	M_u (KN/m)	μ	β	\dot{A}_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²) mini	A adp (cm ²)
à l'appuis	34.15	0.17	0.906	0.00	8.33	1.34	8H A 12 9.05 cm ²

Tab (4.16) Calcul des sections d'acier.

- Espacement des armatures longitudinales.

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{on prends } St = 20 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} \leq 5 \text{ min} = \text{Min} [3 h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm}$$

- Armatures de répartition

$$A_R \geq A/4 = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adoptera alors } A_R = 5 \text{ H A } 8 \iff 2.51 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures de répartition.

$$St \leq \text{Min} [4 h = 60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm}$$

On prend alors $St = 25 \text{ cm}$.

4- Vérification :

4.1- Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier $T_u \leq T_u$

$$T_u = \frac{T_{u \max}}{Bd} = \frac{49.66 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.382 \text{ Mpa}$$

$$T_u = 0.07 f_{c28} / \gamma_B = 0.007 \cdot 25 / 1.5 = 0.93 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow T_u = 0.39 \text{ Mpa} < T_u = 1.16 \text{ Mpa} \text{ OK}$$

4.2- Vérification à L'ELS :

Selon les règles du BAEL 91, il faut vérifier la formule suivante:

$$\alpha = \gamma / d \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = 0.234$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{34.15}{25.1} = 1.36$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.234 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0.38 \quad \text{OK}$$

Donc la contrainte du béton est vérifiée.

4.3- Vérification de la flèche :

$$\text{a) } \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad 0.15 \geq 0.0625 \quad \text{OK}$$

$$\text{b) } \frac{A_s}{bxd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{9.05}{100 \times 13} < \frac{4.2}{400}$$

$$\Rightarrow \quad 0.006 < 0.01 \quad \text{OK}$$

4.3) Acrotère

L'acrotère est un élément décoratif de protection contre les eaux pluviales qui travaille à la flexion composée conçu pour contourner le bâtiment ; il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse et il est soumis à :

- a) son poids propre.
- b) une charge d'exploitation évaluée à 1 KN/m^2 due à la main courante.

4.3.1) Evaluation des charges.

a) Charge permanente :

poids propre de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) = 0.07 \text{ m}^2$$

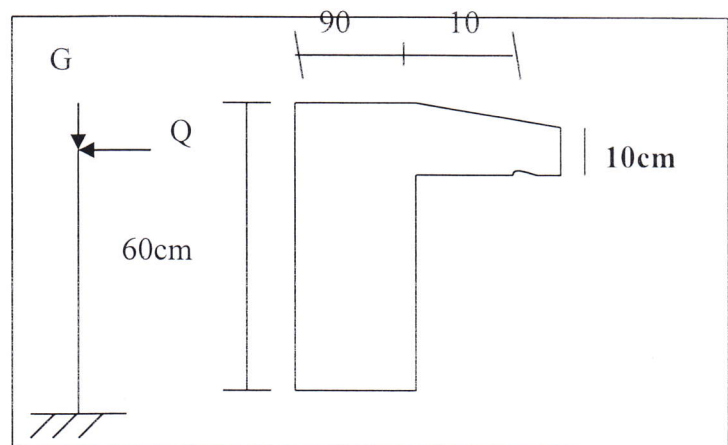


Fig (4.9) : l'acrotère

$$G_1 = 25 \times S = 25 \times 0.07 = 1.75 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$L = 0.6 + 0.2 + 0.10 + 0.10 + 0.5 = 5 \text{ m}$$

$$G_2 = 0.18 \times 1.5 = 0.27 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = G_1 + G_2 = 1.75 + 0.27 = 2.02 \text{ KN/ml}$$

b) surcharge d'exploitation :

La surcharge de l'acrotère pour une terrasse non accessible est de $Q = 1 \text{ KN/ml}$

4.3.2) Calcul de l'acrotère :

1) ELU

$$N_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q = 1.35 \times 2.02 + 1.5 \times 1 = 2.727 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.35 \times M_G + 1.5 \times M_q = 1.35 \times (1 \times 0.6) = 0.9 \text{ KN.m}$$

2) ELS

$$N_{ser} = 2.02 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = MG + MQ = Mq = Q h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

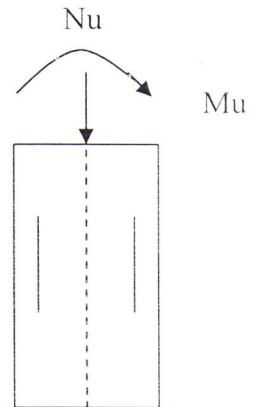


Fig. (4-10) : Sollicitations sur l'acrotère

4.3.3) Calcul de l'excentricité :

$$Mu = 0.9 \text{ KN.m} \quad / \quad N_U = 2.727 \text{ KN} \quad / \quad h = 10 \text{ cm} \quad / \quad d = 8 \text{ cm} \quad / \quad c = 2 \text{ cm} \quad / \quad b = 100 \text{ cm.}$$

$$e = \frac{M_u}{N_U} = \frac{0.9}{2.727} = 0.330 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

$$Y = \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$

$e = 33 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

N_u de compression > 0

$$M_{as} = N_u * e_a = M_u + N_u (d - h/2)$$

$$e = e + (d - h/2) = 36 \text{ cm}$$

M_{as} : est un moment fictif qui donne une section fictive d'acier

$$M_{as} = N_u \times e_a = 2.727 \times 36 \times 10^{-2} = 0.981 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_{as} / (bd^2 f_{bc}) = 0.981 \times 10^5 / (100 * 8^2 * 1420) = 0.016$$

$$\rightarrow \alpha = \frac{\sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.016 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 = 0.994$$

$$A_l = M_{AS} / \beta d \sigma_s = 0.354 \text{ cm}^2 \text{ (AH)}$$

$$A_L = M_{AS} / \beta \sigma_s = 059 \text{ cm}^2 \text{ (acier doux)}$$

$$A_{as} = A_{al} - N_u / \sigma_s = 0.590 - 2.727 \cdot 10^3 / 20400 = 0.490 \text{ cm}^2$$

4.3.3.1- Vérification

La contrainte de non fragilité

$$A_{s \min} = \frac{23 * b * d * f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 * 10.0 * 8 * 1.8}{400} = 0.8280 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On prend } 6T8 = 1.7 \text{ cm}^2$$

4.3.3.2- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.7}{4} = 0.43 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On prend } 3 T 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

c) contrainte de cisaillement

$$T_u = v_u / b d \text{ tel que } V_U = 1.5 \times Q \times l = 1.5 \text{ KN}$$

$$u = v_u / b d = 1.5 / (0.1 \times 0.8) = 18.75 \text{ KN/m}^2$$

$$T = \min (0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}) = 2 \text{ Mpa}$$

$$D'où T_u = 0.0187 \text{ MP}_a \leq T_u = 2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Ok}$$

4.3.3.3- Vérification à L'ELS

$$N_{ser} = 2.02 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$E_o = M_{ser} / N_{ser} = \frac{0.6}{2.02} = 0.297 \text{ cm} = 29.7 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre .

Calcul de la distance C : distance entre le centre de pression C e_a
la fibre la plus comprimée de la section

$$C = d - e_a$$

$$E_A = (d + e_o - \frac{h}{2}) = (8 - 29.7 - 5) = 32.7 \text{ cm}$$

$$C = d - \frac{(d + e_o - h/2)^2}{2} = 8 - \frac{(8 + 29.7 - 10)^2}{2} = 24.7 \text{ cm}$$

$$SI \begin{cases} N_{ser} > 0 \\ C < 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Si \ e_A > d \rightarrow (C \text{ est à l'extérieur de la section}) \\ Si \ e_A < d \rightarrow (C \text{ est à l'intérieur de la section}) \end{cases}$$

On pose alors $y_{ser} = y_c + c$

$$Y_{ser} = y_{c1} - c = 26.68 - 24.7 = 1.98 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} = y_{c2} - c = 48.46 - 24.7 = 23.76 \text{ cm}$$

$$Y_{ser} = y_{c3} - c = 21.954 - 24.7 = -2.746 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on prend } \begin{cases} Y_{ser} = 1.98 \text{ cm} \\ Y_c = 26.68 \end{cases}$$

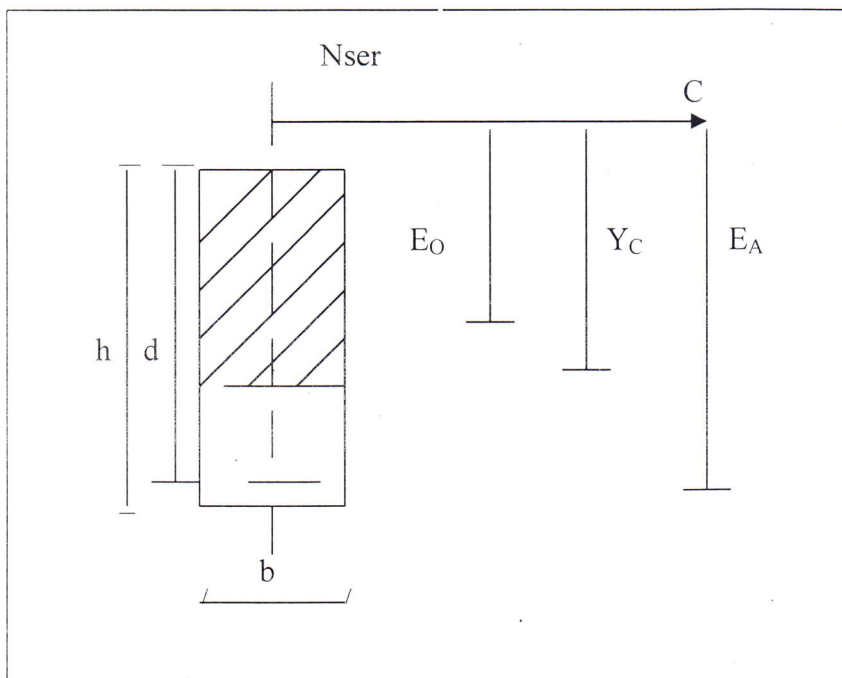


Fig. (4-11) : Position de l'axe neutre

4.3.3.4- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = 06 f_{c28} = 06 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y_{ser}$$

K = coefficient angulaire des contraintes

$$K = \frac{N_{ser} y_c}{I}$$

I = le moment d'inertie de la section homogène est

$$I = (b x Y^3/3) + 15 [A_s (d - y_{ser})^2] = 1182.876 \text{ cm}^4$$

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

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} P = 3c^2 - (c-d) 6n \frac{A_s}{b} + (d-c) 6n \frac{A_s}{b} \\ q = -2c^3 - (c-d)^2 6m \frac{A_s}{b} - (d-c) 6m \frac{A_s}{b} \end{array} \right.$$

pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} m = 15 \\ A_s = 0 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} P = 3c^2 - (d-c) 90 \frac{A_s}{b} = 1780.24 \text{ cm}^2 \\ Q = 2c^3 - (d-c) 290 \frac{A_s}{b} = 28502.432 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

$$Y_c^3 - 1780.24 Y_c + 28502.432 = 0$$

$$\Delta = q^2 + (4X^3/27) = -23468193 - .15 \rightarrow \text{il y'a 3 racines}$$

$$C_{os} \alpha = 3q/2p x (-3/p)^{1/2} = -985 \quad \alpha = 170.353^\circ$$

$$a = 2 \left(-\frac{P}{3} \right)^{1/2} = 2 \left(\frac{1780.24}{3} \right)^{1/2} = 48.72$$

$$Y_{c1} = a x C_{os} (\alpha/3) = 26.68$$

$$Y_{c2} = a x C_{\alpha} (\alpha + 120^\circ) = -48.64$$

$$Y_{c3} = a x C_{os} (\alpha + 240^\circ) = 21.954$$

Donc on prend pour y une valeur qui vérifie la condition

$$0 < y_1 < h$$

$$\Rightarrow I.K = \frac{N_{SER}}{I} \cdot Y_{SER} = \frac{2.02 \times 26.68}{1184.87} = 0.0453 \text{ KN/cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.9 \text{ Mpa} < \sigma = 12 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans l'acier

$$\sigma_s = n k (d - y_{ser}) \leq \sigma_{st}$$

$$\sigma = n k (d - y_{ser}) = 41.08 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \min [\frac{2}{3} f_e ; 150 \eta] = 240 \text{ MPa} \dots \eta = 1.6$$

$$\text{Donc } \sigma_s = 41.08 \text{ Mpa} = < \sigma_{st} = 240 \text{ Mpa} \quad \text{ok}$$

4.3.4- Vérification du séisme suivant RPA 99 version

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure « comme l'acrotère » sont calculée suivant la formule:

$$F_p = 4 A c_p w_p \text{ (RPA 99 version 2003 art. 6.2.3)}$$

A Coefficient d'accélération obtenu suivant la zone et le groupe d'usage appropriés / $A = 0.2$

C_p : facteur de force horizontale / $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'acrotère $W_p = 2.02 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 2.02 = 1.29 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 1.29 \leq 1.5 \dots \dots \dots \text{OK}$$

4.4) Escalier

Un escalier est une suite de plans horizontaux en gradus afin de permettre de se déplacer de pied d'un niveau à un autre.

- Dans le présent projet on distingue qu'un seul type d'escalier dont le schéma statique est le suivant

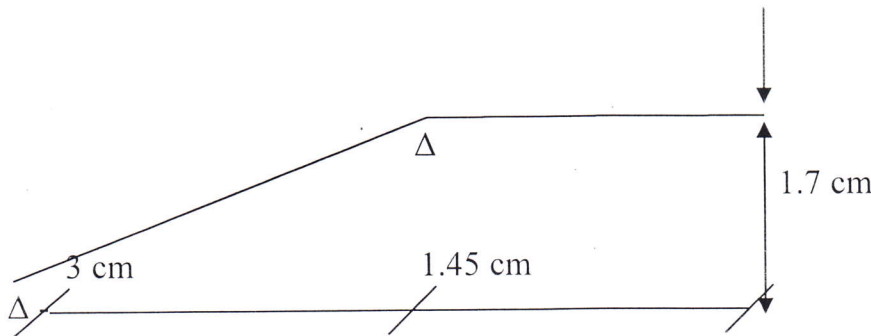


Fig. (4-12) schéma statistique des escaliers

4.4.1) Evaluation des charges :

- Charge d'exploitation .

Mur :

✓ Epaisseur (e=30 cm) $2.8 \times 3 = 3.03 \text{ KN}$

✓ Enduit (e = 2 cm) $0.02 \times 1.4 \times 20 \times 1 = 0.56 \text{ KN}$

.....

$F = 6.44 \text{ KN}$

- Charge sur paillasse .

ELU $p_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 \Rightarrow .P_{U1} = 13.61 \text{ KN/ml}$

ELS $p_{s1} = G_1 + Q_1 \Rightarrow .P_{S1} = 9.8 \text{ KN/ml}$

- Charge sur palier

ELU $p_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2 \Rightarrow .P_{U2} = 10.1 \text{ KN/ml}$

ELS $p_{s2} = G_2 + Q_2 \Rightarrow .P_{S2} = 7.2 \text{ KN/ml}$

Mur :

ELU $F_U = 1.35F = 8.695 \text{ KN}$

ELS $F_S = F = 6.44 \text{ KN}$

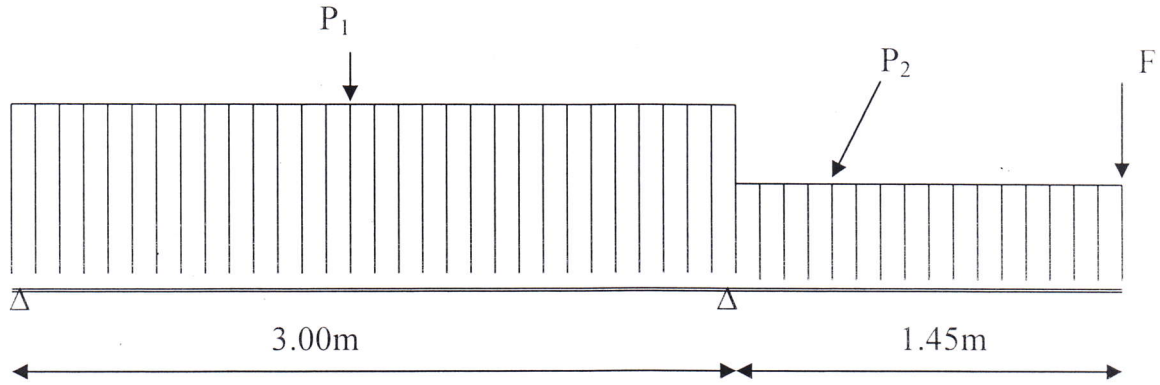


Fig. (4-13) Schéma statistique des escaliers

$$R_A = P_1 \times L / 2 - P_2 \times a^2 / 2L - F a / L$$

$$R_B = [P_1 \times L^2 / 2 + P_2 \times a \times (a/2 + L) + F(a+L)] / L$$

	P ₁ (KN/ml)	P ₂ (KN/ ml)	F(KN)	R _A	R _B
ELU	13.61	10.1	8.694	12.67	51.49
ELS	9.8	7.2	6.44	9.06	37.22

Tab (4-17) : détermination des réactions aux niveau des appuis.

Détermination des moments et des efforts tranchants :

$$M(x) = Ra X - q x^2 / 2$$

$$T(x) = Ra - qx$$

				X=0.00 (m)		X = 3.00 (m)				
	P1	P2	Ra	Rb	M(x)	T(x)	M(x)	T(x)	X ₀	MX ₀
ELU	13.61	10.1	12.67	51.49	0	12.67	-23.24	-28.16	0.93	21.61
ELS	9.8	7.2	9.06	37.22	0	9.06	-16.92	-20.34	0.93	15.73

Tab (4-18) : Détermination des moments et des efforts tranchants sur le paillasse.

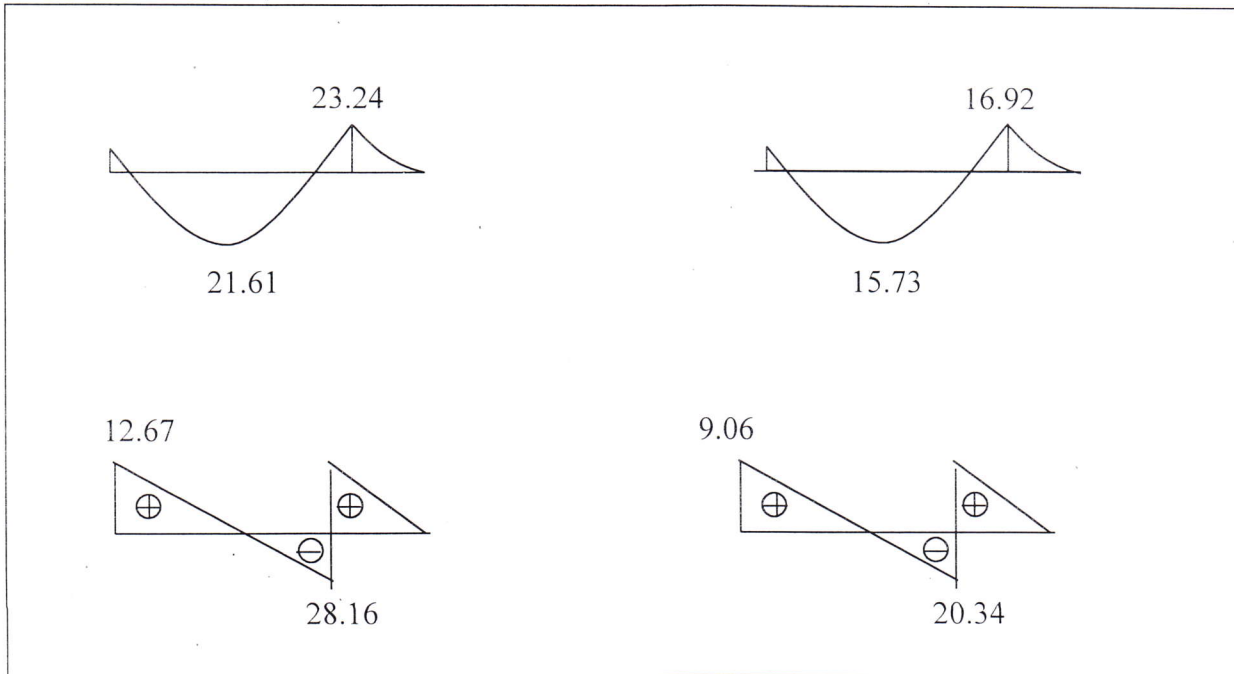


Fig.(4-14) diagramme des moments et efforts tranchants .

Ferrailage :

• **Paillasse :**

ELU

$M_{ag}=0.3 M_0=6.48 \text{ KN/m}$

$M_T=21.61 \text{ KN/m}$

Aux appuis $b=100 \text{ cm}$, $d=9 \text{ cm}$, $F_{be} = 11.33 \text{ MP}_a$

	M_U (KN/m)	μ	α	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$ adopte	Choit des armatures
M a gauche	6.48	0.07	0.091	0.963	2.14	2.36	3 T 10
Mt	21.61	0.235	0.340	0.863	7.98	9.24	6 T 14

Tab.(4-19) : Ferrailage de la paillasse

$A_s = 6T14$, $A_s = 6 T12$ avec $St = 20 \text{ cm}$.

• **Palier :**

	M_U	μ	α	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$ adopte	Choit des armatures
Ma	23.24	0.25	0.366	0.853	8.69	9.24	7T14

Tab. (4-20) : Ferrailage du palier

$A_s = 7T14$, $A_s = 7 T 12$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Vérifications :

- a) condition de non fragilité
 $A_{min} = 0.23bd ; /f_e = 0.93 \text{ cm}^2$
- b) Contrainte tangentielle.

$$T_U = V_U / bd \leq T = \min \{ 0.2F_{28}/y_b \quad 4MP_a \}$$

$$T_U = 28 \times 16 \times 10 / 100 \times 9 = 0.31 \text{ MP}_a \leq 2.67 \text{ MP}_a \dots \text{OK}$$

• **Poutre paliers**

✓ Charge permanente.

- Poids propre = (30 x40) cm..... 3 KN/m^2
- G paillage / 2..... 10.95 KN/m^2
- G palier 1.45..... 6.82 KN/m^2

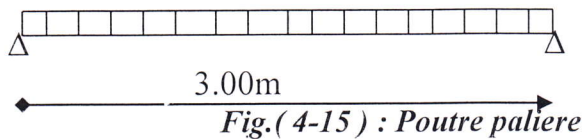
$$G = 20.76 \text{ KN/m}^2$$

• **Charge d'exploitation**

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (20.02) + 1.5 (2.5) = 31.78 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = G + Q = 22.52 \text{ KN/m}$$



	q	$M_0 = ql^2/8$	$M_A = 0.3 M_0$	$M_T = M_0$	T
ELU	31.78	35.75	10.72	35.75	47.67
ELS	23.26	26.17	7.85	26.17	34.89

Tab.(4-21) :Sollicitation exercée sur la poutre palière

Ferraillage

	M_U	μ	α	β	A_S	$A_{S ADP}$	CHOIX
M appuis	10.72	0.0334	0.042	0.971	0.86	3.39	3T12
travée	35.75	0.062	0.103	0.958	2.86	3.39	3T12

Tab. (4-22) :Ferraillage de la poutre palière

Vérifications :**1 - Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \text{ bd } f_{tj} / f_c = 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

2 - Effort tranchant.

$$T_U = V_U / \text{bd} = 47.67 \times 10 / 37 \times 30 = 0.42 \text{ MPa} < 2.67 \text{ MPa}$$

Espacement

$$\phi_t \leq 12 \text{ m m}$$

$$l \text{ espacement } S_t \text{ entre les cadres } S_t < \min(0.9d \quad 40) \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

/ condition de non fragilité.

$$A_t \times f_c / b \times S_t \geq \text{MAX}(T_U / 2 \quad 0.4 \text{ MPa}) \quad 2.26 > 0.4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

Vérification de la flèche.

$$H / L \geq 1/16 \quad 0.1 > 0.0625$$

$$H / L \geq M_t / 10M_0 = 0.079 \quad \text{OK}$$

$$A_s / \text{bd} < 4.2 / F_E \dots\dots\dots \text{OK}$$

Calcul de la poutre palier a la torsion

$$\tau_U = \min\{0.13 F_{e28} \quad 4 \text{ MPa}\} = 3.25$$

$$\tau_U = T_U / 2\Omega b$$

$$\Omega = (h - b/6) \quad (b - b/6) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_U = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U^2 \text{ cisaillement} + \tau_U^2 \text{ torsion} < \tau_U^2$$

$$\Rightarrow 0,78 \text{ MPa} < 10,56 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Ok}$$

CHAPITRE V : Caractéristiques géométriques**5.1) Centre de masse :**

Le centre de masse d'un niveau considéré défini physiquement comme étant le point d'application de la force sismique, il est défini mathématiquement par barycentre de masse et dont les coordonnées sont par rapport à un repère (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

5.1.A) Centre de masse RDC 1^{ER} 2^{EME} :**A.1- Poteau :**

N	S	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
A1	0.12	0	9	10.2	0	91.8
A2	0.12	3	9	10.2	30.6	91.8
A3	0.12	5.4	9	10.2	55.08	91.8
A4	0.12	8.4	9	10.2	85.68	91.8
A5	0.12	11.4	9	10.2	116.28	91.8
B1	0.12	0	6	10.2	0	61.2
B2	0.12	3	6	10.2	30.6	61.2
B3	0.12	5.4	6	10.2	55.08	61.2
B3	0.12	8.4	6	10.2	85.68	61.2
B5	0.12	11.4	6	10.2	116.28	61.2
C1	0.12	0	3	10.2	0	30.6
C2	0.12	3	3	10.2	30.6	30.6
C3	0.12	5.4	3	10.2	55.08	30.6
C4	0.12	8.4	3	10.2	85.68	30.6
C5	0.12	11.4	3	10.2	116.28	30.6
D1	0.12	0	0	10.2	0	0
D2	0.12	3	0	10.2	30.6	0
D3	0.12	5.4	0	10.2	55.08	0
D4	0.12	8.4	0	10.2	85.68	0
D5	0.12	11.4	0	10.2	116.28	0
				204	1150.56	918

xg	5.64
yg	4.5

A.2- Poutre principale :

fil	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	0	7.50	7.09	0	52.1115
	0	1.50	7.09	0	9.5715
2	3	7.50	7.09	21.27	52.1115
	3	4.50	7.09	21.27	30.8415
	3	1.50	7.65	22.95	10.3275
3	5.4	7.50	7.09	38.286	52.1115
	5.4	4.50	7.09	38.286	30.8415
	5.4	1.50	7.65	41.31	10.3275
4	8.4	7.50	7.09	59.556	52.1115
	8.4	4.50	7.09	59.556	30.8415
	8.4	1.50	7.65	64.26	10.3275
5	11.4	7.50	7.09	80.826	52.1115
	11.4	4.50	7.09	80.826	30.8415
	11.4	1.50	7.65	87.21	10.3275
			101.5	615.606	434.805

xg	6.065084
yg	4.283793

A.3- Poutre secondaire :

FIL	N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
A	1-2	1.35	9	7.65	10.3275	68.85
	2-3	4.05	9	7.65	30.9825	68.85
	3-4	6.75	9	7.65	51.6375	68.85
	4-5	8.1	9	7.65	61.965	68.85
B	1-2	1.35	6	7.65	10.3275	45.9
	2-3	4.05	6	7.65	30.9825	45.9
	3-4	6.75	6	7.65	51.6375	45.9
	4-5	8.1	6	7.65	61.965	45.9
C	1-2	1.35	3	7.65	10.3275	22.95
	2-3	4.05	3	7.65	30.9825	22.95
	3-4	6.75	3	7.65	51.6375	22.95
	4-5	8.1	3	7.65	61.965	22.95
D	1-2	1.35	0	7.65	10.3275	0
	2-3	4.05	0	7.65	30.9825	0
	3-4	6.75	0	7.65	51.6375	0
	4-5	8.1	0	7.65	61.965	0
XG	5.0625					
YG	4.5					

A.4- Mur extérieur :

N	MUR				
	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	0	7.35	25.7	0	188.895
2	1.35	9	25.7	34.695	231.3
3	4.05	9	25.7	104.085	231.3
4	6.75	9	25.7	173.475	231.3
5	9.75	9	25.7	250.575	231.3
6	12.4	7.35	25.7	318.68	188.895
7	11.4	4.35	25.7	292.98	111.795
8	9.75	0	25.7	250.575	0
9	6.75	0	25.7	173.475	0
10	4.05	0	25.7	104.085	0
11	1.35	0	25.7	34.695	0
BA1	0	1.35	25.7	0	34.695
BA2	11.4	1.35	25.7	292.98	34.695
BA3	6.75	3	25.7	173.475	77.1
BA4	6.75	3	25.7	173.475	77.1
			385.5	2377.25	1638.375
XG	6.166667				
YG	4.25				

A.4- Mur extérieur :

MUR					
N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	0	7.35	25.7	0	188.895
2	1.35	9	25.7	34.695	231.3
3	4.05	9	25.7	104.085	231.3
4	6.75	9	25.7	173.475	231.3
5	9.75	9	25.7	250.575	231.3
6	12.4	7.35	25.7	318.68	188.895
7	11.4	4.35	25.7	292.98	111.795
8	9.75	0	25.7	250.575	0
9	6.75	0	25.7	173.475	0
10	4.05	0	25.7	104.085	0
11	1.35	0	25.7	34.695	0
BA1	0	1.35	25.7	0	34.695
BA2	11.4	1.35	25.7	292.98	34.695
BA3	6.75	3	25.7	173.475	77.1
BA4	6.75	3	25.7	173.475	77.1
			385.5	2377.25	1638.375
			XG		6.166667
			YG		4.25

A.5- Plancher étage :

N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	1.42	1.42	37.54	53.3068	53.3068
2	4.05	1.42	29.2	118.26	41.464
3	6.75	1.42	37.54	253.395	53.3068
4	8.1	1.42	37.54	304.074	53.3068
5	1.42	4.35	29.2	41.464	127.02
6	4.05	4.35	37.54	152.037	163.299
7	6.75	4.35	37.54	253.395	163.299
8	8.1	4.35	37.54	304.074	163.299
9	1.42	5.7	29.2	41.464	166.44
10	4.05	5.7	37.54	152.037	213.978
11	6.75	5.7	37.54	253.395	213.978
escalier	1.35	5.7	87.7	118.395	499.89
balcon1	1.42	-0.9	67.5	95.85	-60.75
balcon2	6.75	-0.9	67.5	455.625	-60.75
balcon3	8.1	-0.9	67.5	546.75	-60.75
balcon4	1.42	9.9	67.5	95.85	668.25
balcon5	6.75	9.9	67.5	455.625	668.25
balcon6	8.1	9.9	67.5	546.75	668.25
			880.62	4241.7468	3735.0874

XG	4.8167
YG	4.2414

5.1.B)- Centre de masse 3^{EME} .4^{EME} 5^{EME} ETAGE :B.1- Poteaux :

N	S	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
A1	0.12	0	9	7.65	0	68.85
A2	0.12	3	9	7.65	22.95	68.85
A3	0.12	5.4	9	7.65	41.31	68.85
A4	0.12	8.4	9	7.65	64.26	68.85
A5	0.12	11.4	9	7.65	87.21	68.85
B1	0.12	0	6	7.65	0	45.9
B2	0.12	3	6	7.65	22.95	45.9
B3	0.12	5.4	6	7.65	41.31	45.9
B4	0.12	8.4	6	7.65	64.26	45.9
B5	0.12	11.4	6	7.65	87.21	45.9
C1	0.12	0	3	7.65	0	22.95
C2	0.12	3	3	7.65	22.95	22.95
C3	0.12	5.4	3	7.65	41.31	22.95
C4	0.12	8.4	3	7.65	64.26	22.95
C5	0.12	11.4	3	7.65	87.21	22.95
D1	0.12	0	0	7.65	0	0
D2	0.12	3	0	7.65	22.95	0
D3	0.12	5.4	0	7.65	41.31	0
D4	0.12	8.4	0	7.65	64.26	0
D5	0.12	11.4	0	7.65	87.21	0
				153	862.92	688.5

5.64	xg
4.5	yg

B.2- Les poutres principale :

fil	X_i	Y_i	M	$M \cdot X_i$	$M \cdot Y_i$
1	0	7.5	7.09	0	52.1115
	0	1.5	7.09	0	9.5715
2	3	7.5	7.09	21.27	52.1115
	3	4.5	7.09	21.27	30.8415
	3	1.5	7.65	22.95	10.3275
3	5.4	7.5	7.09	38.286	52.1115
	5.4	4.5	7.09	38.286	30.8415
	5.4	1.35	7.65	41.31	10.3275
4	8.4	7.5	7.09	59.556	52.1115
	8.4	4.5	7.09	59.556	30.8415
	8.4	1.5	7.65	64.26	10.3275
5	11.4	7.5	7.09	80.826	52.1115
	11.4	4.5	7.09	80.826	30.8415
	11.4	1.5	7.65	87.21	10.3275
			101.5	615.606	434.805

xg	6.
yg	4.

B.3- Poutre secondaire :

FIL	N	X_i	Y_i	M	$M \cdot X_i$	$M \cdot Y_i$
A	1-2	1.35	9	7.65	10.3275	68.85
	2-3	4.05	9	7.65	30.9825	68.85
	3-4	6.75	9	7.65	51.6375	68.85
	4-5	8.1	9	7.65	61.965	68.85
B	1-2	1.35	6	7.65	10.3275	45.9
	2-3	4.05	6	7.65	30.9825	45.9
	3-4	6.75	6	7.65	51.6375	45.9
	4-5	8.1	6	7.65	61.965	45.9
C	1-2	1.35	3	7.65	10.3275	22.95
	2-3	4.05	3	7.65	30.9825	22.95
	3-4	6.75	3	7.65	51.6375	22.95
	4-5	8.1	3	7.65	61.965	22.95
D	1-2	1.35	0	7.65	10.3275	0
	2-3	4.05	0	7.65	30.9825	0
	3-4	6.75	0	7.65	51.6375	0
	4-5	8.1	0	7.65	61.965	0
				122.4	619.65	550.8

XG	5.0625
YG	4.5

B.4- Plancher de 3^{EME} 4^{EME} :

ETAGE PLANCHER					
N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	1.42	1.42	37.54	53.3068	53.3068
2	4.05	1.42	29.2	118.26	41.464
3	6.75	1.42	37.54	253.395	53.3068
4	8.1	1.42	37.54	304.074	53.3068
5	1.42	4.35	29.2	41.464	127.02
6	4.05	4.35	37.54	152.037	163.299
7	6.75	4.35	37.54	253.395	163.299
8	8.1	4.35	37.54	304.074	163.299
9	1.42	5.7	29.2	41.464	166.44
10	4.05	5.7	37.54	152.037	213.978
11	6.75	5.7	37.54	253.395	213.978
Escalier	1.35	5.7	87.7	118.395	499.89
Balcon1	1.42	-0.9	67.5	95.85	-60.75
Balcon2	6.75	-0.9	67.5	455.625	-60.75
Balcon3	8.1	-0.9	67.5	546.75	-60.75
Balcon4	1.42	9.9	67.5	95.85	668.25
Balcon5	6.75	9.9	67.5	455.625	668.25
Balcon6	8.1	9.9	67.5	546.75	668.25
			880.62	4241.7468	3735.0874

XG	4.816773
YG	4.241429

B.5- Plancher Terrasse :

N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	1.42	1.42	35.72	50.7224	50.7224
2	4.05	1.42	27.78	112.509	39.4476
3	6.75	1.42	35.72	241.11	50.7224
4	8.1	1.42	35.72	289.332	50.7224
5	1.42	4.35	27.78	39.4476	120.843
6	4.05	4.35	35.72	144.666	155.382
7	6.75	4.35	35.72	241.11	155.382
8	8.1	4.35	35.72	289.332	155.382
9	1.42	5.7	27.78	39.4476	158.346
10	4.05	5.7	35.72	144.666	203.604
11	6.75	5.7	35.27	238.0725	201.039
Escalier	1.35	5.7	87.7	118.395	499.89
Balcon1	1.42	-0.9	67.5	95.85	-60.75
Balcon2	6.75	-0.9	67.5	455.625	-60.75
Balcon3	8.1	-0.9	67.5	546.75	-60.75
Balcon4	1.42	9.9	67.5	95.85	668.25
Balcon5	6.75	9.9	67.5	455.625	668.25
Balcon6	8.1	9.9	67.5	546.75	668.25
			861.35	4145.2601	3663.9828

xg	4.812515
yg	4.253768

B.6 - Murs extérieur :

MUR					
N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
1	0	7.35	25.7	0	188.895
2	1.35	9	25.7	34.695	231.3
3	4.05	9	25.7	104.085	231.3
4	6.75	9	25.7	173.475	231.3
5	9.75	9	25.7	250.575	231.3
6	12.4	7.35	25.7	318.68	188.895
7	11.4	4.35	25.7	292.98	111.795
8	9.75	0	25.7	250.575	0
9	6.75	0	25.7	173.475	0
10	4.05	0	25.7	104.085	0
11	1.35	0	25.7	34.695	0
BA1	0	1.35	25.7	0	34.695
BA2	11.4	1.35	25.7	292.98	34.695
BA3	6.75	3	25.7	173.475	77.1
BA4	6.75	3	25.7	173.475	77.1
			385.5	2377.25	1638.375

XG	6.166667
YG	4.25

B.7- Acrotère :

ACROTER					
N	Xi	Yi	M	M*Xi	M*Yi
A	5.7	9	17.1	97.47	0
D	5.7	0	17.1	97.47	0
1	0	4.5	13.5	60.75	121.5
5	11.4	4.5	13.5	60.75	121.5
			61.2	316.44	243

XG	5.170588
YG	3.970588

5.1.C) Centre de masse des étages :

	XG	YG
RDC	5.31	4.29
1 ^{ER}	5.31	4.29
2EME	5.31	4.29
3EM	5.29	4.28
4EME	5.29	4.28
5EME	5.26	4.28

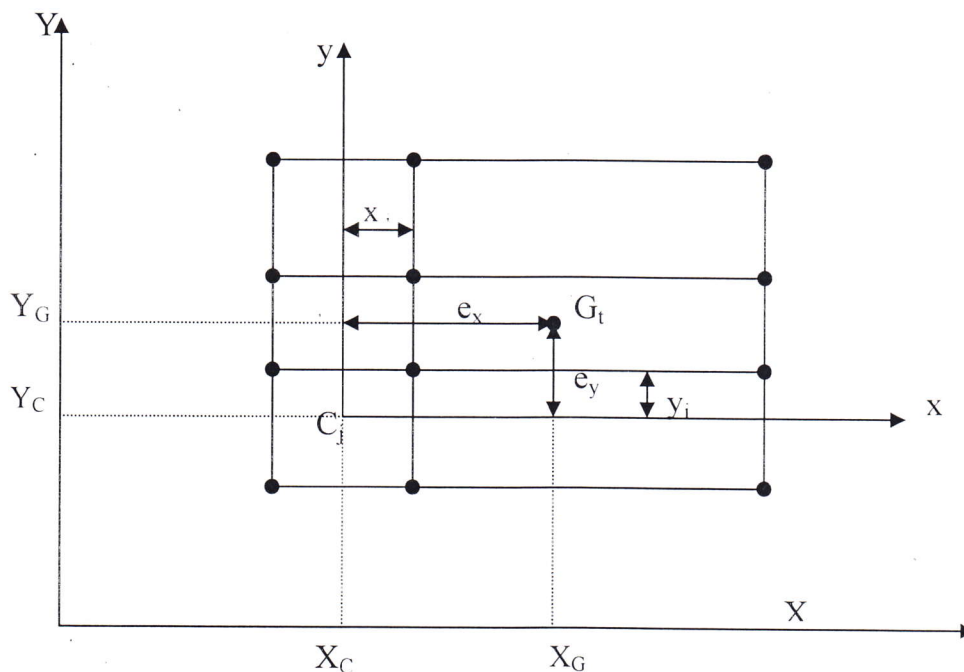
5.2) Centre de torsion :

Fig. (5-1) Centre de torsion

Le centre de torsion est déterminé à un repère arbitraire (XOY) par les relations suivantes :

$$X_C = \frac{\sum I_y \times X_i}{\sum I_y} \quad , \quad Y_C = \frac{\sum I_x \times Y_i}{\sum I_x}$$

X_c : coordonnée du centre de torsion par rapport à « O »

Y_c : coordonnée du centre de torsion par rapport à « O »

X_i : abscisse de portique transversal dans (XOY)

Y_i : abscisse de portique longitudinal dans (XOY)

5.2.1- Sens(X X) :Portique A

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Ix	Xi	Xi Ix
A	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		1	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		2	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		3	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		4	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		5	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		1	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		2	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		3	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		4	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		5	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
	P5	Rdc	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
1		0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026	
2		0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026	
3		0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695	
4		0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695	
5		0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695	

Portique B :

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Ix	Xi	Xi Ix
B	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		1	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		2	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		3	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		4	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		5	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		1	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		2	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		3	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		4	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		5	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
	P5	Rdc	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		1	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		2	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		3	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695
		4	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695
		5	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695

Portique C :

Portique	Poteau	Niveau	b	h	I _x	X _i	X _i I _x
C	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		1	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		2	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		3	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		4	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		5	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		1	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		2	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		3	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		4	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		5	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
	P5	Rdc	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		1	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		2	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		3	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695
		4	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695
		5	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695

Portique D :

Portique	Poteau	Niveau	b	h	I _x	X _i	X _i I _x
D	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		1	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		2	0,3	0,4	0,0009	5,40	0,00486
		3	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		4	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
		5	0,3	0,3	0,000675	5,40	0,003645
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		1	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		2	0,3	0,4	0,0009	8,40	0,00756
		3	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		4	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
		5	0,3	0,3	0,000675	8,40	0,00567
	P5	Rdc	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		1	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		2	0,3	0,4	0,0009	11,40	0,01026
		3	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695
		4	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695
		5	0,3	0,3	0,000675	11,40	0,007695

Voile :

Poteau ou voile	Niveau	b	h	ly	Xi	Xi ly
Voil 1	Rdc	0,15	2,6	0,2197	0,00	0
	1	0,15	2,6	0,2197	0,00	0
	2	0,15	2,6	0,2197	0,00	0
	3	0,15	2,6	0,2197	0,00	0
	4	0,15	2,6	0,2197	0,00	0
	5	0,15	2,6	0,2197	0,00	0
Voil 2	Rdc	0,15	2,6	0,2197	11,40	2,50458
	1	0,15	2,6	0,2197	11,40	2,50458
	2	0,15	2,6	0,2197	11,40	2,50458
	3	0,15	2,6	0,2197	11,40	2,50458
	4	0,15	2,6	0,2197	11,40	2,50458
	5	0,15	2,6	0,2197	11,40	2,50458
Voile	Rdc	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	1	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	2	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	3	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	4	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	5	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
Voile	Rdc	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	1	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	2	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	3	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	4	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563
	5	2,6	0,15	0,00073125	6,90	0,00504563

Détermination du centre de torsion suivant X-X

Niveau	$\sum I_x X_i$	$\sum I_x$	X_c
RDC	0,799605	0,13725	5,83
1	0,799605	0,13725	5,83
2	0,799605	0,13725	5,83
3	0,547155	0,108	5,07
4	0,547155	0,108	5,07
5	0,547155	1,108	5,07

5.2.2- Sens (Y-Y) :PORTIQUE 1

Calcul de Yc Portique 1 et 5							
Portique	Poteau	Niveau	b	h	Iy	Yi	Yi Iy
1	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0192	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0192	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0192	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,0081	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,0081	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,0081	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0192	3,00	0,0576
		1	0,3	0,4	0,0192	3,00	0,0576
		2	0,3	0,4	0,0192	3,00	0,0576
		3	0,3	0,3	0,0081	3,00	0,0243
		4	0,3	0,3	0,0081	3,00	0,0243
		5	0,3	0,3	0,0081	3,00	0,0243
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0192	6,00	0,1152
		1	0,3	0,4	0,0192	6,00	0,1152
		2	0,3	0,4	0,0192	6,00	0,1152
		3	0,3	0,3	0,0081	6,00	0,0486
		4	0,3	0,3	0,0081	6,00	0,0486
		5	0,3	0,3	0,0081	6,00	0,0486
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0192	9,00	0,1728
		1	0,3	0,4	0,0192	9,00	0,1728
		2	0,3	0,4	0,0192	9,00	0,1728
		3	0,3	0,3	0,0081	9,00	0,0729
		4	0,3	0,3	0,0081	9,00	0,0729
		5	0,3	0,3	0,0081	9,00	0,0729

PORTIQUE 2

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Iy	Yi	Yi Iy
2	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		1	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		2	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		3	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		4	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		5	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		1	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		2	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		3	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		4	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		5	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075

PORTIQUE 3

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Iy	Yi	Yi Iy
3	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		1	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		2	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		3	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		4	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		5	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		1	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		2	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		3	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		4	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		5	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075

PORTIQUE 3

Portique	Poteau	Niveau	b	h	I _y	Y _i	Y _i I _y
3	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		1	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		2	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		3	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		4	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		5	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		1	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		2	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		3	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		4	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		5	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075

PORTIQUE 3

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Iy	Yi	Yi Iy
2	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		1	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		2	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		3	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		4	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		5	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		1	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		2	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		3	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		4	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		5	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075

PORTIQUE 4

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Iy	Yi	Yi Iy
4	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		1	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		2	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		3	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		4	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		5	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		1	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		2	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		3	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		4	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		5	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075

PORTIQUE 5

Portique	Poteau	Niveau	b	h	Iy	Yi	Yi Iy
5	P1	Rdc	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		1	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		2	0,3	0,4	0,0009	0,00	0
		3	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		4	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
		5	0,3	0,3	0,000675	0,00	0
	P2	Rdc	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		1	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		2	0,3	0,4	0,0009	3,00	0,0027
		3	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		4	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
		5	0,3	0,3	0,000675	3,00	0,002025
	P3	Rdc	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		1	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		2	0,3	0,4	0,0009	6,00	0,0054
		3	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		4	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
		5	0,3	0,3	0,000675	6,00	0,00405
	P4	Rdc	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		1	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		2	0,3	0,4	0,0009	9,00	0,0081
		3	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		4	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075
		5	0,3	0,3	0,000675	9,00	0,006075

Voile

Poteau ou voile	Niveau	b	h	Iy	Xi	Xi Iy
Voil 1	Rdc	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	1	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	2	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	3	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	4	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	5	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
Voil 2	Rdc	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	1	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	2	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	3	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	4	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
	5	2,6	0,15	0,00073125	1,50	0,00109688
Voile	Rdc	0,15	2,6	0,2197	3,00	0,6591
	1	0,15	2,6	0,2197	3,00	0,6591
	2	0,15	2,6	0,2197	3,00	0,6591
	3	0,15	2,6	0,2197	3,00	0,6591
	4	0,15	2,6	0,2197	3,00	0,6591
	5	0,15	2,6	0,2197	3,00	0,6591
Voile	Rdc	0,15	2,6	0,2197	6,00	1,3182
	1	0,15	2,6	0,2197	6,00	1,3182
	2	0,15	2,6	0,2197	6,00	1,3182
	3	0,15	2,6	0,2197	6,00	1,3182
	4	0,15	2,6	0,2197	6,00	1,3182
	5	0,15	2,6	0,2197	6,00	1,3182

Détermination du centre de torsion suivant Y Y

Niveau	$\sum Iy Yi$	$\sum Iy$	Yc
RDC	0,74233125	0,1660875	4,47
1	0,74233125	0,1660875	4,47
2	0,74233125	0,1660875	4,47
3	0,33058125	0,0745875	4,43
4	0,33058125	0,0745875	4,43
5	0,33058125	0,0745875	4,43

5.3) Calcul d'excentricité :

L'excentricité exigée par l'RPA est égale au maximum aux deux valeurs :

- 5 pour cent de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau
- l'excentricité théorique résultant des plans.

Sens (X-X) :

N	Xg	Xc	Xg-Xc	5%L
RDC	5,31	5,83	-0,52	0,6925
1	5,31	5,83	-0,52	0,6925
2	5,31	5,83	-0,52	0,6925
3	5,29	5,07	0,22	0,6925
4	5,29	5,07	0,22	0,6925
5	5,29	5,07	0,22	0,6925

Sens (Y-Y) :

N	Yg	Yc	Yg-Yc	5%L
RDC	4,29	4,4695	-0,1795	0,6925
1	4,29	4,4695	-0,1795	0,6925
2	4,29	4,4695	-0,1795	0,6925
3	4,28	4,4321	-0,1521	0,6925
4	4,28	4,4321	-0,1521	0,6925
5	4,28	4,4321	-0,1521	0,6925

5.4) Calcul des rigidités**1- Poteau :**

$$R_p = 12EI/h^3$$

2-voils :

$$R_j = 12EId_{jn}/h^3$$

Avec :

 d_{jn} : coefficient de contreventement (Amar Chanti)
5.4.1) Rigidité à chaque niveau :**5.4.1.2- SENS (X-X) :****POTEAU :**

NIVEAU	E	h	It	Rj
RDC	32164195000	3,4	0,018	176762317
1	32164195000	3,4	0,018	14730193,1
2	32164195000	3,4	0,018	14730193,1
3	32164195000	3,4	0,0135	11047644,8
4	32164195000	3,4	0,0135	11047644,8
5	32164195000	3,4	0,0135	11047644,8

Voile

NIVEAU	E	h	It	di	Rj
RDC	32164195000	3,4	0,675	9,67	6,4098E+10
1	32164195000	3,4	0,675	3,455	2,2902E+10
2	32164195000	3,4	0,675	2,128	1,4106E+10
3	32164195000	3,4	0,675	1,433	9498765027
4	32164195000	3,4	0,675	0,88	5833156472
5	32164195000	3,4	0,675	0,306	2028347591

5.4.1.2- SENS (Y-Y)POTEAU :

NIVEAU	E	h	It	Rj
RDC	3,2164E+11	3,4	0,032	3,142E+09
1	3,2164E+11	3,4	0,032	3,142E+09
2	3,2164E+11	3,4	0,032	3,142E+09
3	3,2164E+11	3,4	0,0135	1,326E+09
4	3,2164E+11	3,4	0,0135	1,326E+09
5	3,2164E+11	3,4	0,0135	1,326E+09

VOILE :

NIVEAU	E (N/m)	h	It	di	Rj
RDC	32164195000	3,4	0,675	9,67	6,4098E+10
1	32164195000	3,4	0,675	3,455	2,2902E+10
2	32164195000	3,4	0,675	2,128	1,4106E+10
3	32164195000	3,4	0,675	1,433	9498765027
4	32164195000	3,4	0,675	0,88	5833156472
5	32164195000	3,4	0,675	0,306	2028347591

5.4.2 Rigidité totale :

NIVEAU	Rj (X-X)	Rj (Y-Y)
RDC	64275197636	67240869139
1	22916497931	26044201558
2	14120363115	17248066743
3	9509812672	10824479295
4	5844204116	7158870740
5	2039395236	3354061859

CHAPITRE VI : Etude sous charges verticales

5.1) Introduction

Pour la détermination des efforts dus aux charges verticales Il y'a plusieurs méthodes:

- 1) méthode de déplacement.
- 2) méthode de cross.
- 3) méthode de caquot.

La méthode de Caquot est utilisée dans ce cas.

5.2) Principes de la méthode

($L_e - L_w$) : sont respectivement les longueurs des travées droite et gauche.

($L_e' - L_w'$) : sont respectivement les longueurs fictives des travées gauches et droites.

($h_n - h_s$) : hauteur des poteaux supérieurs et inférieurs.

$h'n = 0.9 h_n$ si le poteau est de lavant dernier plancher.

$h'n = 0.8 h_n$ dans les autres cas.

$h's = H_s$ si le poteau est articulé.

$h_s = 0.8 h_s$ dans les autres cas.

($L'w = 0.8 L_w$) ($L'e = 0.8 L_e$). ($K_e = L_e/L'e$). ($K_w = L_w/L_w'$) ($K_s = I_s/H's$)

($K_n = I_m/H'n$)

Pour les nœuds voisins aux nœuds de rive on prend :

$L_w' = X_1 L_w / X_1 = 0.8$ si ($K_s + K_n$) $\geq 1.5 K_e$
 $= 1 - [(K_s + K_n) / 7.5 K_e]$ si ($K_s + K_n$) $< 1.5 K_e$

$L_e' = X_2 L_e / X_2 = 0.8$ si ($K_s + K_n$) $\geq 1.5 K_e$
 $= 1 - [(K_s + K_n) / 7.5 K_e]$ si ($K_s + K_n$) $< 1.5 K_e$

Et : $D = K_e + K_w + M_n + K_s$

$M_w' = (q_w L_w'^2 / 8.5) + L_w' \Sigma K'w.Pw$

$Me' = (Q_e L_e'^2 / 8.5) + L_e' \Sigma Ke' Pe$

Avec :

$$K = \frac{x(x-1)(x-2)}{2.125} \text{ avec } x = \frac{a}{l'}$$

M_w' et Me' moments fictifs a gauche et a droite du nœud .

P_w et P_e : charges concentrées appliquées à gauche et droite des travées à distance a_w et a_e du nu de l'appui.

5.3) Les Moments

- $Me = Me' (1 - Ke / D) + Mw' (Ke/D)$
- $Mw = Mw' (1 - Kw / D) + Me' (Kw / D)$
- $Ms = (Me' - Mw') Ks/D$
- $Mn = (Me' - Mw') Kn / D$

Avec Mw, Mo, Ms, Mn, sont respectivement au Nu des appuis de la poutre gauche et droite et Nu supérieur et inférieur des poteaux.

5.3.1) Moments en travée

$$Mt = (q l^2/8) - \frac{|Me| + |Mu|}{2}$$

5.4) L'effort tranchant

$$Te = q \frac{l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} + \sum Pi$$

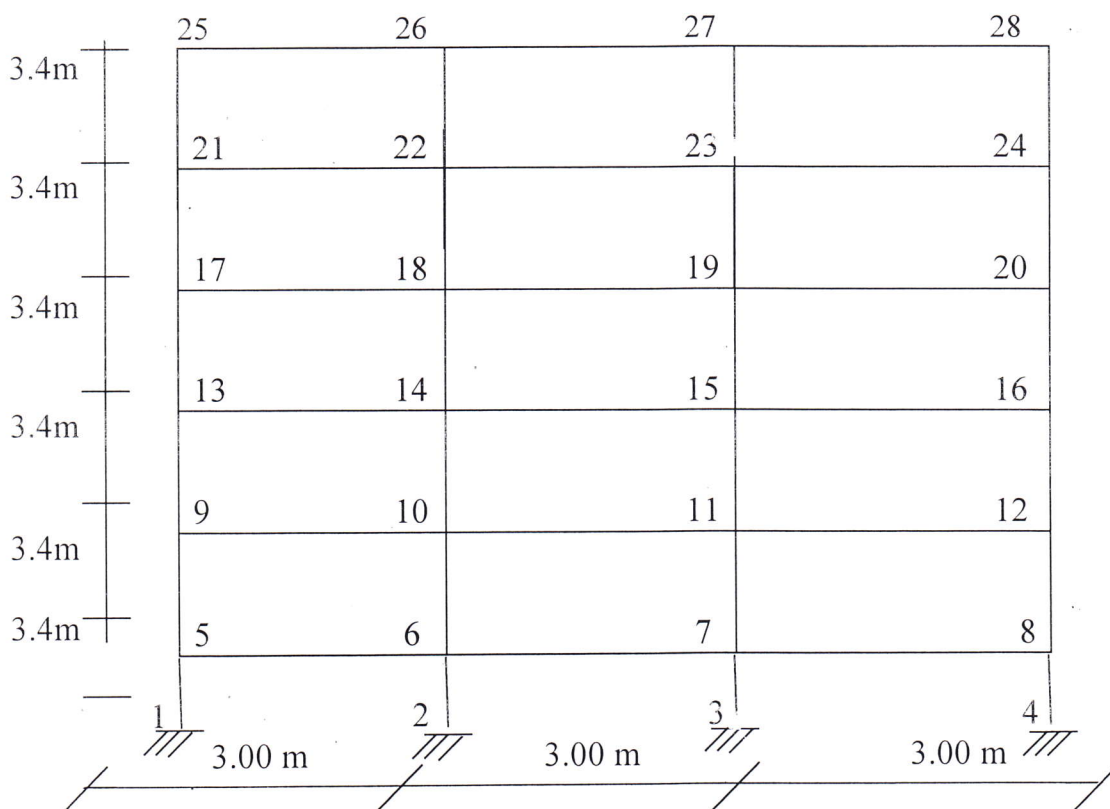
$$Tw = - q \frac{l}{2} + \frac{Mw - Me}{l} - \sum Pi (1 - \alpha_i/l)$$

5.5) L'effort normal.

$$N = Te - Tw$$

Exemple de calcul.

Portique (4)



Calcul des inerties :1-Poteau :

NIVEAU	I EN m ⁴
RDC,1 ^{er} ,2eme	0.0009
3 ^{eme} ,4eme,5eme	0.000675

2-Poutre :

$$I_{\text{poutre}} = 0.001071 \text{ m}^4$$

Détermination Des Charges Par (Ml)

Charges permanentes si G :

$$G_{\text{étage}} = 5.15 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} = 4.9 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{poutre}} + 3G_{\text{plancher}} = 17.32 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{étage}} = G_{\text{poutre}} + 3G_{\text{plancher}} = 18.07 \text{ KN/m}^2$$

Charges d'exploitation Q :

$$Q_{\text{terrasse}} = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{étage}} = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

Noed	Longueurs réels				Longueurs réduites				Inerties $mx10^{-3}$				Rigidité $m^3 \times 10^4$				$\Sigma kx \times 10^{-4}$				Rigidité/ Σk			
	l_w	l_e	H_n	H_e	l_w	l_e	H_n	H_s	l_w	l_e	I_n	I_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D	K_w/D	K_e/D	K_n/D	K_s/D			
25	0,00	3,00	0,00	3,40	0,00	2,40	0,00	2,72	0	1,1	0	0,675	0,00	1,25	0,00	0,2482	1,50	0	0,8	0	0,17			
26	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	1,100	1,1	0,00	0,675	1,25	1,25	0,00	0,2482	2,75	0,45	0,5	0	0,09			
27	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	1,100	1,1	0,00	0,675	1,25	1,25	0,00	0,2482	2,75	0,45	0,5	0	0,09			
28	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	0,00	2,72	2,72	1,100	1,1	0,00	0,675	1,25	0,00	0,00	0,2482	1,50	0,83	0	0	0,17			
21	3	3	3,4	3,4	0	2,4	3,06	2,72	0	1,1	0,675	0,675	0,00	1,25	0,2206	0,2482	1,72	0	0,7	0,1	0,14			
22	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	3,06	2,72	1,100	1,1	0,675	0,675	1,25	1,25	0,2206	0,2482	2,97	0,42	0,4	0,1	0,08			
23	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	3,06	2,72	1,100	1,1	0,675	0,675	1,25	1,25	0,2206	0,2482	2,97	0,42	0,4	0,1	0,08			
24	3	3	3,4	3,4	2,4	0,00	3,06	2,72	1,100	1,1	0,675	0,675	1,25	0,00	0,2206	0,2482	1,72	0,73	0	0,1	0,14			
17	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	1,1	0,675	2,13	0,00	1,25	0,2482	0,7831	2,28	0	0,5	0,1	0,34			
18	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,675	2,13	1,25	1,25	0,2482	0,7831	3,53	0,35	0,4	0,1	0,22			
19	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,675	2,13	1,25	1,25	0,2482	0,7831	3,53	0,35	0,4	0,1	0,22			
20	3	3	3,4	3,4	2,4	0,00	2,72	2,72	1,100	1,1	0,675	2,13	1,25	0,00	0,2482	0,7831	2,28	0,55	0	0,1	0,34			
13	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	1,1	0,900	2,13	0,00	1,25	0,3309	0,7831	2,36	0	0,5	0,1	0,33			
14	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	1,25	0,3309	0,7831	3,61	0,35	0,3	0,1	0,22			
15	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	1,25	0,3309	0,7831	3,61	0,35	0,3	0,1	0,22			
16	3	3	3,4	3,4	2,4	0,00	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	0,00	0,3309	0,7831	2,36	0,53	0	0,1	0,33			
9	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	1,1	0,900	2,13	0,00	1,25	0,3309	0,7831	2,36	0	0,5	0,1	0,33			
10	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	1,25	0,3309	0,7831	3,61	0,35	0,3	0,1	0,22			
11	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	1,25	0,3309	0,7831	3,61	0,35	0,3	0,1	0,22			
12	3	3	3,4	3,4	2,4	0,00	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	0,00	0,3309	0,7831	2,36	0,53	0	0,1	0,33			
5	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	1,1	0,900	2,13	0,00	1,25	0,3309	0,7831	2,36	0	0,5	0,1	0,33			
6	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	1,25	0,3309	0,7831	3,61	0,35	0,3	0,1	0,22			
7	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	1,25	0,3309	0,7831	3,61	0,35	0,3	0,1	0,22			
8	3	3	3,4	3,4	2,4	0,00	2,72	2,72	1,100	1,1	0,900	2,13	1,25	0,00	0,3309	0,7831	2,36	0,53	0	0,1	0,33			

Tab. (6-1) Caractéristiques Géométriques

Niveau	Noed	qw	qe	Mw'	Me'	I _w '	I _e '	K _w /D	K _e /D	K _r /D	K _s /D	Me	Mw	Ms	Mn
5	25	0	17,32	0	11,74	0,00	2,40	0	0,8	0	0,17	1,94	0	1,94	0
	26	17,3	17,32	11,72	11,74	2,40	2,40	0,45	0,5	0	0,09	11,7	11,73	0	0
	27	17,3	17,32	11,72	11,74	2,40	2,40	0,45	0,5	0	0,09	11,7	11,73	0	0
	28	17,3	0	11,72	0	2,40	0,00	0,83	0	0	0,17	0	1,942	-1,9	0
4	21	0	18,07	0	12,25	0,00	2,40	0	0,7	0,1	0,14	3,34	0	1,77	1,57
	22	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,42	0,4	0,1	0,08	12,2	12,25	0	0
	23	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,42	0,4	0,1	0,08	12,2	12,25	0	0
	24	18,07	0	12,25	0	2,40	0,00	0,73	0	0,1	0,14	0	3,34	-1,8	-1,6
3	17	18,07	18,07	0	12,25	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,34	5,54	0	4,2	1,33
	18	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,4	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	19	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,4	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	20	18,07	0	12,25	0	2,40	0,00	0,55	0	0,1	0,34	0	5,535	-4,2	-1,3
2	13	18,07	18,07	0	12,25	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	5,77	0	4,06	1,71
	14	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	15	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	16	18,07	0	12,25	0	2,40	0,00	0,53	0	0,1	0,33	0	5,77	-4,1	-1,7
1	9	18,07	18,07	0	12,25	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	5,77	0	4,06	1,71
	10	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	11	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	12	18,07	0	12,25	0	2,40	0,00	0,53	0	0,1	0,33	0	5,77	-4,1	-1,7
RDC	5	18,07	18,07	0	12,25	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	5,77	0	4,06	1,71
	6	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	7	18,07	18,07	12,25	12,25	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	12,2	12,25	0	0
	8	18,07	0	12,25	0	2,40	0,00	0,53	0	0,1	0,33	0	5,77	-4,1	-1,7

Tab. (6-2) : Moments en appuis sous G

Niveau	Noed	q _w	q _e	M _w '	M _e '	i _w	i _e	K _w /D	K _e /D	K _n /D	K _s /D	M _e	M _w	M _s	M _n
5	25	0	4,5	0	3,049	0,00	2,40	0	0,8	0	0,17	0,51	0	0,51	0
	26	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,45	0,5	0	0,09	3,05	3,049	0	0
	27	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,45	0,5	0	0,09	3,05	3,049	0	0
	28	4,5	0	3,049	0	2,40	0,00	0,83	0	0	0,17	0	0,505	-0,5	0
4	21	0	4,5	0	3,049	0,00	2,40	0	0,7	0,1	0,14	0,83	0	0,44	0,39
	22	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,42	0,4	0,1	0,08	3,05	3,049	0	0
	23	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,42	0,4	0,1	0,08	3,05	3,049	0	0
	24	4,5	0	3,049	0	2,40	0,00	0,73	0	0,1	0,14	0	0,832	-0,4	-0,4
3	17	0	4,5	0	3,049	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,34	1,38	0	1,05	0,33
	18	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,4	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	19	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,4	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	20	4,5	0	3,049	0	2,40	0,00	0,55	0	0,1	0,34	0	1,379	-1	-0,3
2	13	0	4,5	0	3,049	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	1,44	0	1,01	0,43
	14	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	15	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	16	4,5	0	3,049	0	2,40	0,00	0,53	0	0,1	0,33	0	1,437	-1	-0,4
1	9	0	4,5	0	3,049	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	1,44	0	1,01	0,43
	10	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	11	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	12	4,5	0	3,049	0	2,40	0,00	0,53	0	0,1	0,33	0	1,437	-1	-0,4
RDC	5	0	4,5	0	3,049	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	1,44	0	1,01	0,43
	6	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	7	4,5	4,5	3,049	3,049	2,40	2,40	0,35	0,3	0,1	0,22	3,05	3,049	0	0
	8	4,5	0	3,049	0	2,40	0,00	0,53	0	0,1	0,33	0	1,437	-1	-0,4

Tab (6.3) : Moments en appuis sous Q

Niveau	Travée	G	Me	Mw	M ₀	Mtr	Te	Tw	N
5	25-26	17,3	1,944	11,73	19,46	12,62	29,21	-22,69	51,90
	26,27	17,3	11,73	11,73	19,46	7,731	25,95	-25,95	51,90
	27-28	17,3	11,73	1,942	19,46	12,62	22,69	-29,21	51,90
4	21-22	18,07	3,34	12,25	20,32	12,53	30,07	-24,14	54,21
	22-23	18,07	12,25	12,25	20,32	8,075	27,11	-27,11	54,21
	23-24	18,07	12,25	3,34	20,32	12,53	24,14	-30,07	54,21
3	17-18	18,07	5,535	12,25	20,32	11,43	29,34	-24,87	54,21
	18-19	18,07	12,25	12,25	20,32	8,075	27,11	-27,11	54,21
	19-20	18,07	12,25	5,535	20,32	11,43	24,87	-29,34	54,21
2	13-14	18,07	5,77	12,25	20,32	11,31	29,26	-24,95	54,21
	14-15	18,07	12,25	12,25	20,32	8,07	27,11	-27,11	54,21
	15-16	18,07	12,25	5,77	20,32	11,31	24,95	-29,27	54,21
1	9-10	18,07	5,77	12,25	20,32	11,31	29,27	-24,95	54,21
	10-11	18,07	12,25	12,25	20,32	8,07	27,11	-27,11	54,21
	11-12	18,07	12,25	5,77	20,32	11,31	24,95	-29,27	54,21
RDC	5-6	18,07	5,77	12,25	20,32	11,31	29,27	-24,95	54,21
	6-7	18,07	12,25	12,25	20,32	8,07	27,11	-27,11	54,21
	7-8	18,07	12,25	5,77	20,32	11,31	24,95	-29,27	54,21

Tab.(6-4) : Efforts tranchants et normaux sous G

Niveau	Travée	Q	Me	Mw	M ₀	Mtr	Te	Tw	N
5	25-26	4,5	0,51	3,05	5,06	3,28	7,60	-5,903	13,50
	26,27	4,5	3,05	3,05	5,06	2,01	6,75	-6,75	13,50
	27-28	4,5	3,05	0,51	5,06	3,28	5,90	-7,597	13,50
4	21-22	4,5	0,83	3,05	5,06	3,12	7,49	-6,01	13,50
	22-23	4,5	3,05	3,05	5,06	2,01	6,75	-6,75	13,50
	23-24	4,5	3,05	0,83	5,06	3,12	6,01	-7,49	13,50
3	17-18	4,5	1,38	3,05	5,06	2,845	7,31	-6,193	13,50
	18-19	4,5	3,05	3,05	5,06	2,01	6,75	-6,75	13,50
	19-20	4,5	3,05	1,38	5,06	2,845	6,19	-7,307	13,50
2	13-14	4,5	1,44	3,05	5,06	2,815	7,29	-6,213	13,50
	14-15	4,5	3,05	3,05	5,06	2,01	6,75	-6,75	13,50
	15-16	4,5	3,05	1,41	5,06	2,83	6,20	-7,297	13,50
1	9-10	4,5	1,44	3,05	5,06	2,815	7,29	-6,213	13,50
	10-11	4,5	3,05	3,05	5,06	2,01	6,75	-6,75	13,50
	11-12	4,5	3,05	1,41	5,06	2,83	6,20	-7,297	13,50
RDC	5-6	4,5	1,44	3,05	5,06	2,815	7,29	-6,213	13,50
	6-7	4,5	3,05	3,05	5,06	2,01	6,75	-6,75	13,50
	7-8	4,5	3,05	1,41	5,06	2,83	6,20	-7,297	13,50

Tab.(6-5) : Efforts tranchants et normaux sous Q

Portique B :

Calcul des inerties :

1-Poteau :

NIVEAU	I EN m ⁴
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme}	0.0009
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme}	0.000675

2-Poutre :

I chaînage = 0.000675 m⁴

Détermination Des Charges Par (MI)

Charges permanentes si G :

$G_{\text{étage}} = 5.15 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{terrasse}} = 4.9 \text{ KN/m}^2$

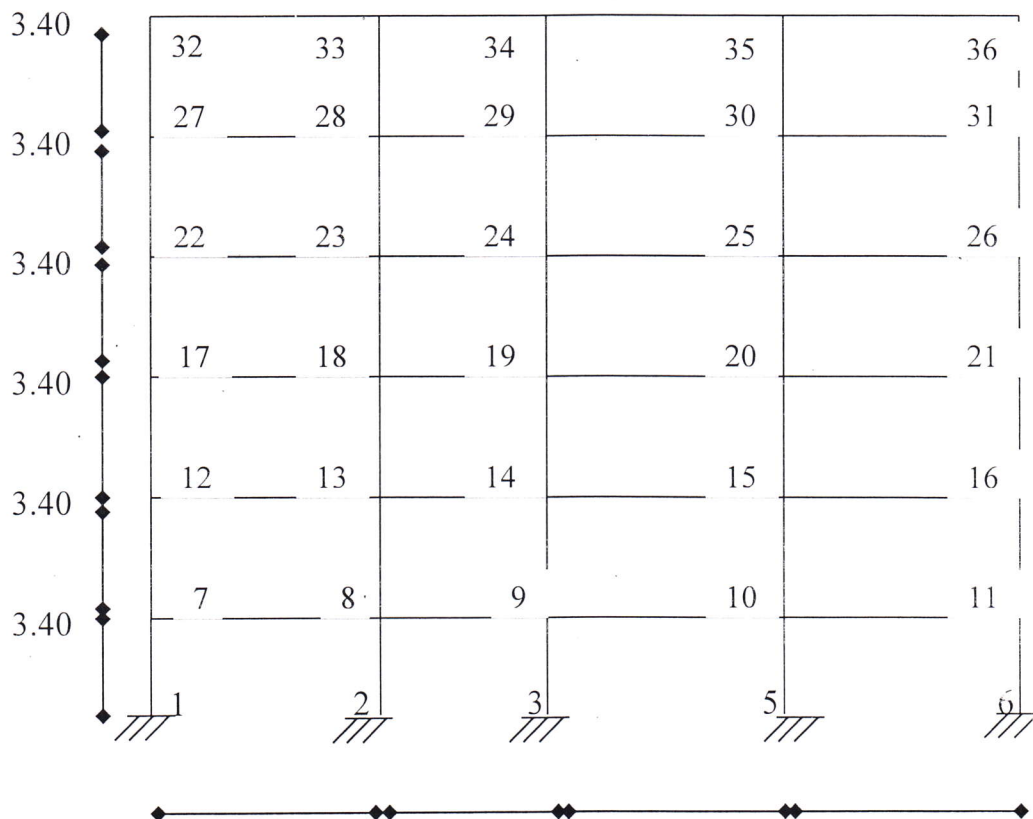
$G_{\text{terrasse}} = G_{\text{poutre}} + 0.3G_{\text{plancher}} = 5.19 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{étage}} = G_{\text{poutre}} + 0.3G_{\text{plancher}} = 5.34 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation Q :

$Q_{\text{terrasse}} = 0.9 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{étage}} = 0.9 \text{ KN/m}^2$



Niveau	Noed	Longueurs réels				Longueurs réduites				Inerties $mx10^{-3}$					Rigidité $m^3 \times 10^4$					$\sum kx \cdot 10^{-4}$		Rigidité/ $\sum k$			
		l_w	l_e	H_n	H_e	l_w	l_e	H_n	H_s	l_w	l_e	I_n	I_s	K_w	K_e	K_n	K_s	D	K_w/D	K_e/D	K_n/D	K_s/D			
5	31	0,00	3,00	0,00	3,40	0,00	2,40	0,00	2,72	0	0,675	0	0,675	0,00	1,3	0,00	0,2	1,50	0	0,8	0	0,17			
	32	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	0,675	0,675	0,00	0,675	1,25	1,3	0,00	1,3	3,75	0,33	0,3	0	0,33			
	33	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	0,675	0,675	0,00	0,675	1,25	1,3	0,00	1,3	3,75	0,33	0,3	0	0,33			
	34	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	0,675	0,675	0,00	0,675	1,25	1,3	0,00	1,3	3,75	0,33	0,3	0	0,33			
	35	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	0,675	0,000	0,00	0,675	1,25	1,3	0,00	1,3	3,75	0,33	0,3	0	0,33			
4	26	3	3	3,4	3,4	0	2,4	3,06	2,72	0	0,675	0,675	0,675	0,00	1,3	0,2206	0,2	1,72	0	0,7	0,1	0,14			
	27	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	3,06	2,72	0,675	0,675	0,675	1,25	1,3	0,2206	1,3	3,97	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	28	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	3,06	2,72	0,675	0,675	0,675	1,25	1,3	0,2206	1,3	3,97	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	29	3,00	3,00	0,00	3,40	2,40	2,40	0,00	2,72	0,675	0,675	0,675	1,25	1,3	0,00	1,3	3,75	0,33	0,3	0,3	0	0,33			
	30	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	3,06	2,72	0,675	0,000	0,675	0,675	1,25	1,3	0,2206	1,3	3,97	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31		
3	21	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	0,675	0,675	2,13	0,00	1,3	0,2482	0,8	2,28	0	0,5	0,1	0,34			
	22	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,675	2,13	1,25	1,3	0,2482	1,3	4,00	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	23	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,675	2,13	1,25	1,3	0,2482	1,3	4,00	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	24	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,675	2,13	1,25	1,3	0,2482	1,3	4,00	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	25	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,000	0,675	2,13	1,25	1,3	0,2482	1,3	4,00	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31		
2	16	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	0,675	0,900	2,13	0,00	1,3	0,3309	0,8	2,36	0	0,5	0,1	0,33			
	17	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	18	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	19	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,675	2,13	1,25	1,3	0,2482	1,3	4,00	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	20	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,000	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31		
1	11	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	0,675	0,900	2,13	0,00	1,3	0,3309	0,8	2,36	0	0,5	0,1	0,33			
	12	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	13	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	14	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	15	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,000	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31		
RDC	6	3	3	3,4	3,4	0	2,40	2,72	2,72	0	0,675	0,900	2,13	0,00	1,3	0,3309	0,8	2,36	0	0,5	0,1	0,33			
	7	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	8	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,675	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	9	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,675	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31			
	10	3	3	3,4	3,4	2,4	2,40	2,72	2,72	0,675	0,000	0,900	2,13	1,25	1,3	0,3309	1,3	4,08	0,31	0,3	0,3	0,1	0,31		

Tab.(6-6) : Caractéristiques géométriques du portique B

Niveau	Noed	qw	qe	Mw'	Me'	I_w	I_e	K_w/D	K_e/D	K_n/D	K_s/D	Me	Mw	Ms	Mn
5	31	0	5,19	0	3,517	0,00	2,40	0	0,8	0	0,17	0,58	0	0,58	0
	32	5,19	5,19	3,517	3,517	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	3,52	3,517	0	0
	33	5,19	5,19	3,517	3,517	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	3,52	3,517	0	0
	34	5,19	5,19	3,517	3,517	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	3,52	3,517	0	0
	35	5,19	0	3,517	0	2,40	0,00	0,33	0,3	0	0,33	1,17	2,345	-1,2	0
4	26	0	5,34	0	3,619	0,00	2,40	0	0,7	0,1	0,14	0,99	0	0,52	0,46
	27	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	28	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	29	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	3,62	3,619	0	0
	30	5,34	0	3,619	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	1,14	2,479	-1,1	-0,2
3	21	0	5,34	0	3,619	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,34	1,64	0	1,24	0,39
	22	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	23	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	24	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	25	5,34	0	3,619	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	1,13	2,487	-1,1	-0,2
2	16	0	5,34	0	3,619	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	1,71	0	1,2	0,51
	17	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	18	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	19	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	20	5,34	0	3,619	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	1,11	2,51	-1,1	-0,3
1	11	0	5,34	0	3,619	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	1,71	0	1,2	0,51
	12	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	13	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	14	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	15	5,34	0	3,619	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	1,11	2,51	-1,1	-0,3
RDC	6	0	5,34	0	3,619	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	1,71	0	1,2	0,51
	7	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	8	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	9	5,34	5,34	3,619	3,619	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	3,62	3,619	0	0
	10	5,34	0	3,619	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	1,11	2,51	-1,1	-0,3

Tab.(6-7) : Calcul des moments en appuis sous G

Niveau	Noed	qw	qe	Mw'	Me'	I_w	I_e	K_w/D	K_e/D	K_n/D	K_s/D	Me	Mw	Ms	Mn
5	31	0	0,9	0	0,61	0,00	2,40	0	0,8	0	0,17	0,1	0	0,1	0
	32	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	0,61	0,61	0	0
	33	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	0,61	0,61	0	0
	34	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	0,61	0,61	0	0
	35	0,9	0	0,61	0	2,40	0,00	0,33	0,3	0	0,33	0,2	0,407	-0,2	0
4	26	0	0,9	0	0,61	0,00	2,40	0	0,7	0,1	0,14	0,17	0	0,09	0,078
	27	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	28	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	29	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,33	0,3	0	0,33	0,61	0,61	0	0
	30	0,9	0	0,61	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	0,19	0,418	-0,2	-0,03
3	21	0	0,9	0	0,61	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,34	0,28	0	0,21	0,066
	22	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	23	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	24	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	25	0,9	0	0,61	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	0,19	0,419	-0,2	-0,04
2	16	0	0,9	0	0,61	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	0,29	0	0,2	0,085
	17	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	18	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	19	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	20	0,9	0	0,61	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	0,19	0,423	-0,2	-0,05
1	11	0	0,9	0	0,61	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	0,29	0	0,2	0,085
	12	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	13	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	14	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	15	0,9	0	0,61	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	0,19	0,423	-0,2	-0,05
RDC	6	0	0,9	0	0,61	0,00	2,40	0	0,5	0,1	0,33	0,29	0	0,2	0,085
	7	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	8	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	9	0,9	0,9	0,61	0,61	2,40	2,40	0,31	0,3	0,1	0,31	0,61	0,61	0	0
	10	0,9	0	0,61	0	2,40	0,00	0,31	0,3	0,1	0,31	0,19	0,423	-0,2	-0,05

Tab.(6-8) : Calcul des moments en appuis sous Q

Niveau	Travée	G	Me	Mw	M ₀	Mtr	Te	Tw	N
5	31-32	17,3	0,58	3,52	5,83	3,78	26,93	-24,97	51,90
	32-33	17,3	3,52	3,52	5,83	2,31	25,95	-25,95	51,90
	33-34	17,3	3,52	3,52	5,83	2,31	25,95	-25,95	51,90
	34-35	17,3	3,52	2,34	5,83	2,9	25,56	-26,34	51,90
4	26-27	18,07	0,99	3,62	6	3,695	27,98	-26,23	54,21
	27-28	17,07	3,62	3,62	6	2,38	25,61	-25,61	51,21
	28-29	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	29-30	18,07	3,62	2,48	6	2,95	26,73	-27,49	54,21
3	21-22	18,07	1,64	3,62	6	3,37	27,77	-26,45	54,21
	22-23	17,07	3,62	3,62	6	2,38	25,61	-25,61	51,21
	23-24	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	24-25	18,07	3,62	2,49	6	2,945	26,73	-27,48	54,21
2	16-17	18,07	1,71	3,62	6	3,335	27,74	-26,47	54,21
	17-18	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	18-19	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	19-20	18,07	3,62	2,51	6	2,935	26,74	-27,48	54,21
1	11-12	18,07	1,71	3,62	6	3,335	27,74	-26,47	54,21
	12-13	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	13-14	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	14-15	18,07	3,62	2,51	6	2,935	26,74	-27,48	54,21
RDC	6-7	18,07	1,71	3,62	6	3,335	27,74	-26,47	54,21
	7-8	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	8-9	18,07	3,62	3,62	6	2,38	27,11	-27,11	54,21
	9-10	18,07	3,62	2,51	6	2,935	26,74	-27,48	54,21

Tab.(6-9) : Sollicitations sous G

Niveau	Travée	Q	Me	Mw	M ₀	Mtr	Te	Tw	N
5	31-32	0,9	0,1	0,61	1,01	0,655	1,52	-1,18	2,70
	32-33	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	33-34	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	34-35	0,9	0,61	0,41	1,01	0,5	1,28	-1,417	2,70
4	26-27	0,9	0,17	0,61	1,01	0,62	1,50	-1,203	2,70
	27-28	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	28-29	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	29-30	0,9	0,61	0,42	1,01	0,495	1,29	-1,413	2,70
3	21-22	0,9	0,28	0,61	1,01	0,565	1,46	-1,24	2,70
	22-23	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	23-24	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	24-25	0,9	0,61	0,42	1,01	0,495	1,29	-1,413	2,70
2	16-17	0,9	0,29	0,61	1,01	0,56	1,46	-1,243	2,70
	17-18	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	18-19	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	19-20	0,9	0,61	0,42	1,01	0,495	1,29	-1,413	2,70
1	11-12	0,9	0,29	0,61	1,01	0,56	1,46	-1,243	2,70
	12-13	0,9	0,61	61	1,01	-29,8	21,48	18,78	2,70
	13-14	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	14-15	0,9	0,61	0,42	1,01	0,495	1,29	-1,413	2,70
RDC	6-7	0,9	0,29	0,61	1,01	0,56	1,46	-1,243	2,70
	7-8	0,9	0,61	61	1,01	-29,8	21,48	18,78	2,70
	8-9	0,9	0,61	0,61	1,01	0,4	1,35	-1,35	2,70
	9-10	0,9	0,61	0,42	1,01	0,495	1,29	-1,413	2,70

Tab.(6-10) : Sollicitations sous Q

Les sollicitations de toute la structure sont tirées du fichier SAP 2000 et résumées dans les tableaux suivants :

Poteau :

Sollicitation du poteaux	N _{max} (Kn)	Plan 1-2				Plan 1-3			
		M _{cor} (Kn.m)	M _{max} (Kn.m)	N _{cor} (Kn)	T _{max} (Kn)	M _{cor} (Kn.m)	M _{max} (Kn.m)	N _{cor} (Kn)	T _{max} (Kn)
Angle 30x40	-877,44	2,07	12,86	479,74	-3,85	3,67	11,33	723,98	3,85
Centre 30x40	-861,39	0 ;85	-9,55	0	-46,88	2,2	-7 ;29	-693 ;09	-46,88
Rive 30x40	-957,27	-48	70	-568,29	-0.03	-11,3	-20	-839,44	-30
30x30 Angle	-270,06	3,81	-12,05	-71,32	-2,79	5,35	-7,7	-83,14	-2,79
30x30 Rive	-307,86	-25	67	-88,94	-0,02	0,019	-15	-90,82	-0,02
30x30 Centre	-293,89	5,12	-9,76	-78,15	-33,01	-3,77	8,7	-73,83	-33,01

Tab(6-11) : Les sollicitations exercées sur les poteaux sous la charge verticale

Poutre :

Niveau	Axe	Section	M_t (Kn.m)	M_a (Kn.m)
Terrasse	1	30x35	11,57	-23,14
	2	30x35	13,55	-19,08
	3	30x35	21,98	-31,61
	4	30x35	10,55	-34,80
	5	30x35	21,08	-23,81
	A	30x30	09,10	-15,23
	B	30x30	05,92	-24,94
	C	30x30	03,41	-24,78
Etage	D	30x30	09,07	-15,53
	1	30x35	11,57	-23,14
	2	30x35	20,96	-36,55
	3	30x35	11,72	-27,66
	4	30x35	11,77	-31,99
	5	30x35	19,18	-32,27
	A	30x30	11,09	-20,37
	B	30x30	03,26	-95,50
Poutre Pilier	C	30x30	32,22	-94,60
	D	30x30	11,08	-20,48
	Poutre Pilier	30x40	25,72	-36,03

Tab.(6.12) : Sollicitations exercées sur les poutres sous la charge verticale

Chapitre VII : Etude sismique.

Dans l'étude sismique on utilisera les règles parasismiques algériennes « RPA 99 », le calcul des sollicitations peut être déterminé de 2 manières :

- Par une méthode statique équivalente.
- Par une méthode dynamique.

7-1) Méthode statique équivalente :

7-1-1) Condition d'application : « RPA » art (4-1-2)

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égal à 45m en sone I et II et à 30m en zone III, chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

a) Régularité en plan

a-1) Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution de la rigidité que pour celle des masses.

a-2) à chaque niveau et pour chaque direction de calcul ; la distance entre le centre de gravité des masses et le centre rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a-3) La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur) du plancher inférieur ou égale 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a-4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

b) Régularité en élévation :

b-1) dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimension les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après.

b-2) aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

Remarque :

Toutes les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées, mais pour des raisons de précision on préfère utiliser la méthode dynamique.

Par cette méthode ; il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure, on procède suivant les étapes suivantes :

- On détermine les caractéristiques dynamiques de la structure (forme, période propre)
- Le facteur de contribution de chaque mode
- Evaluation des forces sismique de calcul pour chaque mode
- Evaluation de la sollicitation maximale résultante

Détermination des caractéristiquement dynamiques de la structure.

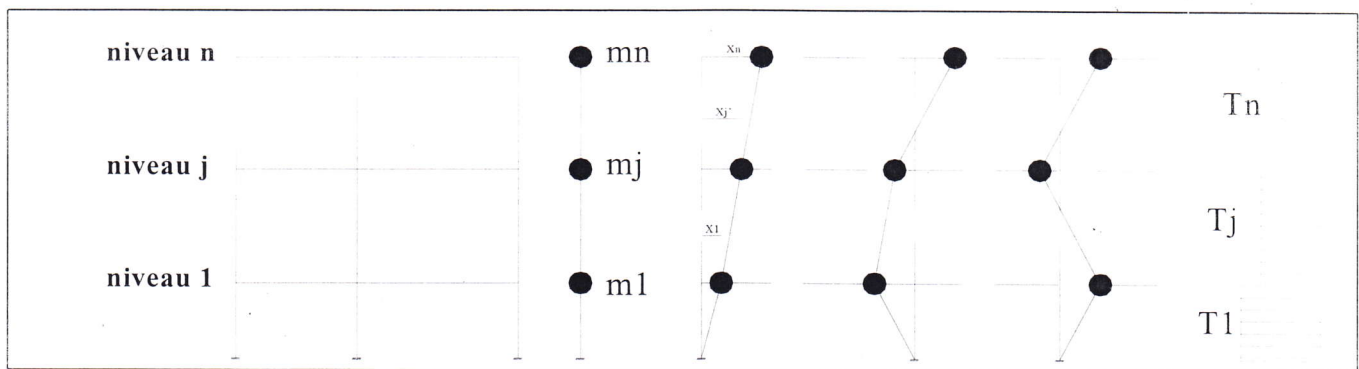


Fig.(7.1) : Caractéristiquement dynamique de la structure

Résolution de l'équation caractéristique du système :

$$| [K] - \omega_i^2 [M] | \cdot \{ \Phi_{ij} \} = 0$$

K : Matrice de rigidité

M : Matrice de masse

Ω : Valeur de pulsation

En utilise la méthode de HOLZER pour la détermination des ω_i ; Φ_i

7.1.2) Méthode de calcul :

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}}, \text{ c'est-à-dire on peut écrire } x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j}$$

$$\text{Et } T_j = \sum_{k=j}^n \frac{F_k}{m_k \omega^2} \text{ avec } F_k \text{ force d'inertie et } F_k = m_k \omega^2 \cdot X_k$$

$$\rightarrow x_{j-1} = x_j - \frac{W^2}{R_j} \sum_j^n m_k X_k$$

Comme $X_j(t) = X_j \cdot \sin(\omega \cdot t + \Phi)$ et $j=1$

Remarque :

Toutes les conditions de la méthode statique équivalente sont vérifiées, mais pour des raisons de précision on préfère utiliser la méthode dynamique.

Par cette méthode ; il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure, on procède suivant les étapes suivantes :

- On détermine les caractéristiques dynamiques de la structure (forme, période propre)
- Le facteur de contribution de chaque mode
- Evaluation des forces sismique de calcul pour chaque mode
- Evaluation de la sollicitation maximale résultante

Détermination des caractéristiquement dynamiques de la structure.

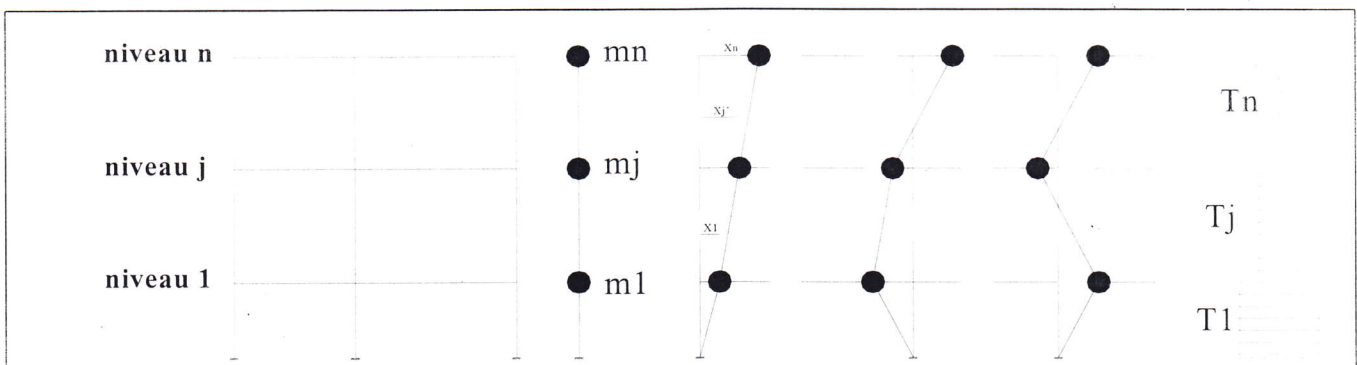


Fig.(7.1) : Caractéristiquement dynamique de la structure

Résolution de l'équation caractéristique du système :

$$| [K] - \omega_i^2 [M] | \cdot \{ \Phi_{ij} \} = 0$$

K : Matrice de rigidité

M : Matrice de masse

Ω : Valeur de pulsation

En utilise la méthode de HOLZER pour la détermination des ω_i ; Φ_i

7.1.2) Méthode de calcul :

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}}, \text{ c'est-à-dire on peut écrire } x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j}$$

$$\text{Et } T_j = \sum_{k=j}^n F_k \text{ avec } F_k \text{ force d'inertie et } F_k = m_k \cdot \omega^2 \cdot X_k$$

$$\rightarrow x_{j-1} = x_j - \frac{W^2}{R_j} \sum_j^n m_k X_k$$

Comme $X_j(t) = X_j \cdot \sin(\omega \cdot t + \Phi)$ et $j=1$

Condition aux limites :

- 1- A la base de la structure le déplacement relatif de niveau est nul $X_0=0$
- 2- Au sommet, généralement on prend $X_n=1$ les formes propres étant définies à une constante près.

$$X_1 = X_2 - \frac{W^2}{R_2} \sum_2^n m_k X_k$$

$$X_0 = 0 = X_1 - \frac{W^2}{R_1} \sum_1^n m_k X_k \rightarrow X_1 = \frac{W^2}{R_1} \sum_1^n m_k X_k$$

La méthode de HOLZER consiste en la détermination des pulsations w_1, w_2, \dots, w_n .
Et des formes propres correspondantes à ces valeurs en résultat l'équation de récurrence (1) par approximations successive sur (w) dans les bonne valeur satisfait la condition à la base (2).

$$\alpha' = \sum (m_k X_k)^2 / (\sum m_k (X_{ki})^2 \cdot \sum m_{ki})$$

Pour chaque mode on vérifie :

- 1- $\alpha' \geq 5\%$.
- 2- $\sum \alpha'_i \geq 90\%$

7.1.2.1- Concentration des masses (calcul des poids) :

On considère que les masses sont concentrées au niveau des planchers, donc on suppose que le plancher est l'élément de rigidité infinie.

*-la valeur de W (poids de structure) comprend :

- Charge permanente (poids propre) des différents éléments de la structure.
- 0.2 des charges d'exploitation.

$$W = G + 0.2Q$$

1- Evaluation des masses sismiques

- plancher 5eme étage : m_6
- poids du plancher = $4.19 (75.33) = 315.95$ KN
- poids des parties en sailli = $5.28 = (23.4+3) = 139.39$ KN
- poids des poutres = 113.5 KN
- poids des chaînages = $72.9+18.9=91.8$ KN
- poids des murs = 2.23.54 KN

$$\begin{array}{l} \text{poids escaliers} \left\{ \begin{array}{l} \text{palier} = 4.7 \cdot 4.35 = 20.45 \text{ KN} \\ \text{Paillasse} = 7.3 \cdot 7.29 = 53.22 \text{ KN} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\text{poids des poteaux} = \frac{76.5 \text{ KN}}{1101.25 \text{ K}}$$

$$\begin{array}{l} - 20\% Q = 20\% (2.5 f_{es} + 1.5 S_{plan} + 3.5 S_{saillies}) = 234.495.02 \\ = 46.899 \text{ KN} \end{array}$$

$$M_6 = 1082.449 \text{ KN}$$

Plancher 4eme étage m₆

- pds plancher : 5.15 (75.33) = 387.95
- pds parties en saillis : 5.28 (26.4) = 139.39 KN
- pds poutres = 113.5 KN
- pds chaînage = 91.8 KN
- pds murs = 308.....KN
- Pds escaliers { pds paillasse = 20.45 KN
- { pds palier = 53.22 KN
- 20% (2.5 S_{esc} + 1.5 S_{plan} + 3.5 S_{saillis}) = 46.899 KN

M_s = 1314.33 KN

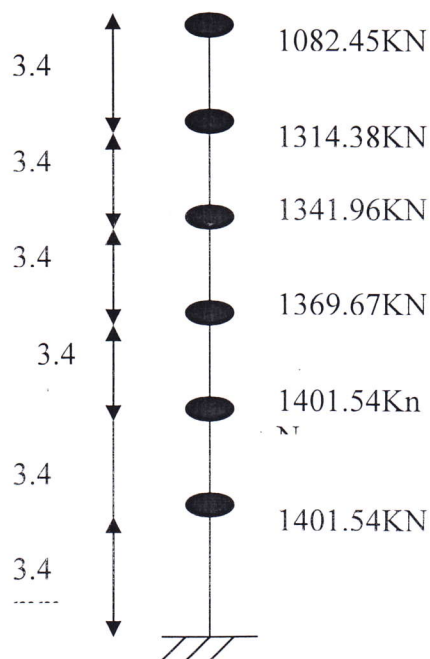


Fig. (7.2) : Model de concentration des masses

7.1.2.2) Calcul des périodes fondamentales :

Sens (X-X) :

Mode 1										
Niveau	Ω ²	T	α	Mk	Mk . Ω ²	Xk	Mk . Ω ² . Xk	R _i	Σ (Mk . Ω ² . Xk) / R _i	
6	6634,01	0,077	65	108,2450	718098,4125	1	718098,4125	6427519,70	0,1117	
5	6634,01	0,077	65	131,4380	871961,0064	0,64	558055,0441	2291649,80	0,2435	
4	6634,01	0,077	65	134,1960	890257,6060	0,42	373908,1945	1412036,30	0,2648	
3	6634,01	0,077	65	136,9670	908640,4477	0,25	227160,1119	9509812,672	0,0233	
2	6634,01	0,077	65	140,1540	929783,0375	0,11	102276,1341	584420,41	0,1750	
1	6634,01	0,077	65	140,1540	929783,0375	0,03	27893,4911	203939,52	0,1368	

Tab.(7-1) : Mode de vibrations sens longitudinal

Mode2

Niveau	Ω^2	T	α	Mk	$Mk \cdot \Omega^2$	Xk	$Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk$	R_j	$\sum (Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk) / R_j$
6	28392,00	0,04	15	108,2450	3073292,0400	1	3073292,0400	6427519,70	0,4781
5	28392,00	0,04	15	131,4380	3731787,6960	-0,5	-1865893,8480	2291649,80	-0,8142
4	28392,00	0,04	15	134,1960	3810092,8320	-0,7	-2667064,9824	1412036,30	-1,8888
3	28392,00	0,04	15	136,9670	3888767,0640	-0,54	-2099934,2146	9509812,67	-0,2202
2	28392,00	0,04	15	140,1540	3979252,3680	-0,28	-1114190,6630	584420,41	-1,9065
1	28392,00	0,04	15	140,1540	3979252,3680	-0,07	-278547,6658	203939,52	-1,3658

Tab.(7-2) : Mode de vibrations sens longitudinal

Mode3

Niveau	Ω^2	T	α	Mk	$Mk \cdot \Omega^2$	Xk	$Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk$	R_j	$\sum (Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk) / R_j$
6	75625,00	0,02	10	108,2450	8186028,1250	1	8186028,1250	6427519,70	1,2736
5	75625,00	0,02	10	131,4380	9939998,7500	-3,02	-30018796,2250	2291649,80	-13,0992
4	75625,00	0,02	10	134,1960	10148572,5000	0,72	7306972,2000	1412036,30	5,1748
3	75625,00	0,02	10	136,9670	10358129,3750	2,25	23305791,0938	9509812,67	2,4505
2	75625,00	0,02	10	140,1540	10599146,2500	1,62	17170616,9250	584420,41	29,3806
1	75625,00	0,02	10	140,1540	10599146,2500	0,48	5087590,2000	203939,52	24,9466

Tab.(7-3) : Mode de vibrations sens longitudinal

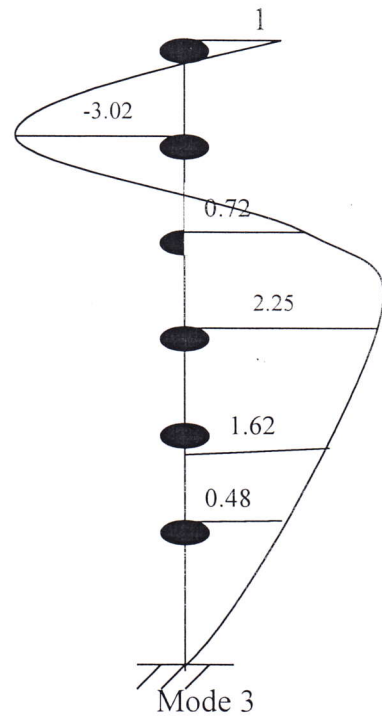
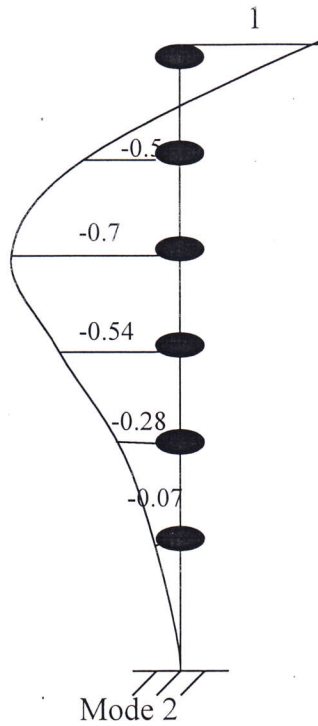
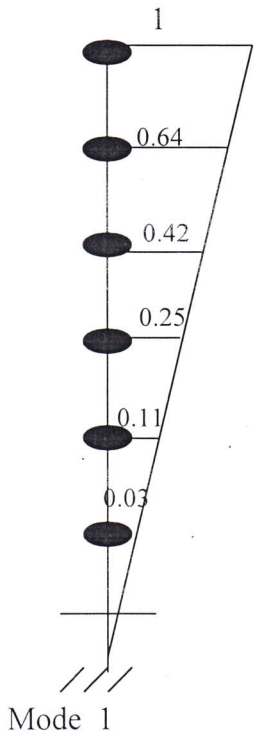


Fig.(7.3) : Déplacement de chaque niveau (sens longitudinale)

Mode 1									
Niveau	Ω^2	T	α	Mk	$Mk \cdot \Omega^2$	Xk	$Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk$	R_j	$\sum (Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk) / R_j$
6	8100,00	0,07	64	108,2450	876784,5000	1	876784,5000	6724086,90	0,1304
5	8100,00	0,07	64	131,4380	1064647,8000	0,73	777192,8940	2604420,15	0,2984
4	8100,00	0,07	64	134,1960	1086987,6000	0,5	543493,8000	1724806,67	0,3151
3	8100,00	0,07	64	136,9670	1109432,7000	0,29	321735,4830	1082447,92	0,2972
2	8100,00	0,07	64	140,1540	1135247,4000	0,15	170287,1100	715887,07	0,2379
1	8100,00	0,07	64	140,1540	1135247,4000	0,04	45409,8960	335406,18	0,1354

Tab.(7-4) : Mode de vibrations sens transversal

Sens transversal (Y-Y) :

Mode2									
Niveau	Ω^2	T	α	Mk	$Mk \cdot \Omega^2$	Xk	$Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk$	R_j	$\sum (Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk) / R_j$
6	40582,10	0,03	17	108,2450	4392809,4145	1	4392809,4145	6724086,90	0,6533
5	40582,10	0,03	17	131,4380	5334030,0598	-0,3	-1600209,0179	2604420,15	-0,6144
4	40582,10	0,03	17	134,1960	5445955,4916	-0,69	-3757709,2892	1724806,67	-2,1786
3	40582,10	0,03	17	136,9670	5558408,4907	-0,59	-3279461,0095	1082447,92	-3,0297
2	40582,10	0,03	17	140,1540	5687743,6434	-0,34	-1933832,8388	715887,07	-2,7013
1	40582,10	0,03	17	140,1540	5687743,6434	-0,1	-568774,3643	335406,18	-1,6958

Tab.(7-5) : Mode de vibrations sens transversal

Mode3									
Niveau	Ω^2	T	α	Mk	$Mk \cdot \Omega^2$	Xk	$Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk$	R_j	$\sum (Mk \cdot \Omega^2 \cdot Xk) / R_j$
6	95790,25	0,02	0,9	108,2450	10368815,6113	1	10368815,6113	6724086,90	1,5420
5	95790,25	0,02	0,9	131,4380	12590478,8795	-2,09	-26314100,8582	2604420,15	-10,1036
4	95790,25	0,02	0,9	134,1960	12854668,3890	0,13	1671106,8906	1724806,67	0,9689
3	95790,25	0,02	0,9	136,9670	13120103,1718	1,44	18892948,5673	1082447,92	17,4539
2	95790,25	0,02	0,9	140,1540	13425386,6985	1,16	15573448,5703	715887,07	21,7541
1	95790,25	0,02	0,9	140,1540	13425386,6985	0,38	5101646,9454	335406,18	15,2104

Tab.(7-6) : Mode de vibrations sens transversal

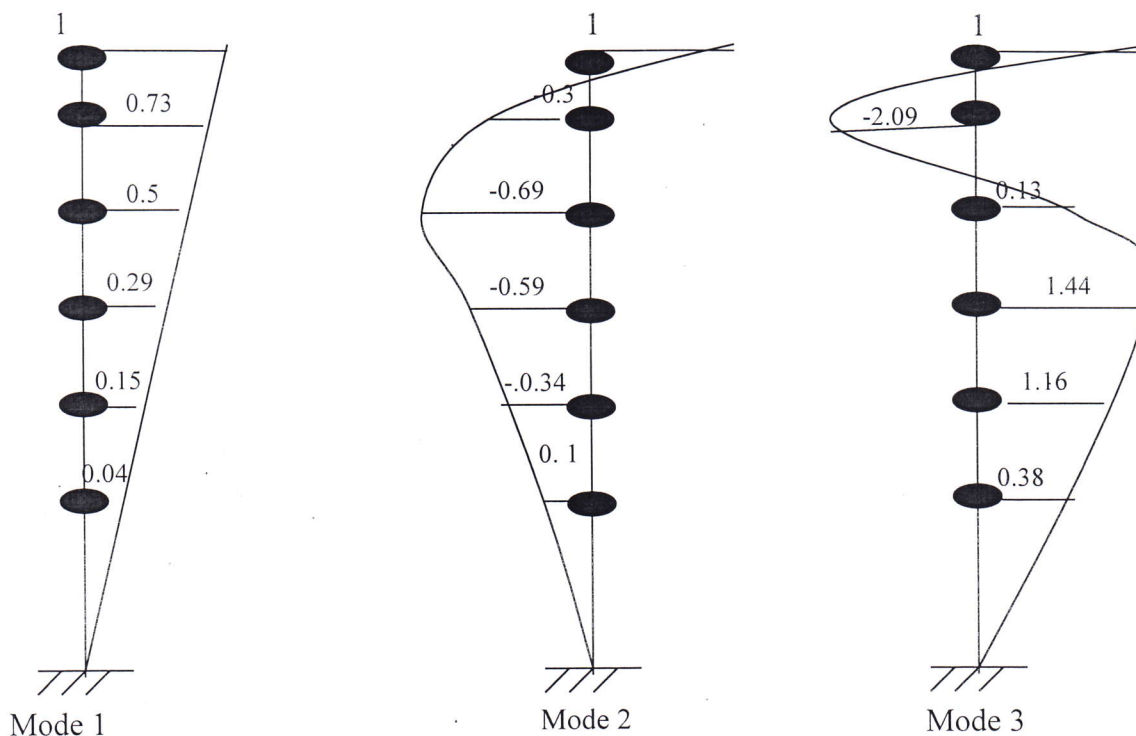


Fig.(7.4) : Déplacement de chaque niveau (sens transversal)

7.2) Détermination des efforts sismiques et des efforts tranchants :

7.2.1) Méthode dynamique par spectre de réponse :

Hypothèse :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux.
- Seul les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte, Les planchers des fondations doivent être rigides dans leur plan
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90%.

Force sismique :

- La force sismique latérale au niveau K pour le mode I est $F_{kj} = ADQ\gamma_i\omega_k / R$
- La force sismique résultante (effort tranchant) au niveau K due au mode I est

$$\text{égale : } v_{kj} = \sum_k^n F_j$$

- La force sismique totale à la base (effort tranchant à la base) due au mode I est :

$$S_i = ADQ\alpha_i \sum_i^n w_i / R$$

A : coefficient d'accélération de zone (A=0,15)

R : facteur de comportement de la structure (R=5)

Q : facteur de qualité (Q=1,15)

γ_i : Coefficient de distribution

w_k : Poids de l'étage k

α : Coefficient de participation modal.

D : Facteur de d'amplification dynamique (D=2,2)

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du sol ($T_2= 0,40$ s)

Mode1					
Niveau	Mk (t)	Xki	Mk Xki	Mk Xki 2	S
6	108,245	1	108,245	108,245	1,25
5	131,438	0,98	128,80924	126,2330552	1,25
4	134,196	0,74	99,30504	73,4857296	1,25
3	136,967	0,46	63,00482	28,9822172	1,25
2	140,154	0,22	30,83388	6,7834536	1,25
1	140,154	0,003	0,420462	0,001261386	1,25
			430,618442	343,730717	

$\zeta(\%)$:est le pourcentage d'amortissement (= 7%)

Tab.(7-7) : Détermination de coefficient de distribution et de coefficient de participation modale

$$\gamma_i = X_{ki} \sum |\Omega_{ki} X_{ki}| \sum \Omega_k (X_{ki})^2$$

$$\alpha_i = \left[\frac{(\sum w_{ki} X_{ki})^2}{\sum w_k (X_{ki})^2} \right] * \frac{1}{\sum_1^n w_{ki}}$$

X_{ki} = amplitude au niveau K dans le mode i.

Application de la méthode :

Sens longitudinal :

Mode 2					
Niveau	Mk (t)	Xki	Mk Xki	Mk Xki 2	S
6	108,245	1	108,245	108,245	0,18
5	131,438	0,88	115,66544	101,7855872	0,18
4	134,196	-0,88	-118,09248	103,9213824	0,18
3	136,967	-0,157	-21,503819	3,376099583	0,18
2	140,154	-1,07	-149,96478	160,4623146	0,18
1	140,154	-0,155	-21,72387	3,36719985	0,18
			-87,374509	481,1575836	

Tab(7.8) : Détermination du coefficient de participation modal

Niveau	Mk (t)	Xki	Mk Xki	Mk Xki 2	S
6	108,245	1	108,245	108,245	0,04
5	131,438	0,71	93,32098	66,2578958	0,04
4	134,196	-3,45	-462,9762	1597,26789	0,04
3	136,967	0,99	135,59733	134,2413567	0,04
2	140,154	2	280,308	560,616	0,04
1	140,154	-0,41	-57,46314	23,5598874	0,04
			97,03197	2490,18803	

Tab(7.9) : Détermination du coefficient de participation modal

Détermination de la force sismique :

Model							
Niveau	A	D	R	Q	γ_{Ki}	Mk (t)	Fki (t)
6	0,15	2,2	5	1,15	1,25	108,245	10,2697444
5	0,15	2,2	5	1,15	1,23	131,438	12,2706574
4	0,15	2,2	5	1,15	0,92	134,196	9,37063829
3	0,15	2,2	5	1,15	0,57	136,967	5,92560332
2	0,15	2,2	5	1,15	0,27	140,154	2,87217592
1	0,15	2,2	5	1,15	0,003	140,154	0,03191307
						791,154	

Tab(7.10) : Détermination de la force sismique totale à la base

Mode 2							
Niveau	A	D	R	Q	γ_{Ki}	Mk (t)	Fki (t)
6	0,15	2,2	5	1,15	0,18	108,245	1,47884319
5	0,15	2,2	5	1,15	0,158	131,438	1,57623078
4	0,15	2,2	5	1,15	-0,158	134,196	-1,60930527
3	0,15	2,2	5	1,15	-0,28	136,967	-2,91082268
2	0,15	2,2	5	1,15	0,2	140,154	2,12753772
1	0,15	2,2	5	1,15	0,03	140,154	0,31913066
						791,154	

Tab(7.11) : Détermination de la force sismique totale à la base

Mode							
3							
Niveau	A	D	R	Q	γK_i	Mk (t)	Fki (t)
6	0,15	2,2	5	1,15	0,04	108,245	0,32863182
5	0,15	2,2	5	1,15	0,03	131,438	0,29928433
4	0,15	2,2	5	1,15	-0,014	134,196	-0,14259667
3	0,15	2,2	cd5	1,15	0,004	136,967	0,04158318
2	0,15	2,2	5	1,15	0,008	140,154	0,08510151
1	0,15	2,2	5	1,15	-0,02	140,154	-0,21275377
						791,154	

Tab(7.12) : Détermination de la force sismique totale à la base

Niveau	Mode 1 Fk1(t)	Mode2 Fk2(t)	Mode3 Fk3(t)	$Fk = \sqrt{(Fk1^2 + Fk2^2 + Fk3^2)}$	Vk(t)
6	10,26974438	1,47884319	0,32863182	10,38	10,38
5	12,27065737	1,57623078	0,29928433	12,38	22,76
4	9,370638288	-1,60930527	-0,14259667	9,51	32,26
3	5,925603321	-2,91082268	0,04158318	6,60	38,87
2	2,872175922	2,12753772	0,08510151	3,58	42,44
1	0,031913066	0,31913066	-0,21275377	0,38	42,83

Tab(7.13) : Sollicitations résultantes

Sens transversale :

Mode1					
Niveau	Mk (t)	Xki	Mk Xki	Mk Xki 2	S
6	108,245	1	108,245	108,245	0,59
5	131,438	0,86	113,03668	97,2115448	
4	134,196	0,64	85,88544	54,9666816	
3	136,967	0,4	54,7868	21,91472	
2	140,154	0,19	26,62926	5,0595594	
1	140,154	2,68	375,61272	1006,64209	
			764,1959	1294,039595	

Tab(7.14) : Détermination des coefficients de participation modale

Mode 2						
Niveau	Mk (t)	Xki	Mk Xki	Mk Xki 2	S	
6	108,245	1	108,245	108,245	0,15	
5	131,438	0,1	13,1438	1,31438		
4	134,196	-0,67	-89,91132	60,2405844		
3	136,967	-0,84	-115,05228	96,6439152		
2	140,154	-0,52	-72,88008	37,8976416		
1	140,154	-7,54	-1056,76116	7967,979146		
			-1213,21604	8272,320668		

Tab(7.15) : Détermination des coefficients de participation modale

Mode 3 :

Niveau	Mk (t)	Xki	Mk Xki	Mk Xki 2	S	
6	108,245	1	108,245	108,245	0,26	
5	131,438	-1,05	-138,0099	144,910395		
4	134,196	-0,6	-80,5176	48,31056		
3	136,967	0,74	101,35558	75,0031292		
2	140,154	0,83	116,32782	96,5520906		
1	140,154	0,12	16,81848	2,0182176		
			124,21938	475,0393924		

Tab(7.16) : Détermination des coefficients de participation modale

Calcul de la force sismique au sens transversal :

Mode 1							
Niveau	A	D	R	Q	γ_{Ki}	Mk (t)	Fki (t)
6	0,15	2,2	5	1,15	0,59	108,245	4,84731935
5	0,15	2,2	5	1,15	0,51	131,438	5,08783354
4	0,15	2,2	5	1,15	0,38	134,196	3,87048103
3	0,15	2,2	5	1,15	0,24	136,967	2,49499087
2	0,15	2,2	5	1,15	0,11	140,154	1,17014575
1	0,15	2,2	5	1,15	1,58	140,154	16,807548
						791,154	

Tab(7.17) : Détermination de la force sismique totale à la base

Mode 2							
Niveau	A	D	R	Q	γ_{Ki}	Mk (t)	Fki (t)
6	0,15	2,2	5	1,15	0,15	108,245	1,23236933
5	0,15	2,2	5	1,15	0,015	131,438	0,14964216
4	0,15	2,2	5	1,15	-0,1	134,196	-1,01854764
3	0,15	2,2	5	1,15	-0,13	136,967	-1,35145339
2	0,15	2,2	5	1,15	-0,08	140,154	-0,85101509
1	0,15	2,2	5	1,15	-1,131	140,154	-12,0312258
						791,154	

Tab(7.18) : Détermination de la force sismique totale à la base

Mode 3							
Niveau	A	D	R	Q	γK_i	Mk (t)	Fki (t)
6	0,15	2,2	5	1,15	0,26	108,245	2,13610683
5	0,15	2,2	5	1,15	-0,273	131,438	-2,72348737
4	0,15	2,2	5	1,15	-0,156	134,196	-1,58893432
3	0,15	2,2	5	1,15	0,19	136,967	1,97520111
2	0,15	2,2	5	1,15	0,22	140,154	2,34029149
1	0,15	2,2	5	1,15	0,03	140,154	0,31913066
						791,154	

Tab(7.19) : Détermination de la force sismique totale à la base

Niveau	Mode 1 Fk1(t)	Mode2 Fk2(t)	Mode3 Fk3(t)	$Fk = \sqrt{(Fk1^2 + Fk2^2 + Fk3^2)}$	Vk(t)
6	4,847319345	1,23236933	2,13610683	5,44	5,44
5	5,087833542	0,14964216	-2,72348737	5,77	11,21
4	3,870481032	-1,01854764	-1,58893432	4,31	15,52
3	2,494990872	-1,35145339	1,97520111	3,46	18,97
2	1,170145746	-0,85101509	2,34029149	2,75	21,73
1	16,80754799	-12,0312258	0,31913066	20,67	42,40

Tab(7.20) : Sollicitations résultantes (sens transversal)

Limitation de déplacements relatifs :

Selon le RPA 99 V 2003 le déplacement relatif de chaque niveau doit être comme suit :

$$R * V_i / R_j \leq \bar{\Delta} \text{ avec } \Delta_j = V_i / R_j$$

$$\implies R * \Delta_j \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

Δ_j : Déplacement relatif du niveau J

V_j : Effort tranchant du niveau J

R_j : Rigidité relatif du niveau J

$\bar{\Delta}$: Déplacement relatif du niveau admissible donnée par le RPA. ($\bar{\Delta} = 0,1h_e$)

Sens transversal :

Niveau	V_i (t)	R_j (t/m)	R	$\Delta_i = V_i / R_j$	$R * \Delta_i$	$\Delta_{adm} = 10\% h_e$	Observation
6	5,44	6441,23	5	0,000844339	0,004221696	0,34	cv
5	11,21	3221,6	5	0,003480083	0,017400416	0,34	cv
4	15,52	1441,9	5	0,010761889	0,053809447	0,34	cv
3	18,97	963,133	5	0,019701177	0,098505887	0,34	cv
2	21,73	596,572	5	0,036418565	0,182092823	0,34	cv
1	42,40	640,012	5	0,066246637	0,331233183	0,34	cv

Tab(7.21) : Limitation de déplacements relatifs

Sens Longitudinal:

Niveau	Vi (t)	Rj(t/m)	R	$\Delta i = Vi/Rj$	$R * \Delta i$	$\Delta adm = 10\% H_e$	Observation
6	10,38	24086,07	5	0,000430991	0,002154955	0,34	cv
5	22,76	3763,2	5	0,006046975	0,030234877	0,34	cv
4	32,26	2883,6	5	0,011189094	0,055945471	0,34	cv
3	38,87	2054,7	5	0,018916118	0,094580588	0,34	cv
2	42,44	1688,08	5	0,025142343	0,125711715	0,34	cv
1	42,83	1307,6	5	0,032752492	0,163762462	0,34	cv

Tab(7.22) : Limitation de déplacements relatifs

Effort sous charge horizontal :

Exposé de la méthode :

- **Hypothèse de calcul :**

Dans le cas où le poteau d'un même étage ont tous la même hauteur et où la rigidité linéaire des différentes poutres parallèles aux forces appliquées sont toutes supérieures à 1/5 de la rigidité linéaire du poteau le plus rigide, dans ce cas on admet :

- Les forces horizontales agissantes sur une file de poteaux se répartissent proportionnellement aux moments d'inerties de rives étant effectuées de coefficient 0,8.
- Les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chaque un des planchers et que les points d'inflexion se situent à :
 - 0,65 pour le dernier niveau.
 - 0,60 pour l'avant dernier niveau
 - 0,55 pour le niveau immédiatement au dessous
 - 0,50 pour tous les autres niveaux
 - 0,50 à partir de la base du poteau au premier niveau.

Moments fléchissant dans les poteaux :

$M_n = T_i \cdot \alpha h$ moment en tête du poteau

$M_s = T_i \cdot (1 - \alpha) h$ moment à la base du poteau.

Moments fléchissant dans les poutre :

$M_w = (M_s + M_n) \cdot K_w / (k_w + k_e)$; $K_w = I_w / L_w$

Moments à droite du nœud :

$M_w = (M_s + M_n) \cdot K_e / (k_w + k_e)$; $K_e = I_e / L_e$

Moments en travé dans les poutres :

Sous l'action d'une

Force latérale le diagramme du moment fléchissant dans une poutre est linéaire.

$M_t = M_e + M_w / 2$.

Sens longitudinal :

Niveau	Por	XL	RjL	ΣRjl	Vjy	Rjteta	Ex	Vjy(L)
5	1	5,7	1295645,7	6427519,76	13,54	171032525	0,69	4,73064182
	2	2,7	1244937	6427519,76	13,54	171032525	0,69	3,57051658
	3	0,3	1244937	6427519,76	13,54	171032525	0,69	2,7278734
	4	2,7	1244937	6427519,76	13,54	171032525	0,69	3,57051658
	5	5,7	1295645,7	6427519,76	13,54	171032525	0,69	4,73064182
	v	1,2	50708,68	6427519,76	13,54	171032525	0,69	0,52814281
	v	1,2	50708,68	6427519,76	13,54	171032525	0,69	0,52814281
4	1	5,7	487495,75	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	9,60312011
	2	2,7	341666,8	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	5,78165924
	3	0,3	341666,8	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	4,02315198
	4	2,7	341666,8	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	5,78165924
	5	5,7	487495,75	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	9,60312011
	v	1,2	145828,9	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	2,50257987
	v	1,2	145828,9	2291649,8	25,51	55052224,9	0,69	2,50257987
3	1	5,7	284635,26	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	11,7113419
	2	2,7	273495,27	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	8,93356214
	3	0,3	273495,27	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	6,928957
	4	2,7	273495,27	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	8,93356214
	5	5,7	284635,26	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	11,7113419
	v	1,2	11139,99	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	1,27432592
	v	1,2	11139,99	1412036,3	34,48	40220235,9	0,69	1,27432592
2	1	5,7	191696,77	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	14,2461288
	2	2,7	184194,18	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	10,8138242
	3	0,3	184194,18	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	8,32927453
	4	2,7	184194,18	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	10,8138242
	5	5,7	191696,78	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	14,2461292
	v	1,2	7502,58	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	1,56889198
	v	1,2	7502,58	950981,27	41,40	26241276,8	0,69	1,56889198
1	1	5,7	117806,22	584420,41	45,72	978303,93	0,69	116,635298
	2	2,7	113195,54	584420,41	45,72	978303,93	0,69	59,7381995
	3	0,3	113195,54	584420,41	45,72	978303,93	0,69	14,5090803
	4	2,7	113195,54	584420,41	45,72	978303,93	0,69	59,7381995
	5	5,7	117806,22	584420,41	45,72	978303,93	0,69	116,635298
	v	1,2	4610,67	584420,41	45,72	978303,93	0,69	22,9752586
	v	1,2	4610,67	584420,41	45,72	978303,93	0,69	22,9752586
RDC	1	5,7	41109,69	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	15,0745695
	2	2,7	39500,75	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	11,7561879
	3	0,3	39500,75	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	9,39812032
	4	2,7	39500,75	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	11,7561879
	5	5,7	41109,69	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	15,0745695
	v	1,2	1608,94	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	1,54983088
	v	1,2	1608,94	203939,52	47,00	6731368,01	0,69	1,54983088

Tab(7.23) : Répartition des efforts trancha s aux portiques longitudinaux

Niv	Por	Y_x	R_{jx}	$\sum R_{jx}$	V_{jx}	Rjteta	E_y	$V_{jx}(T)$
6	a	4,51	1681021,73	6724086,9	13,87	171032525	0,69	3,46750026
	b	1,51	1597170,1	6724086,9	13,87	171032525	0,69	3,29453652
	c	1,49	1597170,1	6724086,9	13,87	171032525	0,69	3,29453652
	d	4,49	1681021,73	6724086,9	13,87	171032525	0,69	3,46750026
	v1	1,49	83851,54	6724086,9	13,87	171032525	0,69	0,17296347
	v2	1,51	83851,54	6724086,9	13,87	171032525	0,69	0,17296347
5	a	4,51	651105,05	2604420,15	25,44	55052224,9	0,69	6,36000156
	b	1,51	618627,04	2604420,15	25,44	55052224,9	0,69	6,0427551
	c	1,49	618627,04	2604420,15	25,44	55052224,9	0,69	6,0427551
	d	4,49	651105,05	2604420,15	25,44	55052224,9	0,69	6,36000155
	v3	1,49	32477,98	2604420,15	25,44	55052224,9	0,69	0,31724568
	v3	1,51	32477,98	2604420,15	25,44	55052224,9	0,69	0,31724569
	a	4,51	431201,7	1724806,7	33,71	40220235,9	0,69	8,4275031
	b	1,51	409692,75	1724806,7	33,71	40220235,9	0,69	8,00712573
	c	1,49	409692,75	1724806,7	33,71	40220235,9	0,69	8,00712572
	d	4,49	431201,7	1724806,7	33,71	40220235,9	0,69	8,42750309
	v3	1,49	21508,9	1724806,7	33,71	40220235,9	0,69	0,42037552
	v3	1,51	21508,9	1724806,7	33,71	40220235,9	0,69	0,42037553
3	a	4,51	270611,98	1082447,9	40,49	26241276,8	0,69	10,122505
	b	1,51	257113,5	1082447,9	40,49	26241276,8	0,69	9,61757823
	c	1,49	257113,5	1082447,9	40,49	26241276,8	0,69	9,61757821
	d	4,49	270611,98	1082447,9	40,49	26241276,8	0,69	10,122505
	v3	1,49	13498,47	1082447,9	40,49	26241276,8	0,69	0,50492478
	v3	1,51	13498,47	1082447,9	40,49	26241276,8	0,69	0,5049248
2	a	4,51	178971,77	715887,08	44,44	978303,93	0,69	11,1101414
	b	1,51	17044,43	715887,08	44,44	978303,93	0,69	1,0581115
	c	1,49	17044,43	715887,08	44,44	978303,93	0,69	1,05811087
	d	4,49	178971,77	715887,08	44,44	978303,93	0,69	11,1101407
	v3	1,49	8927,34	715887,08	44,44	978303,93	0,69	0,55422766
	v3	1,51	8927,34	715887,08	44,44	978303,93	0,69	0,55422829
1	a	4,51	83851,55	335406,18	45,58	6731368,01	0,69	11,3950218
	b	1,51	79668,92	335406,18	45,58	6731368,01	0,69	10,8266095
	c	1,49	79668,92	335406,18	45,58	6731368,01	0,69	10,8266094
	d	4,49	83851,55	335406,18	45,58	6731368,01	0,69	11,3950217
	v3	1,49	4182,62	335406,18	45,58	6731368,01	0,69	0,56840382
	v3	1,51	4182,62	335406,18	45,58	6731368,01	0,69	0,56840392

Tab(7.24) : Répartition des efforts trancha s aux portiques Transversaux

Sens longitudinal :

Niveau	Pot	Vjy	Tjy	Kw	ke	Mn	Ms	Mw	Me	Tw	Te	N	Tra	Mt
5	1	47,306	10,76	0	0,00023	23,7692	12,7988	0	36,568	0	12,189	12,189	1-2	38,663
	2	35,705	8,12	0,00023	0,0028	17,9401	9,66005	2,095061	25,505	9,2001	9,2001	0	2-30	44,991
	3	27,279	6,20	0,0028	0,00023	13,7062	7,38028	19,48588	1,6006	7,0288	7,0288	0	3-4	15,401
	4	35,705	8,12	0,00023	0,00023	17,9401	9,66005	13,80008	13,8	9,2001	0	-9,2	4-5	50,368
	5	47,306	10,76	0,00023	0	23,7692	12,7988	36,56795	0	12,189	1	-11,19		
4	1	96,031	21,83	0	0,00023	44,5394	29,6929	0	74,232	0	24,744	24,744	1-2	77,625
	2	57,817	13,14	0,00023	0,0028	26,8154	17,8769	3,392487	41,3	14,897	14,897	0	2-30	70,038
	3	40,232	9,15	0,0028	0,00023	18,6594	12,4396	28,73838	2,3607	10,366	10,366	0	3-4	24,707
	4	57,817	13,14	0,00023	0,00023	26,8154	17,8769	22,34616	22,346	14,897	0	-14,9	4-5	96,578
	5	96,031	21,83	0,00023	0	44,5394	29,6929	74,23229	0	24,744	1	-23,74		
3	1	117,11	26,63	0	0,00023	49,7909	40,738	0	90,529	0	30,176	30,176	1-2	95,771
	2	89,336	20,31	0,00023	0,0028	37,9811	31,0755	5,24192	63,815	23,019	23,019	0	2-30	113,31
	3	69,29	15,75	0,0028	0,00023	29,4585	24,1024	49,49528	4,0657	17,854	17,854	0	3-4	38,594
	4	89,336	20,31	0,00023	0,00023	37,9811	31,0755	34,5283	34,528	23,019	0	-23,02	4-5	125,06
	5	117,11	26,63	0,00023	0	49,7909	40,738	90,52888	0	30,176	1	-29,18		
2	1	142,46	20,3516	0	0,00023	34,5977	34,5977	0	69,195	0	23,065	23,065	1-2	73,182
	2	108,14	15,4483	0,00023	0,0028	26,2621	26,2621	3,986992	48,537	17,508	17,508	0	2-30	85,923
	3	83,293	11,899	0,0028	0,00023	20,2282	20,2282	37,38552	3,071	13,485	13,485	0	3-4	29,333
	4	108,14	15,4483	0,00023	0,00023	26,2621	26,2621	26,26214	26,262	17,508	0	-17,51	4-5	95,458
	5	142,46	20,3516	0,00023	0	34,5977	34,5977	69,19548	0	23,065	1	-22,07		
1	1	116,64	26,5174	0	0,00023	45,0796	45,0796	0	90,159	0	30,053	30,053	1-2	92,362
	2	59,738	8,53403	0,00023	0,0028	14,5078	14,5078	2,202512	26,813	9,6719	9,6719	0	2-30	33,326
	3	14,509	2,07273	0,0028	0,00023	3,52363	3,52363	6,512326	0,5349	2,3491	2,3491	0	3-4	15,043
	4	59,738	8,53403	0,00023	0,00023	14,5078	14,5078	14,50785	14,508	9,6719	0	-9,672	4-5	71,159
	5	116,64	16,6622	0,00023	0	28,3257	28,3257	56,65143	0	18,884	1	-17,88		
rdc	1	150,75	21,5351	0	0,00023	36,6097	36,6097	0	73,219	0	24,406	24,406	1-2	77,554
	2	117,56	16,7946	0,00023	0,0028	28,5507	28,5507	4,334436	52,767	19,034	19,034	0	2-30	94,95
	3	93,981	13,4259	0,0028	0,00023	22,824	22,824	42,18298	3,465	15,216	15,216	0	3-4	32,016
	4	117,56	16,7946	0,00023	0,00023	28,5507	28,5507	28,55074	28,551	19,034	0	-19,03	4-5	101,77
	5	150,75	21,5351	0,00023	0	36,6097	36,6097	73,21934	0	24,406	1	-23,41		

Tab(7.25) : Efforts tranchants et moments du portique A

Niveau	Pot	Vjy	Tjy	Kw	ke	Mn	Ms	Mw	Me	Tw	Te	N	Tra	Mt
5	1	47,306	10,76	0	0,00023	23,7692	12,7988	0	36,568	0	12,189	12,189	1-2	38,663
	2	35,705	8,12	0,00023	0,0028	17,9401	9,66005	2,095061	25,505	9,2001	9,2001	0	2-30	44,991
	3	27,279	6,20	0,0028	0,00023	13,7062	7,38028	19,48588	1,6006	7,0288	7,0288	0	3-4	15,401
	4	35,705	8,12	0,00023	0,00023	17,9401	9,66005	13,80008	13,8	9,2001	0	-9,2	4-5	50,368
	5	47,306	10,76	0,00023	0	23,7692	12,7988	36,56795	0	12,189	1	-11,19		
4	1	96,031	21,83	0	0,00023	44,5394	29,6929	0	74,232	0	24,744	24,744	1-2	77,625
	2	57,817	13,14	0,00023	0,0028	26,8154	17,8769	3,392487	41,3	14,897	14,897	0	2-30	70,038
	3	40,232	9,15	0,0028	0,00023	18,6594	12,4396	28,73838	2,3607	10,366	10,366	0	3-4	24,707
	4	57,817	13,14	0,00023	0,00023	26,8154	17,8769	22,34616	22,346	14,897	0	-14,9	4-5	96,578
	5	96,031	21,83	0,00023	0	44,5394	29,6929	74,23229	0	24,744	1	-23,74		
3	1	117,11	26,63	0	0,00023	49,7909	40,738	0	90,529	0	30,176	30,176	1-2	95,771
	2	89,336	20,31	0,00023	0,0028	37,9811	31,0755	5,24192	63,815	23,019	23,019	0	2-30	113,31
	3	69,29	15,75	0,0028	0,00023	29,4585	24,1024	49,49528	4,0657	17,854	17,854	0	3-4	38,594
	4	89,336	20,31	0,00023	0,00023	37,9811	31,0755	34,5283	34,528	23,019	0	-23,02	4-5	125,06
	5	117,11	26,63	0,00023	0	49,7909	40,738	90,52888	0	30,176	1	-29,18		
2	1	142,46	20,3516	0	0,00023	34,5977	34,5977	0	69,195	0	23,065	23,065	1-2	73,182
	2	108,14	15,4483	0,00023	0,0028	26,2621	26,2621	3,986992	48,537	17,508	17,508	0	2-30	85,923
	3	83,293	11,899	0,0028	0,00023	20,2282	20,2282	37,38552	3,071	13,485	13,485	0	3-4	29,333
	4	108,14	15,4483	0,00023	0,00023	26,2621	26,2621	26,26214	26,262	17,508	0	-17,51	4-5	95,458
	5	142,46	20,3516	0,00023	0	34,5977	34,5977	69,19548	0	23,065	1	-22,07		
1	1	116,64	26,5174	0	0,00023	45,0796	45,0796	0	90,159	0	30,053	30,053	1-2	92,362
	2	59,738	8,53403	0,00023	0,0028	14,5078	14,5078	2,202512	26,813	9,6719	9,6719	0	2-30	33,326
	3	14,509	2,07273	0,0028	0,00023	3,52363	3,52363	6,512326	0,5349	2,3491	2,3491	0	3-4	15,043
	4	59,738	8,53403	0,00023	0,00023	14,5078	14,5078	14,50785	14,508	9,6719	0	-9,672	4-5	71,159
	5	116,64	16,6622	0,00023	0	28,3257	28,3257	56,65143	0	18,884	1	-17,88		
rdc	1	150,75	21,5351	0	0,00023	36,6097	36,6097	0	73,219	0	24,406	24,406	1-2	77,554
	2	117,56	16,7946	0,00023	0,0028	28,5507	28,5507	4,334436	52,767	19,034	19,034	0	2-30	94,95
	3	93,981	13,4259	0,0028	0,00023	22,824	22,824	42,18298	3,465	15,216	15,216	0	3-4	32,016
	4	117,56	16,7946	0,00023	0,00023	28,5507	28,5507	28,55074	28,551	19,034	0	-19,03	4-5	101,77
	5	150,75	21,5351	0,00023	0	36,6097	36,6097	73,21934	0	24,406	1	-23,41		

Tab(7.26) : Efforts tranchants et moments du portique 2

7.2.2) CALCUL DE LA STRUCTURE PAR SPECTRE:

Le calcul des sollicitations se fait suivant la méthode : Dynamique directe

Calcul au séisme :

a) Calcul des masses vibrantes

- Poids du plancher terrasse :

- Poids du plancher : $4.19 \times 75.33 = 315.95 \text{ KN}$
- Maçonnerie périphérique : 223.54 KN
- Acrotère : 61.2 KN
- 20 % de la surcharge : 46.89 KN

$$M_6 = 647.58 \text{ KN}$$

- Poids du plancher étage courant :

- Poids du plancher : $5.15 \times 75.33 = 387.94 \text{ KN}$
- Maçonnerie périphérique : 223.54 KN
- Escalier : 73.67 KN
- 20 % de la surcharge : 46.89 KN

$$M = 732.04 \text{ KN}$$

On suit les mêmes démarches pour les autres planchers

Niveau	Poids en KN	Masse en tonne
5 ^{ème}	647.58	6352.75
4 ^{ème}	732.04	7181.31
3 ^{ème}	732.04	7181.31
2 ^{ème}	732.04	7181.31
1 ^{ème}	732.04	7181.31
R D C	732.04	7181.31

Tab(7.26) : Détermination des poids à chaque niveau

Définition du spectre de réponse :

A : Coefficient d'accélération de zone

Zone sismique II a groupe d'usage 2 $\rightarrow A=0.15$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du sol

$$T_2 = 0.5 \text{ s (sol meuble } S_3)$$

$$\eta = [7/(2+\zeta)]^{0.5} \geq 0.7 : \text{facteur de correction d'amortissement}$$

$\zeta = 7\%$ pourcentage d'amortissement

$$\eta = 0.088 > 0.7$$

R : Coefficient de comportement globale de la structure

$$R = 5 \text{ (R P A 2003)}$$

Facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum P_q = 1.15$$

Toutes ces valeurs vont être introduites dans une application (R P A 99 version 2003) élaboré par le centre de génie parasismique qui permet de définir automatiquement le spectre de réponse.

7.3) Utilisation du SAP 2000 :

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul des structures qui contient beaucoup d'avantage facilitant la tâche de l'ingénieur concernant le gain de temps et la précision dans les calculs. Il nous donne les résultats sous différentes formes :

- Sous forme de tableau qu'on peut interpréter avec les fonctions de l'Excel.
- Sous forme de fichiers Word qu'on peut interpréter directement.
- Sous forme graphique (M, N, T).

L'interface graphique a permis d'introduire les données avec beaucoup de simplicité et de rapidité par rapport au SAP 90.

Aussi, il faut qu'il puisse donner les sections d'armatures des éléments en béton armé selon divers codes de calculs dont le choix reste à définir.

Ce logiciel contient une multitude d'éléments finis répondant aux besoins de modélisations des différents systèmes constructifs.

SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL RPA99 VERSION 2003

Groupe	ZONE				Site			
	I	IIa	IIb	III		S1 Rocheux	S2 Ferme	S3 Meuble
1A	0.15	0.25	0.30	0.40				
1B	0.12	0.20	0.25	0.30				
2	0.10	0.15	0.20	0.25	T1 (sec)	0.15	0.15	0.15
3	0.07	0.10	0.14	0.18	T2 (sec)	0.3	0.4	0.5

	A= 0.15	Coefficient d'accélération de zone
	T1= 0.15	Périodes caractéristiques du site
	T2= 0.5	
	7	Pourcentage d'amortissement critique fonction du 4,5,6,7,10
	ξ= (%)	
	Q= 1.15	Facteur de qualité Q = (1;1.05;1.10;1.15;1.20;1.25;1
	R= 5	
	η= 0.8819171	Facteur de comportement de la structure

T	Sa/g	Sa/g	Sa/g
0	0.188	0.188	0.188
0.01	0.181	0.181	0.181
0.02	0.175	0.175	0.175
0.03	0.169	0.169	0.169
0.04	0.163	0.163	0.163
0.05	0.157	0.157	0.157
0.06	0.151	0.151	0.151
0.07	0.144	0.144	0.144
0.08	0.138	0.138	0.138
0.09	0.132	0.132	0.132
0.1	0.126	0.126	0.126
0.11	0.120	0.120	0.120
0.12	0.114	0.114	0.114
0.13	0.107	0.107	0.107
0.14	0.101	0.101	0.101
0.15	0.095	0.095	0.095
0.16	0.095	0.095	0.095
0.17	0.095	0.095	0.095
0.18	0.095	0.095	0.095
0.19	0.095	0.095	0.095
0.2	0.095	0.095	0.095
0.21	0.095	0.095	0.095
0.22	0.095	0.095	0.095
0.23	0.095	0.095	0.095
0.24	0.095	0.095	0.095
0.25	0.095	0.095	0.095
0.26	0.095	0.095	0.095
0.27	0.095	0.095	0.095
0.28	0.095	0.095	0.095
0.29	0.095	0.095	0.095
0.3	0.095	0.095	0.095
0.31	0.095	0.095	0.095

Program SAP2000 Nonlinear Version 7.11

expliquer

BEGIN ANALYSIS PHASE
MEMORY AVAILABLE FOR DATA (BYTES) = 3000000

JOINT ELEMENT FORMATION
NUMBER OF JOINT ELEMENTS FORMED = 7
NUMBER OF SPRING ELEMENTS FORMED = 0

FRAME ELEMENT FORMATION
NUMBER OF FRAME ELEMENTS FORMED = 647

SHELL ELEMENT FORMATION
NUMBER OF SHELL ELEMENTS FORMED = 736

CONSTRAINT FORMATION
NUMBER OF WELD CONSTRAINTS FORMED = 0
NUMBER OF OTHER CONSTRAINTS FORMED = 7

EQUATION SOLUTION
TOTAL NUMBER OF EQUILIBRIUM EQUATIONS = 4629
APPROXIMATE "EFFECTIVE" BAND WIDTH = 182
NUMBER OF EQUATION STORAGE BLOCKS = 3
MAXIMUM BLOCK SIZE (8-BYTE TERMS) = 375000
SIZE OF STIFFNESS FILE(S) (BYTES) = 8.610 MB
NUMBER OF EQUATIONS TO SOLVE = 4629
NUMBER OF STATIC LOAD CASES = 2
NUMBER OF ACCELERATION LOADS = 3
NUMBER OF NONLINEAR DEFORMATION LOADS = 0

EIGEN ANALYSIS
NUMBER OF STIFFNESS DEGREES OF FREEDOM = 4629
NUMBER OF MASS DEGREES OF FREEDOM = 2031
NUMBER OF EIGEN MODES SOUGHT = 11
NUMBER OF RESIDUAL-MASS MODES SOUGHT = 0
NUMBER OF SUBSPACE VECTORS USED = 15
RELATIVE CONVERGENCE TOLERANCE = 1.00E-05
FREQUENCY SHIFT (CENTER) (CYC/TIME) = .000000
FREQUENCY CUTOFF (RADIUS) (CYC/TIME) = .000000
NUMBER OF EIGEN MODES FOUND = 11
NUMBER OF ITERATIONS PERFORMED = 6

RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS
NUMBER OF SPEC ANALYSES PERFORMED = 1

JOINT OUTPUT
GLOBAL FORCE BALANCE RELATIVE ERRORS
PERCENT FORCE AND MOMENT ERROR AT THE ORIGIN, IN GLOBAL COORDINATES

LOAD	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
G	2.30E-14	1.57E-13	1.47E-13	2.16E-13	2.11E-13	7.79E-14
P	3.29E-15	2.30E-13	2.90E-13	3.10E-13	3.41E-13	1.53E-14

MODE	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
1	2.10E-06	9.77E-07	4.57E-05	1.81E-05	4.32E-05	1.62E-06
2	1.85E-05	1.50E-05	0.000612	0.000184	0.000317	1.10E-05
3	3.05E-05	1.18E-05	0.000496	0.000156	0.000291	3.73E-06
4	0.000977	0.000772	0.000122	0.002726	0.003039	0.000763
5	0.004834	0.002631	0.013627	0.011780	0.004166	0.000152
6	0.004652	8.01E-05	0.001746	0.000541	0.005077	0.006444
7	0.001794	0.000279	0.002771	0.000244	0.001848	0.005126
8	0.012951	0.001659	0.006268	0.002194	0.014012	0.018793
9	0.001115	0.001045	0.000705	0.000735	0.000303	0.000115
10	0.000149	0.000339	0.002582	0.000802	0.000540	0.003388
11	0.043074	0.001609	0.039300	0.006426	0.020804	0.003861

SPEC	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
E	0.002086	0.000175	0.001853	0.000344	0.001353	0.001477

COMB MAX/MIN	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
ELU	1.79E-14	1.71E-13	1.74E-13	2.34E-13	2.36E-13	6.58E-14
ELU	1.79E-14	1.71E-13	1.74E-13	2.34E-13	2.36E-13	6.58E-14
ELS	1.83E-14	1.70E-13	1.72E-13	2.33E-13	2.34E-13	6.68E-14
ELS	1.83E-14	1.70E-13	1.72E-13	2.33E-13	2.34E-13	6.68E-14
G+P+E	0.000138	1.15E-05	0.000122	3.41E-05	0.000134	0.000146
G+P+E	0.000138	1.15E-05	0.000122	3.41E-05	0.000134	0.000146
0.8G+E	0.000209	1.75E-05	0.000185	5.17E-05	0.000203	0.000222
0.8G+E	0.000209	1.75E-05	0.000185	5.17E-05	0.000203	0.000222

E L E M E N T J O I N T - F O R C E O U T P U T

NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 647
NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 736

F R A M E E L E M E N T O U T P U T
NUMBER OF FRAME ELEMENTS SAVED = 647

S H E L L E L E M E N T O U T P U T
NUMBER OF SHELL ELEMENTS SAVED = 736

A N A L Y S I S C O M P L E T E

207 plique

Uba 20/11/11

Chapitre VIII : Combinaison des forces

1.1- Présentation de la méthode :

Les combinaisons des actions sismiques et les forces verticales résultantes sont déterminées suivant le R.P.A 99.

Le dimensionnement des éléments de la construction se fera de tel sort que la structure soit auto stable :

A) Poteaux :

$$(BAEL) \left\{ \begin{array}{l} ELUR : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right\}$$

$$(RPA99) \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

E : Forces sismique.

- La combinaison (G + Q ± E) donne un moment ultime et un effort normal équivalent (M_{max} → N_{cors})
- La combinaison (0.8 G ± E) donne un effort normal minimal et un moment équivalent (N_{min} → M_{cors}).

B) Poutres :

$$(BAEL) \left\{ \begin{array}{l} ELUR : 1.35G + 1.5Q \\ ELS : G + Q \end{array} \right\}$$

$$(RPA99) \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1.2E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\}$$

Avec :

- La combinaison (G + Q ± E) donne un moment ultime négatif en appuis → plus d'armature en appuis.
- La combinaison (0.8 G ± E) donne un moment ultime positif ou négatif → mins d'armature en cas positif.

Pour les calculs on a utilisé le logiciel SAP 2000, les résultats sont indiqués en Annexe II

$$1.35 G + 1.5 Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q - 1.2 E$$

$$G + Q - E$$

$$0.8 G - E$$

C) Mur Voile :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$

Combinaison des efforts pour Voiles :

Combinaison	Effet
1- $N_G + N_Q \pm N_E$ 2- $0.8 N_G$	Effort normal
3- $M_G + M_Q \pm M_E$ 4- $0.8 M_G \pm M_E$	

CHAPITRE IX : Ferrailage

1-Poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux assurant essentiellement les transmissions des charges des différents niveaux aux fondations.

Les poteaux sont calculés à la flexion composée due à l'excentricité e_1 à l'effort normal N par rapport au centre de gravité G du béton seul.

Les armatures seront obtenues à L'ELU sous la combinaison la plus défavorable suivant les deux plans (1-2) et (1-3).

$$*1.35g+1.5q$$

$$*G+Q$$

$$*G+Q+E$$

$$*0.8G+E$$

- Les sections d'armatures calculées et le choix des barres doivent satisfaire les conditions imposées par le BAEL91 et le RPA99 version 2003

A) Conditions imposées par le BAEL91 :

Sections minimales :

$$\text{- Section entièrement tendue : } A_s > A_{\min} = \frac{bh f_{c28}}{f_e}$$

- Section partiellement comprimée :

$$\text{Max } \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre (mètre)} \\ 0.2\% bh < A_{\max} = \frac{bh}{5.100} \end{array} \right.$$

B) Conditions imposées par le RAP 99 VERSION 2003 :

- Section maximale en zone // :

- zone courante \longrightarrow $A_{\max} = 4\% bh$

- zone de recouvrement des barres \longrightarrow $A_{\max} = 6\% bh$

- Diamètre minimale des barres $\phi_l > 12 \text{ mm}$

- Longueur minimale de recouvrement 40ϕ EN zone //

- Distance entre les barres verticales dans une face du poteau

- Espacement des barres verticales $< 25 \text{ cm}$ (zone //)

- Armatures transversales : $A_t = t \frac{Pa Vu}{h f_e}$

Avec :

V_u = Effort tranchant de calcul

H = Hauteur totale de la section brute

ST = Espacement des armatures transversales \longrightarrow $St < \min(10 \phi; 15 \text{ cm})$

FE = Coefficient correcteur

$$\left\{ \begin{array}{l} Pa = 2.5 \text{ si } \lambda_g > 5 \\ Pa = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g \text{ (lf/a ou lf/b)}$$

8.1) Calcul des poteaux :

Niveau	Sollicitations	T _{max}	N _{max}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}	M _{cor}	M _{max}	N _{cor}
RDC	Rive	40.14	-965.4	-1.13	18.65	-837.8	0.11	-8.57	-633.3
	Centre	56.91	-824.3	2.25	16.56	-561.1	-0.81	-6.7	-547.7
	angle	44.11	-870.4	4.65	12.48	-441.1	-2.3	-8.57	633.3
1 ^{er}	Rive	44.14	-784.2	5.66	38.42	-537.7	0.68	-11.4	-523.3
	Centre	-80.9	-677.7	6.52	29.05	-457.9	-2.74	-9.27	-528.3
	angle	-73	-722.3	12.88	25.03	-442.5	-6.58	13.5	-321.3
2 ^{eme}	Rive	-46.7	-620.3	12.78	38.42	-537.6	2.13	12.85	-268.8
	Centre	-115.4	-540.11	7.62	38.41	-412.6	-4.01	13	-353.1
	angle	-94.44	-572.5	11.76	29.11	-462	-6.48	-16	-340.9
3eme	Rive	-31.78	-444.5	1.32	11.68	-189.7	-7.3	33.4	-192
	Centre	-107	-407.46	4.37	12.59	-312.7	4.41	23.3	-93.7
	angle	-80.5	-422.1	5.68	15.05	-153.2	-6.87	-19	-287.2
4eme	Rive	-38.43	-282.8	1.76	12.39	-175	10.2	-36.5	-203.4
	Centre	-107.4	-282.9	5.65	13.7	-216	5.61	25.2	-217
	angle	-86.8	-274.3	6.23	15.7	-23.6	8.12	20.5	-101

Tab.(9.1) : Sollicitations des poteaux sous la combinaison la plus défavorable

Exemple de calcul : poteau de (30x30)

Le calcul du poteau de fait dans les deux plans sous (N_{max} → M_{cor}) et (M_{max} → N_{cor})

1. Plan (1-2) :*** Sollicitation de calcul :**

La combinaison qui nous donne l'effort normal le plus important (1.35 G X 1.5

Q)

$$\text{ELU } M_{\max} = 388.15 \text{ Kn}$$

$$\text{ELS } M_{\text{ser}} = 282.5 \text{ Rn}$$

$$M_{\text{cor}} = 2.02 \text{ Kn}$$

$$M_{\text{ser}} = 1.64 \text{ Kn}$$

*** Calcul de L'excentricité**

$$e_a = \max (2 \text{ cm ; } 4250) \text{ avec } L = 3.4 \text{ cm} = 0 \text{ ea} = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = M/N + e_a \longrightarrow e_1 = 2.52 \text{ cm}$$

En étudiant les conditions suivantes :

$$L_f/h \leq \max [15 ; 20(e_a + e_1)/h = 3.01] = 15$$

$$L_f/h = 238/30 = 7.93 < 15 \dots \text{OK}$$

$$e_2 = (3 L_f^2 / 10^4 h) (2\alpha\theta)$$

$$\alpha = M_G / (M_G + M_Q) + 0.788 \text{ avec } \begin{cases} M_a + M_g = 1.64 \text{ KN} \\ 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 3.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

\emptyset = rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement et pris égale à 2

$$\rightarrow e_2 = 1.78 \text{ cm}$$

$$e_0 = 6.30 \text{ cm}$$

*** Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus**

$$e_a = e_0 + (d-h/2) \rightarrow e_a = 18.3 \text{ cm.}$$

$$M_{ua} = N_u e_a \rightarrow M_{UA} = 71.03 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$E_{oser} = M_{ser} / N_{ser} = 0.58 \text{ cm}$$

Sollicitations ramenée du centre de gravité des aciers tendus

$$e_a = e_{oser} + (d-h/2) \rightarrow e_a = 12.58 \text{ cm}$$

$$M_{ser a} = N_{er} \cdot e_a = 35.53 \text{ KN.M}$$

*** Ferrailage**

$$M_{bc} = (0.8 h/d) (1 - 0.4 h/d) (0.8 \cdot 30/27) (1 - 0.4 (30)/27) = 0.493$$

$$M_{bu} = M_{ua} / bd^2 f_{bu} \rightarrow M_{bu} = 0.1755$$

$$M_{bu} < U_{bc} \rightarrow \text{flexion simple}$$

$$10 u M_{tu} = 3 u h o 8 + h^9 f$$

$$10 u M_{tu} = 3 u h o 8 + h^9 f - 3050 \rightarrow M_{bu} = 0.25$$

$$\text{avec } = M_{ua} / M_{ser} = 1.99$$

$$= 0.228 \rightarrow = 0.329 \rightarrow B = 0.868$$

$$A = M_{ua} - N + 1.29 \text{ CM}$$

On suit la même démarche de calcul dans le deuxième plan (1-3); on trouve A + 1.36 cm

$$M_{MAX} = 38.15 \text{ KN}$$

$$N_{SER} = 275 \text{ KN}$$

$$M_{cor} = 2.81 \text{ hn.m}$$

$$M_{SER} = 2.39 \text{ KN m}$$

*** Section minimale**

1) selon le BAEL 91

$$A_{min} = \max \left\{ 4 \text{ cm}^2 / \text{m du par mètre} = 4.8 \text{ cm}^2 \right. \\ \left. 0.2 B/100 + 1.8 \text{ cm}^2 \right.$$

$$\text{Soit } A_{min} = 4.8 \text{ cm}^2$$

Section minimale et maximale suivant le RPA.

*section min

$$A_{min} 0.8 \% hb = 7.20 \text{ cm}^2$$

*** Section max**

$$A_{max} = 4 \% hb = 36 \text{ cm}^2 \text{ zone courante}$$

$$A_{max} = 6 \% hb = 54 \text{ cm}^2 \text{ zone nodale}$$

0 vérifications de l'effort tranchant

$$T_{max} = 58.06 \text{ KN}$$

$$Z_u = T_{max} / bd \rightarrow Z_u = 0.071 \text{ Mpa}$$

$$Z_u = \min \{ 0.15 f_{c28} / b ; 4 \text{ Mpa} \} Z_u = 3.26 \text{ Mpa}$$

$$Z_u < Z_u \dots \text{ OK}$$

* Calcul de l'espacement des cadre

1) Zone nodale.

$$S + \min [10 ; 15 \text{ cm}] \longrightarrow sr = 15 \text{ cm}$$

2) Zone courante.

$$S \min (15 ; 24 \text{ cm}) \rightarrow s_t = 15 \text{ cm}$$

Calcul des armatures transversales

$$AZ = 0.9 \text{ cm}^2$$

Pa = coefficient correcteur = 2.5

$$\min (h/35 ; \min ; b/10) = 8 \text{ mm}$$

$$L = 4 \cdot 46 \rightarrow 16 \text{ min et } L + 40 + 56 \text{ cm pour } = 14 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes à l'ELS

* Section homogène

$$S = B + (A1 + A2) = 30^2 + 15(4.62 + 4.62) = 1038.60 \text{ cm}^2$$

Tel que A1, A2 : armatures par face

* Position de l'axe neutre

$$V = \frac{1}{S} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A1 \cdot d' + A2 \cdot d) \right] = 16.6 \text{ cm}$$

$$V' = h - V = 13.4 \text{ cm}$$

* Inertie équivalente

$$I = BV'^3 / 3 + BV^3 / 3 + [15A1'(V-d1)^2 + 15A2'(-d+V)^2] = 84794.97 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc \max} = (v_{ser} / S) + M_{ser} / I \times V' \leq 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc \max} = 5.28 \text{ Mla} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ OK}$$

	Type de poteau	Armatures longitudinales			Armatures transversales					
		Section calculée	Section Min du RPA	Section adoptée	BAEL91		RPA99 VERSION 2003			
					A _t cm	S _t cm	A _t cm	S _t cm		S _t adoptée
							Zone nodale	Zone courante		
RDC	Rive Centre angle	3.6	9.6	8T14 12.32cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15
1	Rive Centre angle	3.6	9.6	8T14 12.32cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15
2	Rive Centre angle	3.6	9.6	8T14 12.32cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15
3	Rive Centre angle	2.7	7.2	8T12 9.04cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15
4	Rive Centre angle	2.7	7.2	8T12 9.04cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15
5	Rive Centre angle	2.7 3.83	7.2	8T12 9.04cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15
Buanderie	Rive Centre angle	5.33	7.2	8T12 9.04cm ²	4Ø8	15	4Ø8	15	21	ZC20 ZN15

Tab (9.2) : Ferrailage des poteaux de différents niveaux

Remarque :

Nous remarquons que nous avons adopté des sections de ferrailage suivant le minimum de l'RPA. malgré que la structure n'a pas besoin de tout ça .

Alors, on peut dire que le règlement parasismique algérien est trop sévère

2-Murs refends

Etude des refends:

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA.

Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- On zone courantes 0.10%

L'espacement des barres horizontales et verticales $S < \min \{ 1,5a30cm \}$

- les longueurs de recouvrement doivent être égales à, $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones de renversement du signe des efforts
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones cour primées sous l'action de toutes les combinaisons d'action

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontales et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (f) et un moment de flexion (M) tirés du fichier résultats du sop 2000, sous toute les combinaison de calcul

Le calcul se fait suivant deux directions sous : ($F_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
et ($M_{\text{MAX}} \rightarrow F_{\text{COR}}$)

Sollicitations de calcul :

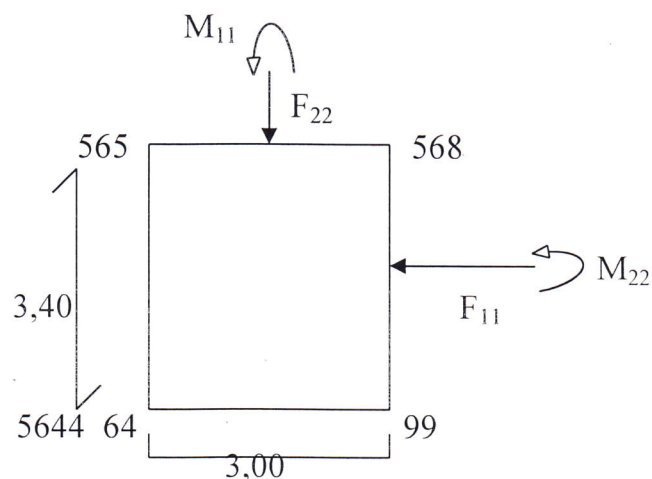


Fig.(9.1) : Sollicitation exercée sur le voile

Verticalement :

$$\text{nœud } \begin{cases} 565 \rightarrow F_{22} = -424,9 \text{ KN} \\ 568 \rightarrow F_{22} = -623,17 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow F_{22} = 1048,06 \text{ KN}$$

$$\text{nœud } \begin{cases} 565 \rightarrow M_{11} = -0,82 \text{ KN.m} \\ 568 \rightarrow M_{11} = -0,34 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{11} = 1,16 \text{ KN.m}$$

Horizontalement:

$$\text{nœud } \begin{cases} 568 \rightarrow F_{11} = -36,39 \text{ KN} \\ 99 \rightarrow F_{11} = -128,31 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow F_{11} = 164,7 \text{ KN}$$

$$\text{nœud } \begin{cases} 568 \rightarrow M_{22} = -2,92 \text{ KN.m} \\ 99 \rightarrow M_{22} = -6,63 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_{22} = 9,55 \text{ KN.m}$$

1) Ferrailage:**A) Ferrailage verticale:**

$$F_{22} = 1048,06 \text{ KN}$$

$$M_{11} = 1,16 \text{ KN.m}$$

$$l_a = \max \begin{cases} 2 \\ 2/250 = 1,2 \cdot 10^{-2} \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{soit } e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = M/N + e_a = 2,11 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 2,11 \text{ cm}$$

Sollicitations ultimes corrigées pour le flambement :

Pour un voile encadrée en tête et en pied avec des planchers de part et d'autre.

$$L_j = 0,7 l_o = 2,38 \text{ m}$$

$$L_j / h = 15,86$$

$$20 e_1 / h = 2,81$$

$$L_j < \max \begin{cases} 15 \\ 2,7 \end{cases} \Rightarrow \text{calcul se fait à la flexion composée en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité du second ordre}$$

$$\alpha = M_G / (M_G + M_q) \Rightarrow \alpha = 0,994$$

Avec

$$\begin{cases} 1,35 M_g + 1,5 M_Q = 2,31 \cdot 10^{-2} \text{ KN m} \end{cases}$$

$$Mg + Mq = 1,71 \cdot 10^{-2} \text{ KN m}$$

$$e_2 = (3 l_f^2 / 10^4 h) \times (2 + \alpha \phi) = \frac{(3 \times 2,38^2)}{10^4 \cdot 0,15} \times (2 + 0,994 \times 2) = 4,51 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$M_{u \text{ cor}} = F_{u22} (e_1 + e_2) = 1048,06 \times 6,62 \cdot 10^{-2} = 69,38 \text{ KNm}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers ton dus :

$$E_A = e_o + (d-h/2) = 1,162 \cdot 10^{-1} \text{ m}$$

Avec

$$Ve_o = e_1 + e_2$$

$$M_{uA} = Fu \cdot e_A = 121,78 \text{ KN m}$$

ELS

$$M_{ser11} = 1,71 \cdot 10^{-2} \text{ KN m}$$

$$F_{ser22} = 592,01 \text{ KN m}$$

$$E_{o \text{ ser}} = M_{ser} / F_{ser} = 2,88 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$E_A = e_{o \text{ ser}} + (d-h/2) = 2,88 \cdot 10^{-5} + (0,125 - 0,15/2) = 5 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$M_{serA} = F_{ser} \cdot e_A = 29,6 \text{ KN m}$$

$$M_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}}$$

Puisque les refends sont sollicités par des efforts de sciences on considère qu'il y a une situation accidentelle

$$\Rightarrow \gamma_b = 1,15 \quad \Rightarrow f_{bu} = 18,5 \text{ Mla}$$

$$\Rightarrow M_{bu} = \frac{121,78 \cdot 10^3}{300 \cdot 12,5^2 \cdot 18,5} = 0,14$$

$$\mu_{bc} = (0,8h/d) \times (1 - 0,4 h/d) = \frac{(0,8 \cdot 15)}{12,5} \left(1 - \frac{0,4 \cdot 15}{12,5}\right) = 0,499$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ la section est partielles comprimée donc le calcul se fait a la flexion simple

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{ser}} = \frac{121,78}{29,6} = 4,11 \quad \Rightarrow M_{Lu} = 1,23$$

$$\mu_{bu} < M_{Lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

Calcule de la section d'acier tendue

$\mu_{bu} = 0,14 < 0,275 \Rightarrow$ utilisation de la méthode simplifiée

$$Z_b = M_{uA} / Z_b f_e = 26,58 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 26,58 \text{ cm}^2 / 3,00 \text{ m} = 8,86 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Section minimale :

$$1- \text{BAEL 91 : } A_{\min} = 0,23 \frac{F_{t28}}{f_e} \cdot b b d x \frac{e-0,45d}{e-0,185d} = 11,09 \text{ cm}^2$$

$$R_{pa} : 0,15 \% bh = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 8,86 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{soit } 8T12 / \text{ml} = 9,05 \text{ cm}^2$$

2- Ferrailage horizontale :

En suivant les même de marges de calcule, on trouve

$$A = 12,79 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T10 / e = 20\text{cm}$$

3- Espacement des armatures :

L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux suivantes :

$$St = \begin{cases} 1,5 a = 22,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } \begin{cases} St = 15 \text{ cm} \text{ pour le ferrailage vertical} \\ St = 20 \text{ cm} \text{ pour le ferrailage horizontal} \end{cases}$$

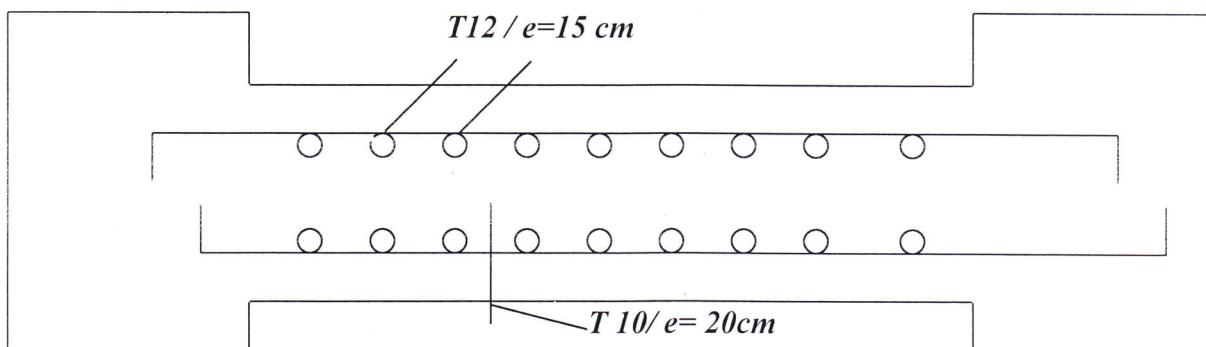


Fig.(9.2) : Ferrailage des voiles

3-poutres :

Les poutres sont calculées à la flexion simple : le ferrailage adopté doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier prescrit par le PA 99 version 2003.

Section minimale (armatures longitudinales) :

$A_{\min} = 0,5 \% bh$ sur toute la longueur de la poutre.

Section d'acier maximale (armatures longitudinales) :

$A_{\max} = 4 \% bh$ en zone courante

$= 6 \% bh$ en zone recouvrement

La longueur minimale de recouvrement en zone II est de $40\varnothing$

Armature transversale $A_t = \min (h/35, \varnothing_{l_{\min}}, b/10)$

S_t = espacement maximale entre armatures transversales

- en zone nodale = $S_t \leq \min (h/4, 12\varnothing)$

- en zone courante = $S_t \leq h/2$

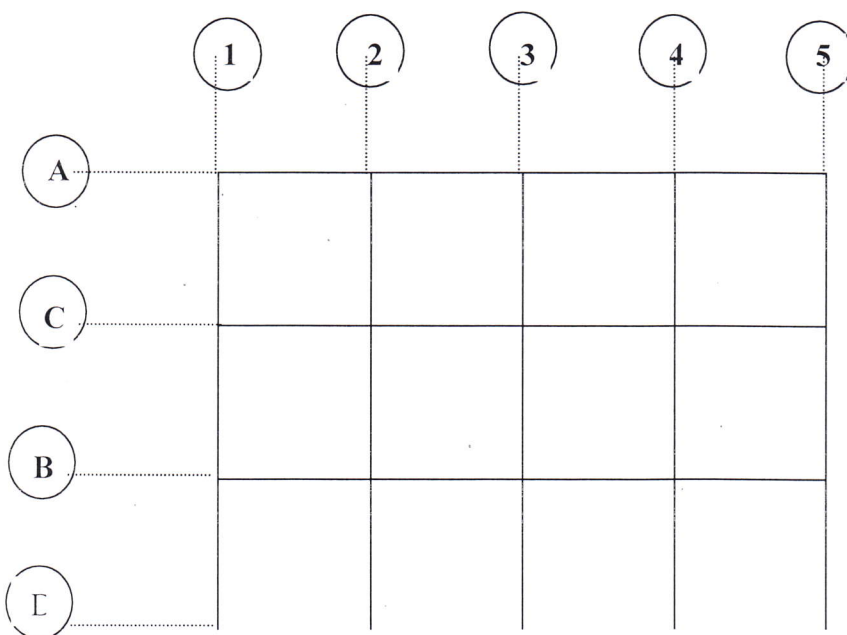


Fig.(9.3) : Schéma représentatif des fils de poutres + chaînage

Exemple de ferrailage d'une poutre principale :

Poutre de section (30x35) cm de l'axe (2)

ELU

$$M_t = 23,64 \text{ KNm}$$

$$M_a = - 38,10 \text{ KNm}$$

$$T = 44,69 \text{ KN}$$

ELU

$$M_t = 17,23 \text{ KNm}$$

$$M_a = - 26,13 \text{ KNm}$$

Ferrailage en appuis :

$$\mu_{Bu} = M_a / bd^2 \cdot f_{bu} = 1,22 \cdot 10^{-1}$$

$$\alpha = 1,64 \cdot 10^{-1}$$

$$\beta = 0,934$$

$$\rightarrow A = 4,33 \text{ cm}^3 \quad \text{soit } 3T 12 \text{ fil} + 1T 12 \text{ chap} = 4,52 \text{ cm}^2$$

Ferrailage en travée

$$\mu_{Bu} = M_z / bd^2 \cdot f_{Bu} = 7,61 \cdot 10^{-2} \rightarrow \alpha = 9,9 \cdot 10^{-2} \rightarrow \beta = 0,960$$

$$\rightarrow A = 2,65 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

**** Condition de non fragilité :***

$$A_{\min} = (0,23 \times bd \times f_{t28}) / f_{e28} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,39 > 1,08 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$$

**** Section d'acier minimale selon le RPA :***

$$A_{\min} = 0,005 bh = 5,25 \text{ cm}^2 > 3,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T 12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

**** Section d'acier maximale :***

$$A_{\max} = 4\% bh = 48 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$$

$$A_{\max} = 6\% bh = 72 \text{ cm}^2 > 6 \text{ cm}^2 \dots \text{Ok}$$

**** Vérification de l'effort tranchant :***

$$T_{\max} = 44,69 \text{ KN}$$

$$Z_u = T_{\max} / bd = 0,402 \text{ MPa}$$

$$Z_{u \text{ adm}} = \min (0,13 f_{c28} \cdot 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$Z_u = 0,402 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots \text{Ok}$$

**** Armatures transversales***

$$\Phi_L \leq \min (h/35 ; \Phi_{2\min} ; b/10) \rightarrow \Phi_2 \leq \min (400/35 ; 12 ; 300/10)$$

$$\rightarrow \Phi_2 = 8 \text{ mm}$$

*** L'espacement des armatures transversales proposées par le RPA :**

- Zone courante :

$$S_t = h/2 \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

- Zone nodale :

$$S_t = \min (h/4 ; 12\Phi) = 7,5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

*** Vérification des contraintes**

- En travée :

$$\mu_{Bu} = 4,053 \cdot 10^{-2} \rightarrow \alpha = 0,0517$$

$$\gamma = M_{au} / M_{aser} = 1,458$$

$$\alpha < (\gamma - 1)/2 + f_{c28}/100 \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{adm} = 0,6 f_{c28} \dots \text{Ok}$$

- En appuis :

$$\mu_{Bu} = 6,53 \cdot 10^{-2} \rightarrow \alpha = 8,44 \cdot 10^{-2}$$

$$\alpha < \gamma = 1,458 \rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{adm} \dots \text{Ok}$$

Donc la vérification à l'ELS n'est pas nécessaire.

*** Ancrage des armatures**

Pour que l'ancrage soit assuré, il faut limiter la contrainte d'adhérence à la valeur suivante :

$$Z_{bu} = 0,6 \psi^2 f_{ij} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,4 = 3,24 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi = 1,5 \text{ HA}$$

$$L_s = \Phi/4 \cdot f_e / Z_{su} \rightarrow l_s = 38 \text{ cm pour } \Phi 12$$

*** Longueur de Scellement**

- Selon le BAEL 91 :

$$L_s = (\Phi \cdot f_e) / 4 Z_{su} \quad \text{soit } L_s \approx 50 \text{ cm}$$

Remarque :

* Les calculs ont été fait selon l'organigramme du BAEL 91 (calcul d'une section rectangulaire en flexion simple)

Axe	Section (cm)	Travée		Ma	Appuis		Tmax	Section Minimale Donnée Par le RPA	Choix des barres		Section adapter			
		Mt	Section Calculée		A's (cm2)	Section Calculée			En travée	En appuis	Travée	Appuis		
			As (cm2)			A's (cm2)							A's (cm2)	As (cm2)
1	30×35	18,40	2,26	0,00	-36,34	4,14	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52		
2	30×35	20,87	2,3	0,00	-41,34	4,78	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 1T14 chap	3,39	4,92		
3	30×35	15,89	1,74	0,00	-39,71	4,56	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 1T14 chap	3,39	4,92		
4	30×35	16,44	1,8	0,00	-43,79	5,07	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 2T14 chap	3,39	6,47		
5	30×35	18,84	2,03	0,00	-49,22	5,77	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 2T14 chap	3,39	6,47		
A	30×30	13,05	1,42	0,00	-27,03	3,02	0,00	4,5	3T12	3T12	3,39	3,39		
B	30×30	25,18	2,81	0,00	-34,9	3,98	0,00	4,5	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52		
C	30×30	25,61	2,86	0,00	-34,12	3,88	0,00	4,5	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52		
D	30×30	14,15	1,54	0,00	38,14	4,36	0,00	4,5	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52		

TAB.(9.3) : Ferrailage des poutres principales et secondaires d'étage courant.

Axe	Section (cm)	Travée			Appuis		Tmax	Section Minimale Donnée Par le RPA	Choix des barres		Section adapter		
		Mt	Section Calculée		Ma	Section Calculée			En travée	En appuis	Travée	Appuis	
			As (cm ²)	A's (cm ²)		As (cm ²)							As (cm ²)
1	30×35	17,75	1,95	0,00	-28,82	3,23	0,00	5.25	3T12	3T12	3,39	3,39	
2	30×35	19,03	2,1	0,00	-39,46	4,53	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 1T12	3,39	4,52	
3	30×35	12,92	1,47	0,00	-32,18	3,64	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52	
4	30×35	13,01	1,41	0,00	-35,66	4,06	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52	
5	30×35	20,69	2,28	0,00	-44,23	5,13	0,00	5.25	3T12	3T12 fil 2T12 chap	3,39	5,65	
A	30×30	6,04	1,22	0,00	-11,36	1,23	0,00	4,5	3T12	3T12	3,39	3,39	
B	30×30	27,6	3,01	0,00	-35,82	4,08	0,00	4,5	3T12	3T12 fil 1T12	3,39	4,52	
C	30×30	28,13	3,15	0,00	-34,71	3,95	0,00	4,5	3T12	3T12 fil 1T12 chap	3,39	4,52	
D	30×30	12,79	1,41	0,00	-26,34	2,94	0,00	4,5	3T12	3T12	3,39	3,39	

Tab.(9.4) : Ferrailage des poutres principales et secondaires du niveau terrasse.

CHAPITRE X : Fondations

10.1) Calcul des semelles :

▪ La fondation d'un bâtiment représente la partie qui repose sur un terrain d'assise, et qui transmet à cette dernière toutes les sollicitations, elle sert à :

- 1) Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- 2) Limiter le tassement dans la structure

* Le choix des fondation se fait en fonction de :

- ⇒ La nature du sol.
- ⇒ Les efforts transmis au sol d'assise.
- ⇒ Selon la contrainte admissible du sol.
- ⇒ La portée des poutres et chaînages.

• Dans le présent projet, il y a des fondations superficielles du genre semelle filante croisée.

• Principe de calcul des semelles filantes croisées

⇒ Pour les semelles principales on prend 60% des sollicitations. (Fi/ 1, 2, 3,4)

⇒ Pour les semelles secondaires on prend 40% des sollicitations. ((A.B.C).D)

Exemple de calcul : SFC 2 est suivant le sens porteur pour cela on prend 60% des charges.

Sollicitation	Poteau (1)		Poteau (2)		Poteau (3)		Poteau (4)	
	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.M)
ELS	297,54	0,85	348,9	0,67	359,8	0,9	319,5	1,14

Tab.(10-1) : Différentes sollicitations exercées sur la semelle SFC2

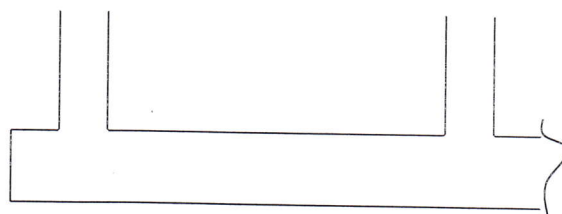
• **Predimensionnement :**

Calcul du débord D

$$D = \frac{L_{max}}{3} = 1,00m$$

Calcul de la longueur L

$$L = 2D + 3L = 11 m$$



$$D = 1$$

$$L_{max} = 3,00$$

Fig.(10.1) : Représentation des semelles filantes

Calcul de la longueur b

$$B \geq \frac{\sum n_l}{\sigma_{sol}} = 80 m \quad \text{soit} \quad b = 1,2 m$$

Pour que la semelle soit assez rigide

$$h_0 = \left(\frac{L_{\max}}{9} \div \frac{L_{\max}}{6} \right) = (0,33 \div 0,5) \text{ soit } h_0 = 0,35 \text{ m}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

Calcul de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 B_b I}{K b}}$$

$$E_b = 11000 \quad \sqrt{f_{c28}} = 32164,2$$

$$K = \text{module de déformation du sol} = 20000 \text{ kg/m}^3$$

$$I = \frac{b L^3}{12} = 133,1 \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow L_e = 51,68 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{\pi}{2} L_e = 81,15 \text{ m} > L_{\max} = 3 \text{ m}$$

\Rightarrow Semelle soumise à la réaction du sol.

Calcul du poids propre de la semelle :

$$P_s = 25 [h_0 b + a (h - h_0)] L = 144,377 \text{ KN}$$

$$\Sigma N_t = N_i + P_s = 1470,17 \text{ KN}$$

$$\Sigma M = 3,56$$

$$\Rightarrow E_0 = \frac{\Sigma M}{N_T} = 0,002 \text{ m}$$

$$N_T$$

$$E_0 = 0,002 \text{ m} < L / 6 = 0,5 \text{ m} \longrightarrow \text{répartition trapézoïdale des contraintes}$$

Pétriification les contraintes due au sol :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_T}{L b} \left(1 + \frac{\sigma_{e_0}}{2} \right) = \frac{1470,17}{11 \times 1,2} \left(1 + \frac{6 \times 0,002}{11} \right)$$

$$\sigma_{\max} = 111,49 \text{ RN/ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1,11 \text{ Bar} < \sigma^{\text{r}} = 1,5 \text{ Bar} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Calcul de la charge: ELS.

$$\sigma_{3/4} : \text{La contrainte à distance } (3/4) L.$$

$$q = \sigma_{3/4} b$$

$$\sigma_{3/4} = \left(1 + \frac{3 e_0}{L} \right) \frac{N_T}{b L} \approx 112 \text{ KN/ m}^2$$

$$\Rightarrow Q = D 2/2 = -67,19 \pi \text{ Nm}$$

$$M_{\text{travée max}} = M_0 + M_{\text{appuis}} = 84,01 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchants

$$Y_{\max} = 0,5 qL = 201,6 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage :

1) en travée : section en T

$$M_{T_{\text{ser}}} = \frac{1}{2} b h_0 \sigma_{bc} (d - \frac{h_0}{3})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{1} \frac{h_0}{d - h_0}$$

$$M_{T_{\text{ser}}} = \frac{\sigma_s}{30} \frac{d - \frac{h_0}{3}}{d - h_0} b h_0^2$$

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2/3 f_a \\ 110 \sqrt{nf_{t28}} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow M_{T_{\text{ser}}} = 1,70 \text{ MN} / \text{m}$$

$$M_{\text{ser travée}} = 0,201 \text{ MN} / \text{m} < M_{T_{\text{ser}}} = 1,70 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

\Rightarrow Table sera abondante ou considérée la section rectangulaire le largeur b_0

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \sigma_{bc}}{15 \sigma_{bc} + \sigma_s} \text{ avec } \sigma_{bc} = 0,6 f_{cz8} = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 0,527$$

$$M_{Rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 (1 - \alpha_1/3) b d^2 \sigma_{bc} = \frac{1}{2} 0,527 (1 - \underline{0,527}) 1,2 \cdot 0,67^2 \cdot 15 = 1,75 \text{ MN} / \text{m}$$

$$M_{\text{ser}} = 0,201 \text{ MN} / \text{m} < M_{Rb} = 1,75 \text{ MN} / \text{m} \Rightarrow \dot{A}_s = 0$$

$$Z_{bb} = \begin{cases} a - (1 - \alpha_1/3) = 0,55 \text{ m} \\ (d - \frac{h_0}{3}) = 0,55 \text{ m} \end{cases} \text{ Soit } Z_b = 0,55 \text{ m}$$

$$A = \frac{M}{Z_b \sigma_s} = \frac{84,01 \cdot 10^{-3} \cdot 10^4}{0,55 \cdot 201,63} = 7,52 \text{ cm}^2$$

1) Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{b_h}{1000} \frac{0,23 b_{oh} f_{t28}}{f_c} \right\} = 8,4 \text{ cm}^2$$

On adopte une section de 3T 14 Fil + 3T14 chap = 9,24 cm²

2) **appuis** : le calcul se fait a la flexion simple avec une section rectangle

$$M_{\text{ser}} = 67,19 \text{ KN.m} \Rightarrow M_4 = 92,72 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,048 \Rightarrow \alpha = 0,062 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$\Rightarrow A = \frac{92,72 \cdot 10^3}{0,975 \cdot 67 \cdot 348} = 4,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0,23 b_0 h f_{t28}}{f_e} \right\} = \{ 2,1 ; 2,53 \}$$

$$A_c 7 T 12 = 7,92 \text{ cm}^2$$

3) **armature transversale** : (suivant la largeur)

$$q = \delta_{\text{max}} \cdot k = 0,005 \cdot 20 \cdot 10^3 = 100 \text{ KN / m}^2$$

$$M = ql^2 / 2 \cdot 1,38 = \frac{100 \cdot 0,6^2 \cdot 1,38}{2} = 24,84 \text{ KNm}^2$$

$$\text{Soit } A_t = 2,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 / \text{ep} = 20\text{cm}$$

$$T_{\text{max}} = 201,6 \text{ kN}$$

$$Z_u = \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$Z_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{201,6 \cdot 10^3}{1,2 \times 867} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$Z_u = 0,25 \text{ MPa} < Z_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ok}$$

Remarque :

Les résultats de toutes les semelles croisées sont résumés dans le tableau suivant :

Semelle	b	b ₀	h	h ₀	L _{noi}	L _{max}	D _{gauche}	D _{droite}	Section calculée			Choix des bans (cm ²)		Section adoptée				
									En travée	En appuis	Section min	Travée	Appuis	Travée	Appuis			
SFC 1	1,1	0,30	0,7	0,35	11	3	1	1	Section calculée	Section min	3,5	7,7	3,73	2,53	3T14FIL 3T12cha	GT12	8,01	6,79
SFC2	1,2	0,30	0,7	0,35	11	3	1	1	Section calculée	Section min	3,52	8,4	5,15	2,53	3T14FIL 3T14chap	7T12	9,24	7,92
SFC3	1,5	0,30	0,7	0,35	11	3	1	1	Section calculée	Section min	3,74	10,5	5,18	2,53	3T14FIL 4T14cha	8T12	10,78	9,05
SFCA	1,5	0,40	0,7	0,35	12,60	3	1	1	Section calculée	Section min	7,41	10,5	3,08	2,8	3T14FIL 4T14cha	8T12	10,78	9,05
SFCB	1,3	0,40	0,7	0,35	12,60	3	1	1	Section calculée	Section min	7,43	8,4	4,38	2,8	3T14FIL 3T14cha	7T12	9,24	7,92

Tab. (10-2) : Dimensions + ferrailage des semelles Filantes croisées

- Remarque :

Le ferrailage suivant la largeur est de 1T12chaque 20 cm

10.2) Etude de longrines :

Les longrines sont des éléments horizontaux sur la fondation.

Le RPA préconise une section minimale égale à $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$F = N / \alpha \geq 20 \text{ Kn}$ tel que :

N : effort axial du poteau

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée : $\alpha = 15$ (zone H, S₂)

- Le ferrailage minimum suivant le RPA doit être de l'ordre de 0,6% de section du Béton

$N_{\max} = 996,2 \text{ Kn} \Rightarrow F = 66,42 \text{ Kn} > 20 \text{ KN} \dots \text{Ok}$

$A = F / f_e = 1,91 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 30 \times 30 \times 0,6\% = 5,4 \text{ cm}^2$

Donc on adopte une section de 6T12 = 6,78 cm²

CHAPITRE XI : Etude du bloc B**11.1) Etude des poteaux :****a-) Sollicitations**

			Plan 1-2					Plan 1-3		
	Sollicitation	N _{max}	M _{corre}	M _{max}	N _{corre}	T _{max}	M _{corre}	M _{max}	N _{corre}	T _{max}
P 30X30	P30X30 m RDL	141.3	14.06	42.01	-84.16	122.05	-2.42	-14.63	-114.1	+122.05

*Tab.(11-1): Sollicitations exercées sur les poteaux selon la combinaison G + P + 1.2 E***b-) Ferrailage :**

Poteau 30x30 du bloc	Armature Longituduelle			Armature transversales					
	Section calculée (cm ²)	Section minimale selon RPA	Choix du ferrailage	BAEL 91		RPA			
				At (cm ²)	St (cm)	At	St		St adapté
	Z Model	Z courant							
	7.48	7.2	8T12	4Ø8	15	4Ø8	14	21	Z _c 20 Z _m 14

Tab (11-2) : Ferrailage des poteaux

11.2) Etude des Poutres :11.2.1- Ferrailage des poutres :

Section	Type de poutre	Travée		Ma	Appuies		Section minimale donnée par RPA	Choix des barres		Section adaptée			
		Mt (Kñ m)	Section calculée		Ma	Section calculée		En travée	En appuis	En travée	En appuis		
			As			Aś						As	Aś
30x35	Poutre	22,94	2,43	0	-39,08	0	3,91	3T12	3T12	3.39	3.39		
30x35	Chainage	32.24	3.47	0	-35.54	0	3.85	3T12	3T12	3.39	3.39		

Tab. (11-3) : Sollicitations et ferrailage

11.2.2- Calcule des semelles du bloc « B » :

Choix des semelle : dans cette situation il est préférable d'utiliser des semelles filantes sous 2 poteaux.

sollicitation	Poteau 1			Poteau 2		
	N (kN)	M (kn.m)	M ₂ (kn.m)	N (kn.m)	M (kN.m)	M ₂ (kN.m)
ELU	141,3	2,4	14,06	141,30	2,4	14,06
ELS	102,73	1,95	10,16	102,73	1,95	10,16

Tab. (11-4) : Sollicitations aux pieds de poteaux

Pré dimensionnement :

Calcul de bleperd D

$$D = \frac{L \max}{3} = 1,33 \text{ m}$$

Puisqu'il y a un joint $\Rightarrow d = 0,15 \text{ m}$

Calcul de la longueur de la semelle :

$$L = 2D + L \max + a = 4,30 \text{ m}$$

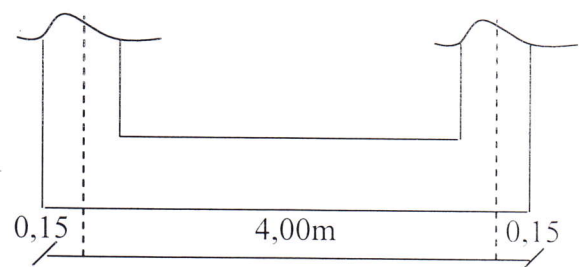


Fig. (11-1) : Semelle filante sous deux poteaux

Calcul de la larguer Bb :

$$B \geq \frac{\sum N_{0i}}{\delta_{sol} L} = 31,5 \text{ cm}$$

soit $B = 80 \text{ cm}$

$$h_0 = 30 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b_0 = 0,30 \text{ cm}$$

Calcul de la longueur élastique Le:

$$Le = \frac{4 E b_1}{K b}$$

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} - (b-b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2$$

$$b_0 y^2 + 2 (b-b_0) h_0 y - (b-b_0) h_0^2 = 0$$

$$0,25 y^2 + 0,25 y - 0,03 = 0 \quad \Rightarrow y = 0,11 \text{ m}$$

$$\text{Soit } I = 1057091,67 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow Le = 8,67 \text{ m}$$

$$\frac{\pi}{2} Le = 13,62 \text{ m (semelle soumise a la réaction de sol)}$$

Calcul de poids propre de la semelle

$$PS = 25 [h_0 \cdot b + a (h-h_0)] L \Rightarrow l_s = 29,56 \text{ Kn}$$

$$\sum M/G = M_1 + M_2 + (N_1 - N_2) L/2 = 20,32 \text{ Kn.m}$$

Calcul de l'excentricité : eo

$E_o = \Sigma M/G = 0,086 \text{ m} < L / 6 = 0,71 \text{ m} \Rightarrow$ répartition trapézoïdale des courantes

Vérification des courantes du sol :

$$\delta_{\max} = \frac{NT}{Lb} (1 + 6 e_o) = 82,38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\Rightarrow \delta_{\max} = 0,8235 \text{ Bar} < \delta_{\text{sol}} = 1,5 \text{ Bar} \dots\dots\text{ok}$

Calcul de la charge linéaire le calcul se fait a LEL

$\delta_{3/4} =$ la contrainte a distance $(3/4 L)$ de longueurs de semelle

$$q = \delta_{3/4} b \Rightarrow q = 57,93 \text{ KN}$$

$$\delta_{3/4} = (1 + 3 e_o) NT = 72,42 \text{ KN/m}^2$$

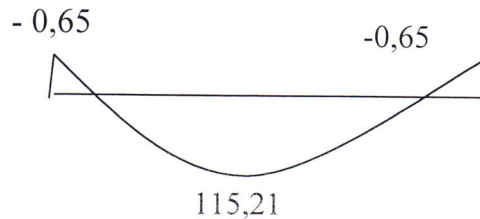
Calcul des mouents:

$$M_{\text{appuis}} = q a^2 \cdot 0,5 = -0,65 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{Travée}} = M_o + M_{\text{appuis}}$$

$$M_o = q L^2 / 8 = 115,86 \text{ KN m}$$

$$\Rightarrow M_{\text{Travée}} = 115,21 \text{ KN m}$$



Calcul des efforts tranchants

$$V_{\text{appuis}} = qL/2 = 124,55 \text{ kN}$$

$$V'_{\text{appuis}} = -q \cdot a = -8,69 \text{ KN}$$

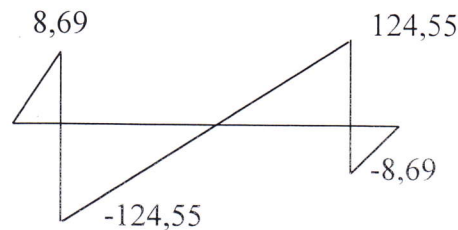


Fig.(11-2) : Diagramme de sollicitation a l'ELU

Calcul du ferrailage :

1- En tracée (section en T et le calcul se fait a la flexion simple)

L'ELS (Suivant le BAEL 9)

$$M_{Tser} = \frac{1}{2} b h_o \delta_{bc} \frac{(d-h_o)}{3}$$

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{15} \frac{h_o}{d-h_o}$$

$$M_{Tser} = \frac{\delta_s}{30} \frac{d-h_o}{3} b h_o$$

$$\delta_s = \min \begin{cases} \sqrt{2/3} f_e \\ 110 \text{ à } 11 f_{e28} \end{cases} \Rightarrow \delta_s = 201,63 \text{ mL}$$

$$M_{Tser} = 0,68 \text{ MN m}$$

$$M_{Travée} = 0,115 \text{ MN m} < 0,68 \text{ MN m} \Rightarrow \text{Table est surabondante}$$

\Rightarrow On considère la section rectangulaire de largeur b_0

$$\delta_{bc} = \frac{\delta_s}{15} \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1}$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = \frac{15 \delta_{bc}}{15 \delta_{bc} + \delta_s} \text{ avec } \delta_{bc} = 0,6 \text{ fez8} = 15 \text{ mp}_0$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 0,527$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) b d^2 \overline{\delta_{bc}} = 0,58 \text{ MNm}$$

$$M_{ser} = 115,21 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m} \leq M_{rb} = 0,58 \text{ MN.m}$$

$$\Rightarrow A_s = 0$$

$$Z_b \min \begin{cases} dx \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0,63 \text{ m} \\ \left(d - \frac{h_0}{3}\right) = 0,67 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow Z_b = 0,63 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{ser}}{Z_b \overline{\delta_s}} = \frac{115,21 \cdot 10^{-3}}{0,63 \cdot 201,63} 10^4 = 9,06 \text{ m}^2$$

Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000} ; \frac{0,23 b_0 h f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$A_s > A_{\min} \Rightarrow$ on adapte une section de 4T12 + 4T14 = 10,00.

Vérification des contraintes, $(\delta_{bc} - \delta_{st})$:

Calcul de la distance Y de l'axe neutre :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A_s)]$$

Pour $A_s = 9,06 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow y = 16,11 \text{ cm}$.

Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + nA(d - y)^2$$

$$I = 294054,94 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Mur}{I} = \frac{115,2110^3}{294054,9410^{-8}} = 3,9110^7 \text{ N/m}^3$$

$$\delta_{st} = ky = 6,2610^6 \text{ N/m}^2 = 6,26 \text{ Mla}$$

$$\delta_{st} = k15(d - y) = 2,4 \cdot 10^7 \text{ N/m}^3 = 2,4 \cdot 10^1 \text{ MPa}$$

$$\delta_{bc} = 6,26 Mla < \overline{\delta_{bc}} = 15 Mla \dots \dots \dots ok$$

$$\delta_{st} = 24 Mla < \overline{\delta_{st}} = 201,63 Mla \dots \dots \dots ok$$

2)- En appuis (section rectangulaire) :

$$M_{ser} = 0,65 \text{ KN,m} \Rightarrow M_u = 0,9 \text{ K Nim}$$

$$D = 57 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_u}{,3d\delta_s} = 0,09 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{min} = \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0,23b_0 h f_{t28}}{f_c} \right\} \Rightarrow A_{min} = \{1,8, 2,17\}$$

$$\text{Soit } A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12.$$

Vérification des contraintes (δ_{bc} - δ_{st})

Calcul de la distance y de l'axe neutre :

$$B_0 y^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A'_s)]$$

$$\text{Pour } A_s = 3,39 \text{ cm}^2 \quad A'_s = 0$$

$$\Rightarrow y = 102,8 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} - (b-b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + nA(d-y)^2 = 1227711,7 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = 5,29 \cdot 10^4 \text{ N / m}^3$$

$$\delta_{bc} = Ky = 5,43 \cdot 10^4 \text{ N / m}^3 = 0,05 Mla$$

$$\overline{\delta_{st}} = 15k(d-y) = 0,3 Mla$$

$$\delta_{st} < \overline{\delta_{bc}} = 15 Mla \dots \dots \dots ok$$

$$\delta_{st} < \overline{\delta_{st}} = 201,63 Mla \dots \dots \dots ok$$

3)- Le ferrailage suivant la largeur :

a)- calcul de M :

$$M = \frac{\delta KL^2 1,38.1ml}{2}$$

δ : Déplacement max = 5mm

K : coefficient de barrasse

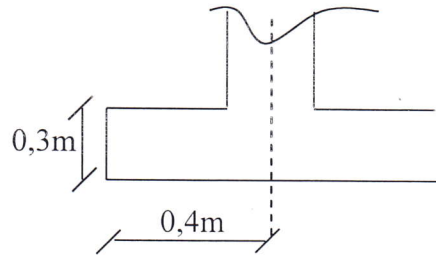
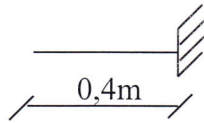


Fig. (11-2) : Coupe transversale d'une semelle filante

$$\Rightarrow M_u = \frac{0,005.300000.0,4^2.1,38Aml}{2} = 16,56KN,u$$

$$\Rightarrow A = \frac{M_u}{\beta d \delta_s} = 1,73cm^2$$

Soit 1T12 chaque 20 cm.

Remarque :

Le déplacement admissible $\bar{\delta} = \frac{k}{\delta_{sol}} = 5mm$

Vérification de la contrainte tangentielle \bar{Z}_u

$$Z_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{124,55.10^3}{0,3.0,57} = 7,28.10^5 N / m^2 = 0,28Mla$$

$$\bar{Z}_u = \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\delta_b}; 4Mla \right\} = 2,5 Mla$$

$$\bar{Z}_u = 0,728Mla < \bar{Z}_u = 2,5Mla.....ok$$

Chapitre XII : Dimension du joint de rupture

• Deux bloc voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$D_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_A + \delta_B) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_A, δ_B = déplacements horizontaux maximum de chaque bloc au sommet.

$$\delta_A = R_A \cdot \delta_{eka}$$

δ_{eka} = déplacement du au force sismique (triés a partir du fichier SAP 2000)

R : coefficient de comportement

$$\begin{cases} R_A = 5 \text{ bloc A contreventé par voile} \\ R_B = 3,5 \text{ bloc B auto stable} \end{cases}$$

$$\delta_A = R_A \cdot \delta_{eka} = 5 \cdot 5,1 = 25,5 \text{ mm}$$

$$\delta_B = R_B \cdot \delta_{eka} = 3,5 \cdot 3 = 10,5 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 15 + (25,5 + 10,5) > 40 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 51 \text{ mm}$$

Soit $d_{\min} = 60 \text{ mm}$.

CHAPITRE VIII : COMBINAISON DES FORCES	- 107 -
1.1- PRESENTATION DE LA METHODE :	- 107 -
CHAPITRE IX : FERRAILLAGE	- 109 -
1-POTEAUX	- 109 -
2-MURS REFENDS	- 114 -
3-POUTRES :	- 118 -
CHAPITRE X : FONDATIONS	- 123 -
10.1) CALCUL DES SEMELLES :	- 123 -
10.2) ETUDE DE LONGRINES :	- 128 -
CHAPITRE XI : ETUDE DU BLOC B	- 129 -
11.1) ETUDE DES POTEAUX :	- 129 -
11.2) ETUDE DES POUTRES :	- 130 -
CHAPITRE XII : DIMENSION DU JOINT DE RUPTURE	- 136 -

SOMAIKE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : GENERALITES	- 1 -
TAB. (1-1) : NUANCE DES ACIERS	- 5 -
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT	- 9 -
TAB. (2-1) : RECAPITULATIF DES SECTIONS	- 10 -
CHAPITRE III : DESCENTES DES CHARGES	- 12 -
TAB. (3-1) : DETERMINATION DES POIDS DE CHAQUE NIVEAU.	- 14 -
TAB. (3-2) : DETERMINATION DE L'EFFORT NORMAL ULTIME DE CHAQUE NIVEAU	- 15 -
TAB (3.3) VERIFICATION DU POTEAU DE CHAQUE NIVEAU	- 15 -
CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	- 16 -
4.1) PLANCHER A CORPS CREUX :	- 16 -
TAB (4.1) DIFFERENCE DES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRE A L'ELU	- 18 -
TAB (4.2) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A L'ELS	- 19 -
TAB (4.3) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A L'ETAT LENTE ULTIME.	- 19 -
TAB (4.4) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A L'ELS	- 20 -
TAB (4.5) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A L'ELU.	- 21 -
TAB (4.6) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRE A L'ELS.	- 21 -
TAB (4.7) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A ELS.	- 22 -
TAB (4.8) : DIFFERENTES SOLLICITATIONS DANS LA POUTRELLE A L'ELS.	- 22 -
TAB.(4-9) : FERRAILLAGE DES POUTRELLES	- 25 -
TAB (4.10) : FERRAILLAGE DES POUTRELLES DU PLANCHER TERRASSE ACCESSIBLE	- 26 -
TAB (4.11) : FERRAILLAGE DES POUTRELLE DU PLANCHER ETAGE COURANT	- 26 -
TAB (4.12) : FERRAILLAGE DES POUTRELLE PLANCHER TERRASSE NON ACCESSIBLE	- 26 -
4.2) BALCON :	- 29 -
TAB (4.13) : VALEURS DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS.	- 30 -
TAB (4.14) : CALCUL DES SECTIONS D'ACIER.	- 30 -
TAB (4.15) VALEURS DES SOLLICITATIONS.	- 32 -
TAB (4.16) : CALCUL DES SECTIONS D'ACIER.	- 33 -
4.4) ESCALIER	- 41 -
TAB (4-17) : DETERMINATION DES REACTIONS AUX NIVEAU DES APPUIS.	- 42 -
TAB (4-18) : DETERMINATION DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS SUR LE PAILLASSE.	- 42 -
TAB.(4-19) : FERRAILLAGE DE LA PAILLASSE	- 43 -
TAB. (4-20) :FERRAILLAGE DU PALIER	- 43 -
TAB.(4-21) :SOLLICITATION EXERCEE SUR LA POUTRE PALIERE	- 44 -
TAB. (4-22) :FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE	- 44 -
CHAPITRE VI : ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES	- 73 -
TAB. (6-1) CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	- 76 -
TAB. (6-2) : MOMENTS EN APPUIS SOUS G	- 77 -
TAB (6.3) : MOMENTS EN APPUIS SOUS Q	- 78 -
TAB.(6-4) : EFFORTS TRANCHANTS ET NORMAUX SOUS G	- 79 -
TAB.(6-5) : EFFORTS TRANCHANTS ET NORMAUX SOUS Q	- 79 -
TAB.(6-6) : CARACTERISTIQUEMENT GEOMETRIQUES DU PORTIQUE B	- 81 -
TAB.(6-7) : CALCUL DES MOMENTS EN APPUIS SOUS G	- 82 -
TAB.(6-8) : CALCUL DES MOMENTS EN APPUIS SOUS Q	- 83 -

TAB.(6-9) : SOLLICITATIONS SOUS G	- 84 -
TAB.(6-10) : SOLLICITATIONS SOUS Q	- 85 -
TAB(6-11) : LES SOLLICITATIONS EXERCEES SUR LES POTEAUX SOUS LA CHARGE VERTICALE	- 86 -
TAB.(6.12) : SOLLICITATIONS EXERCEES SUR LES POUTRES SOUS LA CHARGE VERTICALE	- 87 -
CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE.	- 88 -
TAB.(7-1) : MODE DE VIBRATIONS SENS LONGITUDINAL	- 91 -
TAB.(7-2) : MODE DE VIBRATIONS SENS LONGITUDINAL	- 92 -
TAB.(7-3) : MODE DE VIBRATIONS SENS LONGITUDINAL	- 92 -
TAB.(7-4) : MODE DE VIBRATIONS SENS TRANSVERSAL	- 93 -
TAB.(7-5) : MODE DE VIBRATIONS SENS TRANSVERSAL	- 93 -
TAB.(7-6) : MODE DE VIBRATIONS SENS TRANSVERSAL	- 93 -
7.2) DETERMINATION DES EFFORTS SISMIQUES ET DES EFFORTS TRANCHANTS :	- 94 -
TAB.(7-7) : DETERMINATION DE COEFFICIENT DE DISTRIBUTION ET DE COEFFICIENT DE PARTICIPATION MODALE	- 95 -
TAB(7.8) : DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PARTICIPATION MODAL	- 95 -
TAB(7.9) : DETERMINATION DU COEFFICIENT DE PARTICIPATION MODAL	- 96 -
TAB(7.10) : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE A LA BASE	- 96 -
TAB(7.11) : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE A LA BASE	- 96 -
TAB(7.12) : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE A LA BASE	- 97 -
TAB(7.13) : SOLLICITATIONS RESULTANTES	- 97 -
TAB(7.14) : DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE	- 97 -
TAB(7.15) : DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE	- 98 -
TAB(7.16) : DETERMINATION DES COEFFICIENTS DE PARTICIPATION MODALE	- 98 -
TAB(7.17) : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE A LA BASE	- 98 -
TAB(7.18) : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE A LA BASE	- 98 -
TAB(7.19) : DETERMINATION DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE A LA BASE	- 99 -
TAB(7.20) : SOLLICITATIONS RESULTANTES (SENS TRANSVERSAL)	- 99 -
TAB(7.21) : LIMITATION DE DEPLACEMENTS RELATIFS	- 99 -
TAB(7.22) : LIMITATION DE DEPLACEMENTS RELATIFS	- 100 -
TAB(7.23) : REPARTITION DES EFFORTS TRANCHA S AUX PORTIQUES LONGITUDINAUX	- 101 -
TAB(7.24) : REPARTITION DES EFFORTS TRANCHA S AUX PORTIQUES TRANSVERSAUX	- 102 -
TAB(7.25) : EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS DU PORTIQUE A	- 103 -
TAB(7.26) : EFFORTS TRANCHANTS ET MOMENTS DU PORTIQUE 2	- 104 -
CHAPITRE IX : FERRAILLAGE	- 109 -
TAB.(9.1) : SOLLICITATIONS DES POTEAUX SOUS LA COMBINAISON LA PLUS DEFAVORABLE	- 110 -
TAB (9.2) : FERRAILLAGE DES POTEAUX DE DIFFERENTS NIVEAUX	- 113 -
TAB.(9.3) : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES D'ETAGE COURANT.	- 121 -
TAB.(9.4) : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES DU NIVEAU TERRASSE.	- 122 -
CHAPITRE X : FONDATIONS	- 123 -
TAB.(10-1)- : DIFFERENTES SOLLICITATIONS EXERCEES SUR LA SEMELLE SFC2	- 123 -
TAB.(10-2) : DIMENSIONS + FERRAILLAGE DES SEMELLES FILANTES CROISEES	- 127 -

CHAPITRE XI : ETUDE DU BLOC B	- 129 -
TAB.(11-1): SOLLICITATIONS EXERCEES SUR LES POTEUX SELON LA COMBINAISON G + P + 1.2 E	- 129 -
TAB (11-2) : FERRAILLAGE DES POTEUX	- 129 -
11.2) ETUDE DES POUTRES :	- 130 -
TAB. (11-3) : SOLLICITATIONS ET FERRAILLAGE	- 130 -
TAB. (11-4) : SOLLICITATIONS AUX PIEDS DE POTEUX	- 131 -

SOMMAIRE DES FIGURES

CHAPITRE I : GENERALITES	- 1 -
FIG. (1-1) : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON	- 4 -
FIG. (1-2) : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE CALCUL	- 4 -
FIG. (1.3) : LE DIAGRAMME DE COMPRESSION EST SYMETRIQUE A CELUI DE LA TRACTION PAR RAPPORT A L'ORIGINE «0»	- 5 -
FIG. (1-4) DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER	- 6 -
FIG. (1-5) DIAGRAMME DES DEFORMATIONS LIMITE D'UNE SECTION (REGLE DES 3 PIVOTS)	- 8 -
CHAPITRE III : DESCENTES DES CHARGES	- 12 -
FIG.(3-1) : REPRESENTATION DU POTEAU LE PLUS SOLLICITE (C-4)	- 14 -
CHAPITRE IV : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	- 16 -
4.1) PLANCHER A CORPS CREUX :	- 16 -
FIG. (4.1) : POUTRELLE	- 16 -
FIG.(4.2) : DIAGRAMMES DE SOLLICITATIONS A ELU	- 19 -
FIG. (4.3) : DIAGRAMMES DE SOLLICITATIONS A ELU	- 20 -
FIG.(4.4) :DIAGRAMMES DE SOLLICITATION A L'ELU	- 21 -
FIG. (4-5) : DIAGRAMMES DE SOLLICITATION A L'ELU	- 22 -
FIG. (4-6) : DIAGRAMMES DES SOLLICITATIONS A L'ELU	- 23 -
4.2) BALCON :	- 29 -
FIG (4-7) BALCON	- 29 -
FIG. (4-8) : BALCON	- 32 -
4.3) ACROTERE	- 35 -
FIG (4.9) : L'ACROTERE	- 35 -
FIG. (4-10) : SOLLICITATIONS SUR L'ACROTERE	- 36 -
FIG. (4-11) : POSITION DE L'AXE NEUTRE	- 38 -
4.4) ESCALIER	- 41 -
FIG. (4-12) SCHEMA STATISTIQUE DES ESCALIERS	- 41 -
FIG. (4-13) SCHEMA STATISTIQUE DES ESCALIERS	- 42 -
FIG.(4-14) DIAGRAMME DES MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS .	- 43 -
FIG.(4-15) : POUTRE PALIERE	- 44 -
CHAPITRE V : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	- 46 -
FIG. (5-1) CENTRE DE TORSION	- 56 -
CHAPITRE VI : ETUDE SOUS CHARGES VERTICALES	- 73 -
CHAPITRE VII : ETUDE SISMIQUE.	- 88 -
7-1) METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	- 88 -
FIG. (7.2) : MODEL DE CONCENTRATION DES MASSES	- 91 -
FIG.(7.3) : DEPLACEMENT DE CHAQUE NIVEAU (SENS LONGITUDINALE)	- 92 -
FIG.(7.4) : DEPLACEMENT DE CHAQUE NIVEAU (SENS TRANSVERSAL)	- 94 -
CHAPITRE IX : FERRAILLAGE	- 109 -
FIG.(9.1) : SOLLICITATION EXERCEE SUR LE VOILE	- 114 -
FIG.(9.2) : FERRAILLAGE DES VOILES	- 117 -

CHAPITRE X : FONDATIONS	- 123 -
FIG.(10.1) : REPRESENTATION DES SEMELLES FILENTES	- 123 -
CHAPITRE XI : ETUDE DU BLOC B	- 129 -
FIG. (11-1) : SEMELLE FILANTE SOUS DEUX POTEAUX	- 131 -
FIG.(11-2) : DIAGRAMME DE SOLLICITATION A L'ELU	- 132 -
CHAPITRE XII : DIMENSION DU JOINT DE RUPTURE	- 136 -

NOTATIONS

I. Notations en majuscules :

A	aire de la section.
B	aire de la section du béton.
C	cohésion du sol.
E	module d'élasticité longitudinale.
F	force ou action.
G	charge permanente.
H	hauteur.
I	moment d'inertie.
L	longueur ou portée.
M	moment general.
M_U	moment ultime.
M_{ser}	moment de service.
N	effort normal.
N_U	effort normal ultime.
N_{ser}	effort normal de service.
P	force ou action.
Q	charge d'exploitation.
R	réaction.
S	surface.
S_t	espacement des armatures.
T	effort tranchant ou force de traînée.
U	perimeter.
V	effort tranchants.
W	poids

II Notations en minuscule:

a	une dimension transversale.
b	une dimension longitudinale.
d	hauteur utile.
e	excentricité.
f_e	la limite élastique de l'acier
f_{c_j}	résistance caractéristique à la compression du béton à l'age j jours
f_{t_j}	résistance caractéristique a la traction du béton à j jours

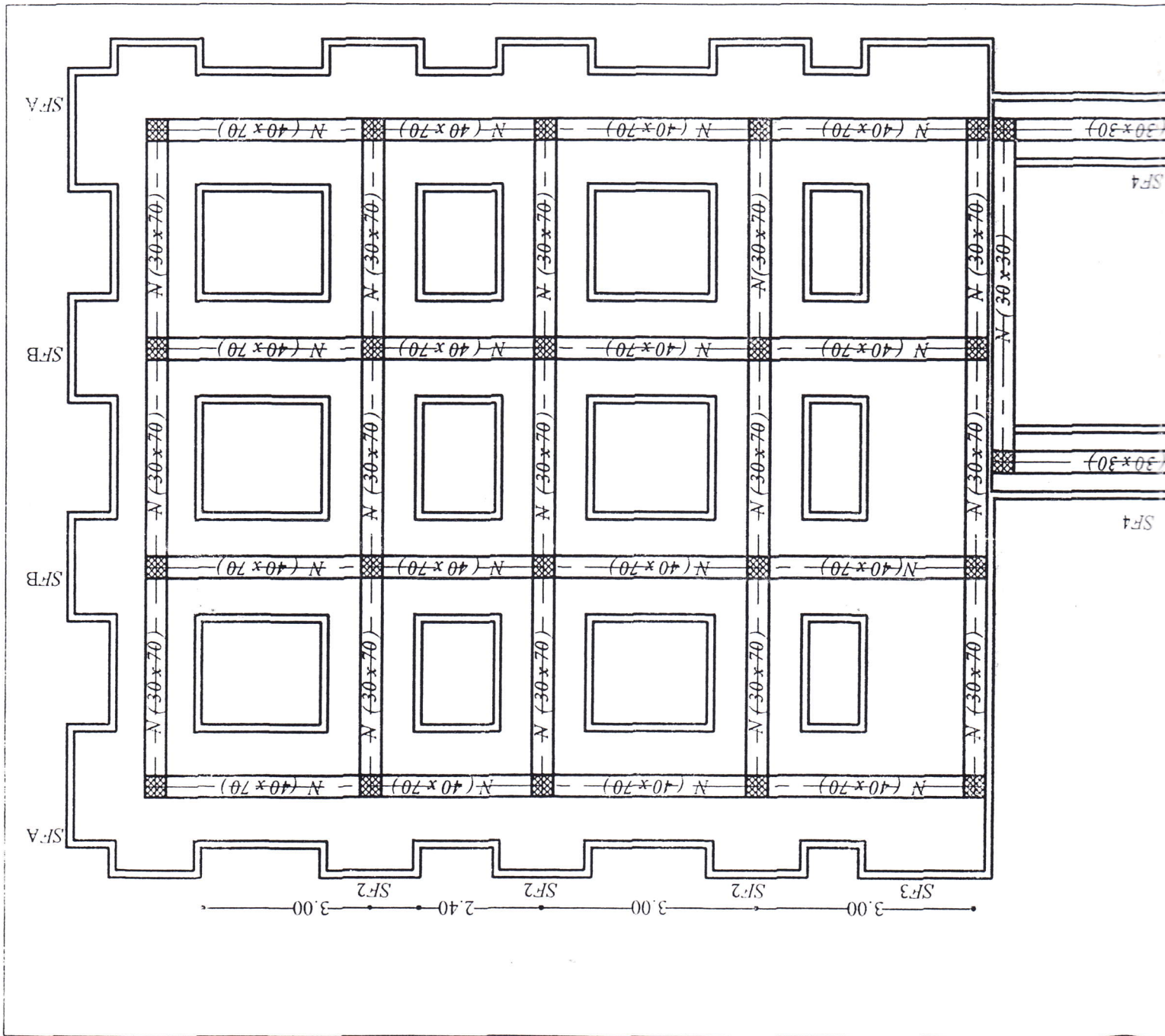
f_{c28} ; f_{t28}	grandeurs précédentes avec $j= 28$ jours.
h	hauteur d'une section .
i	rayon de giration d'une section.
j	nombre de jours.
k	coefficient.
l	longueur.
l_f	longueur de flambement.
r	rayon de courbure.
t	période.
x	coordonnée, abscisse en général.
y	ordonnée, position de l'axe neutre.
z_b	bras de levier.

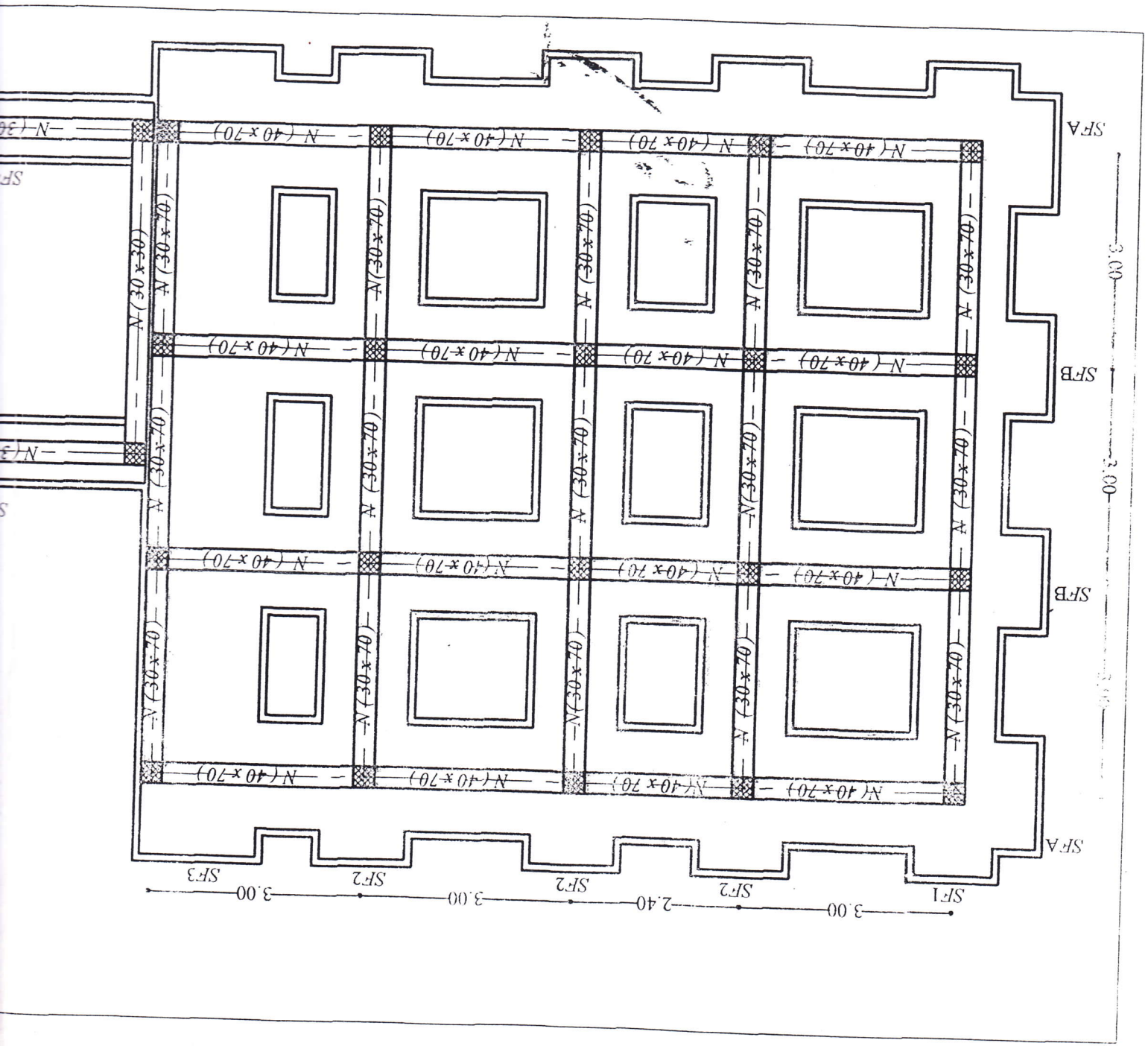
III Notations en minuscules grecques:

α	angle ou coefficient.
β	coefficient d'amplification dynamique.
γ	poids volumique.
γ_b	coefficient de sécurité propre au béton.
γ_s	coefficient de sécurité propre a l'acier.
λ	élancement géométrique.
μ	moment réduit.
σ_{bc}	contrainte de compression du béton.
σ_{bt}	contrainte de traction du béton.
σ_s	contrainte de l'acier.
τ	contrainte tangentielle.
ξ	facteur d'amortissement.
φ	angle de frottement interne du sol.
N_γ ; N_q ; N_c	coefficient de portance dépendant de φ .

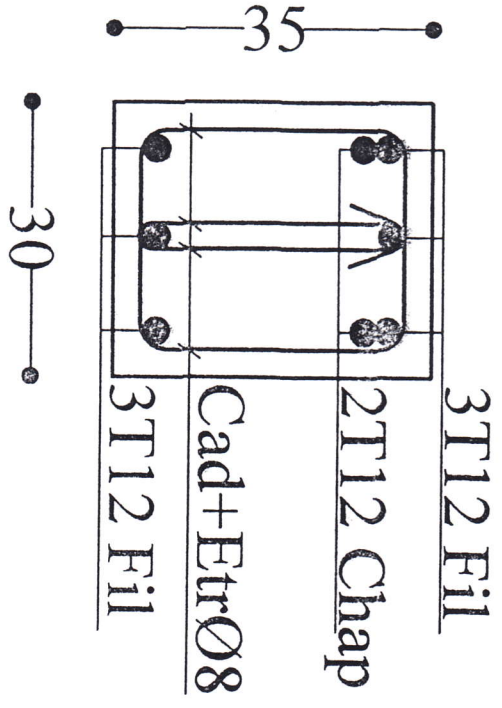
Bibliographie

- 1- le béton armé aux états limite (théorie et application) "M: Belazougui"
édition 2.03.3155. année 2000.
- 2- béton armé; guide de calcul "jacque: lamirault + henri reneaud" édition foucher Paris 1993.
- 3- Béton armé: BAEL 91 modifier 99 et DTU associés " Jean pierre Mougin" édition evrolles
année 2002.
- 4- calcul des ouvrages en béton armé "M: Belazougui" édition 1991.
- 5- manuelle du SAP 2000.
- 6- manuelle du auto cad.

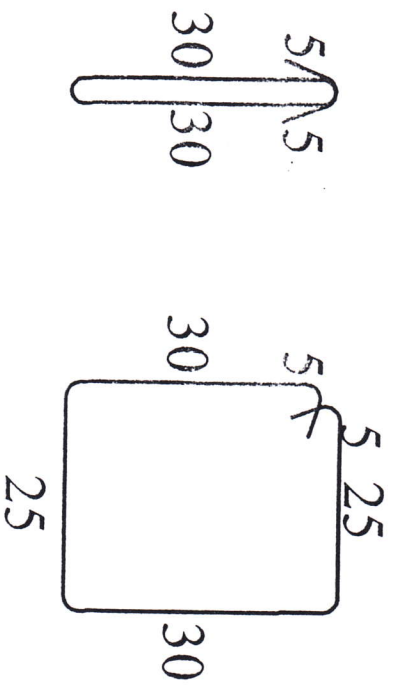
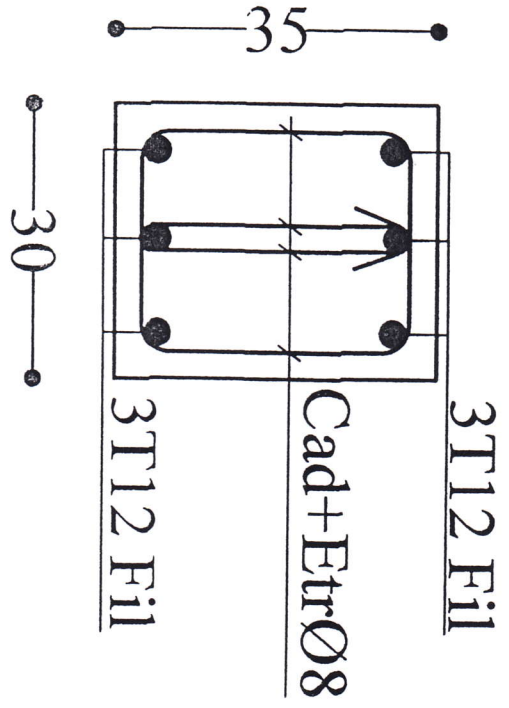




Coupe 5-5

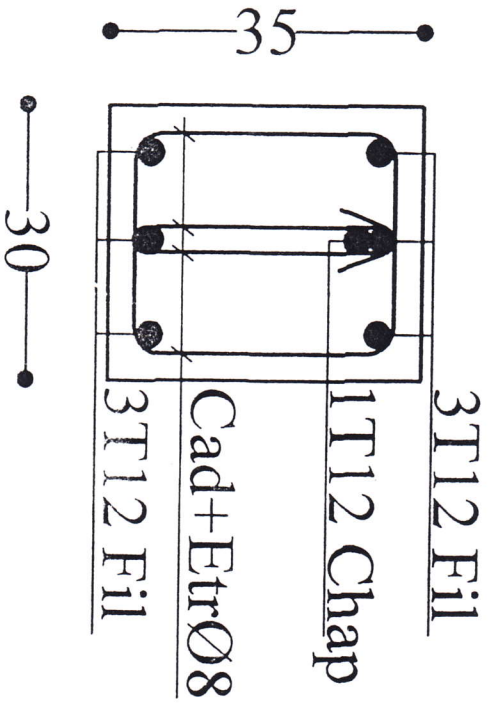


Coupe 7-7

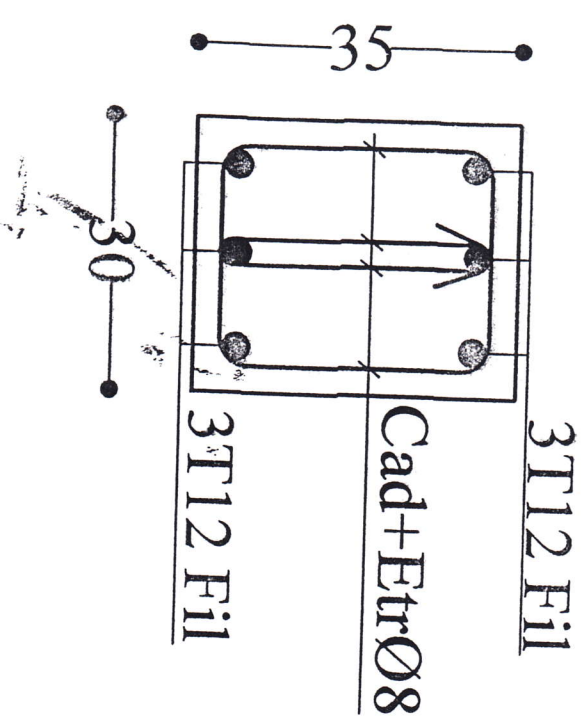


EtrØ8 L=70 CadØ8 L=1.20

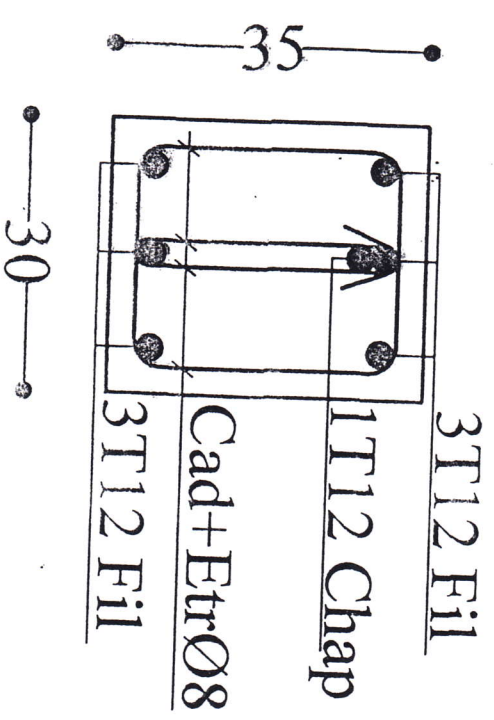
Coupe 6-6



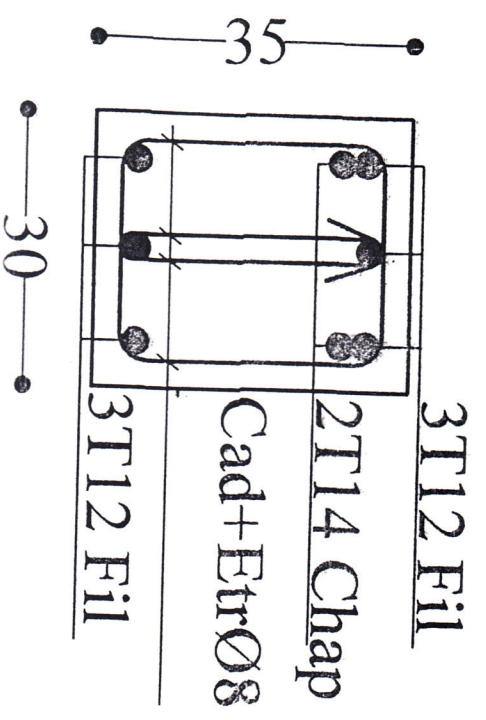
Coupe 2-2



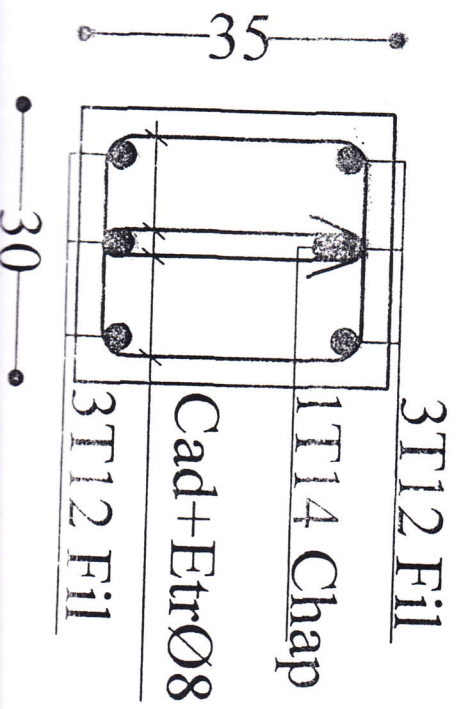
Coupe 1-1



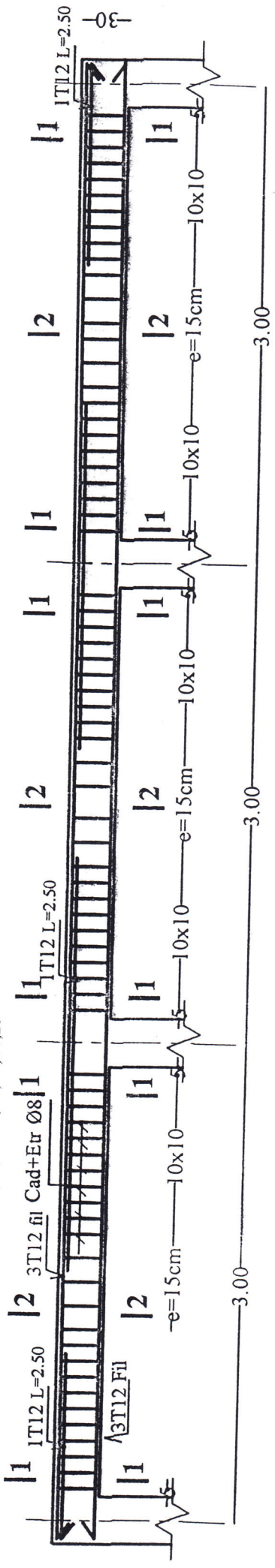
Coupe 4-4



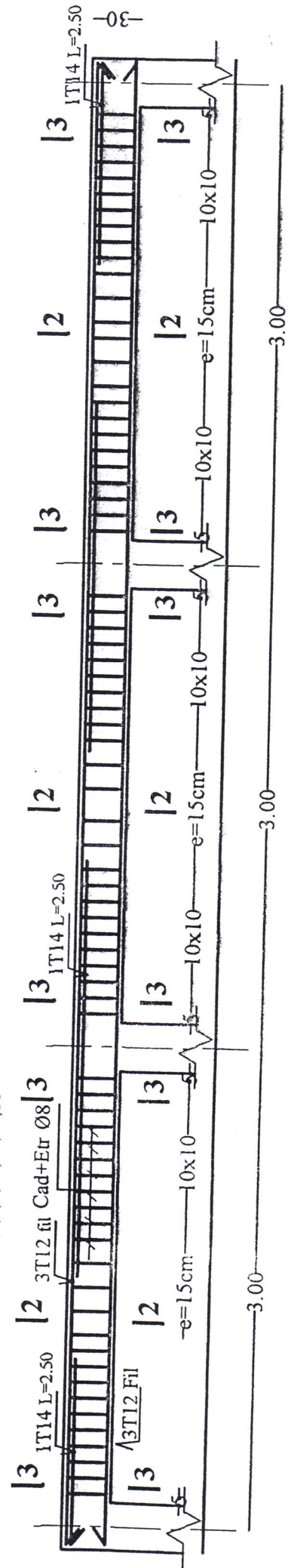
Coupe 3-3



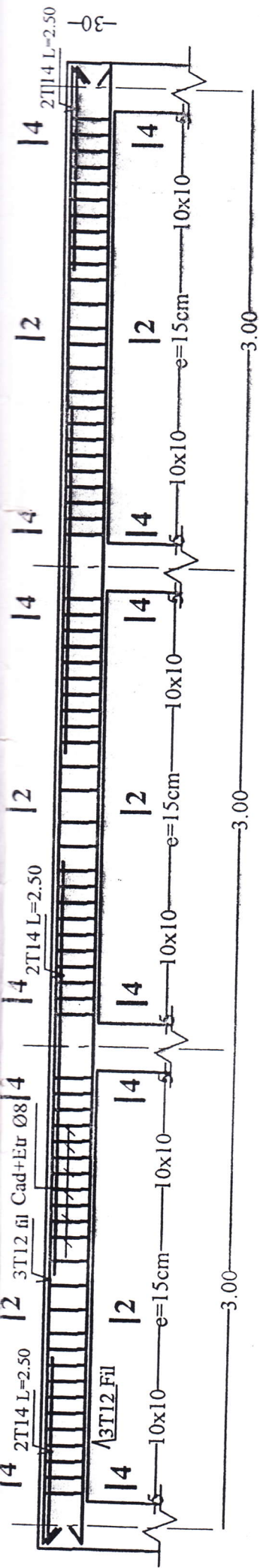
POUITRREE 30X30 AXES 5,6,15,16,23,24,25,27,28,29



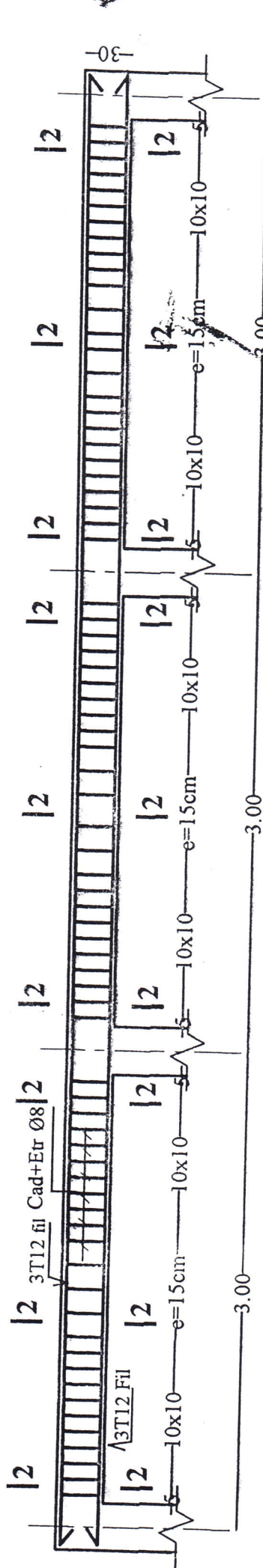
POUITRREE 30X30 AXES 3,4,7,8,13,14,17,18



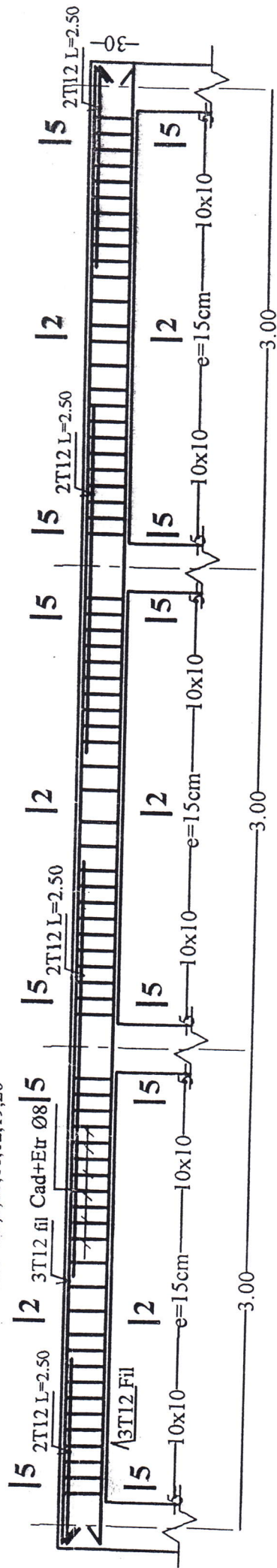
POUITRREE 30X30 AXES 1,2,9,10,11,12,19,20



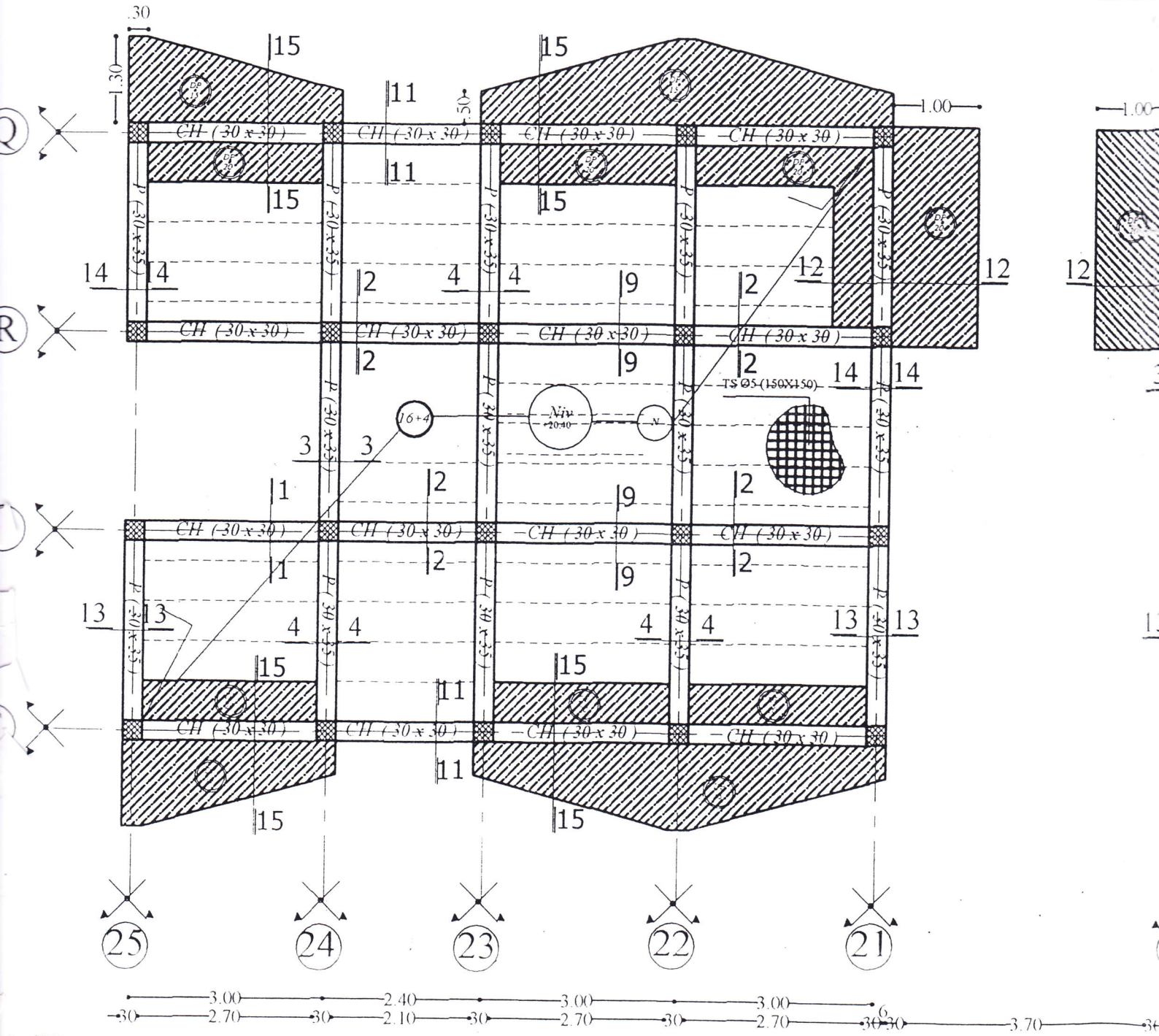
POUITRREE 30X30 AXES 25,26



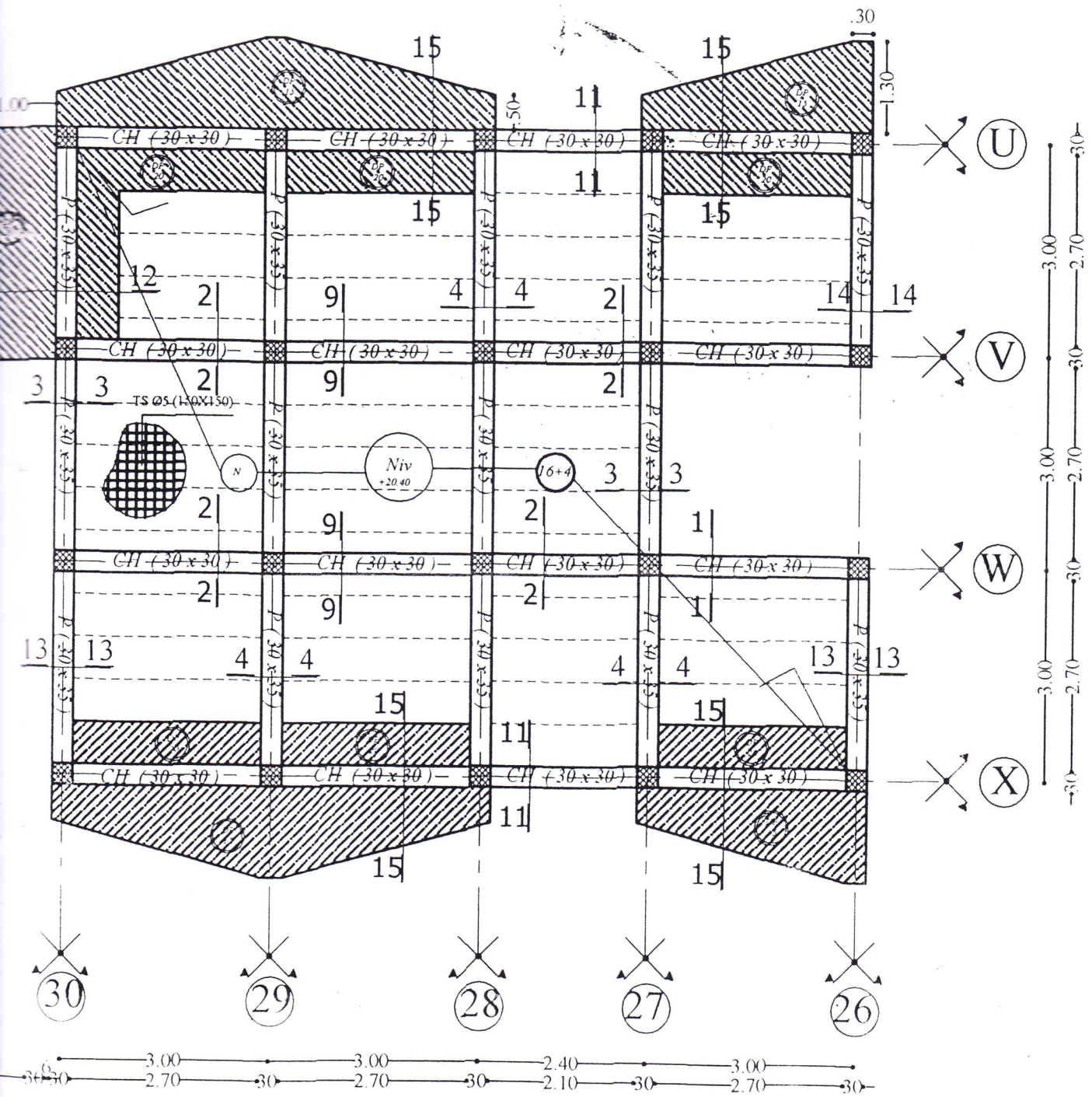
POUITRREE 30X30 AXES 1,2,9,10,11,12,19,20



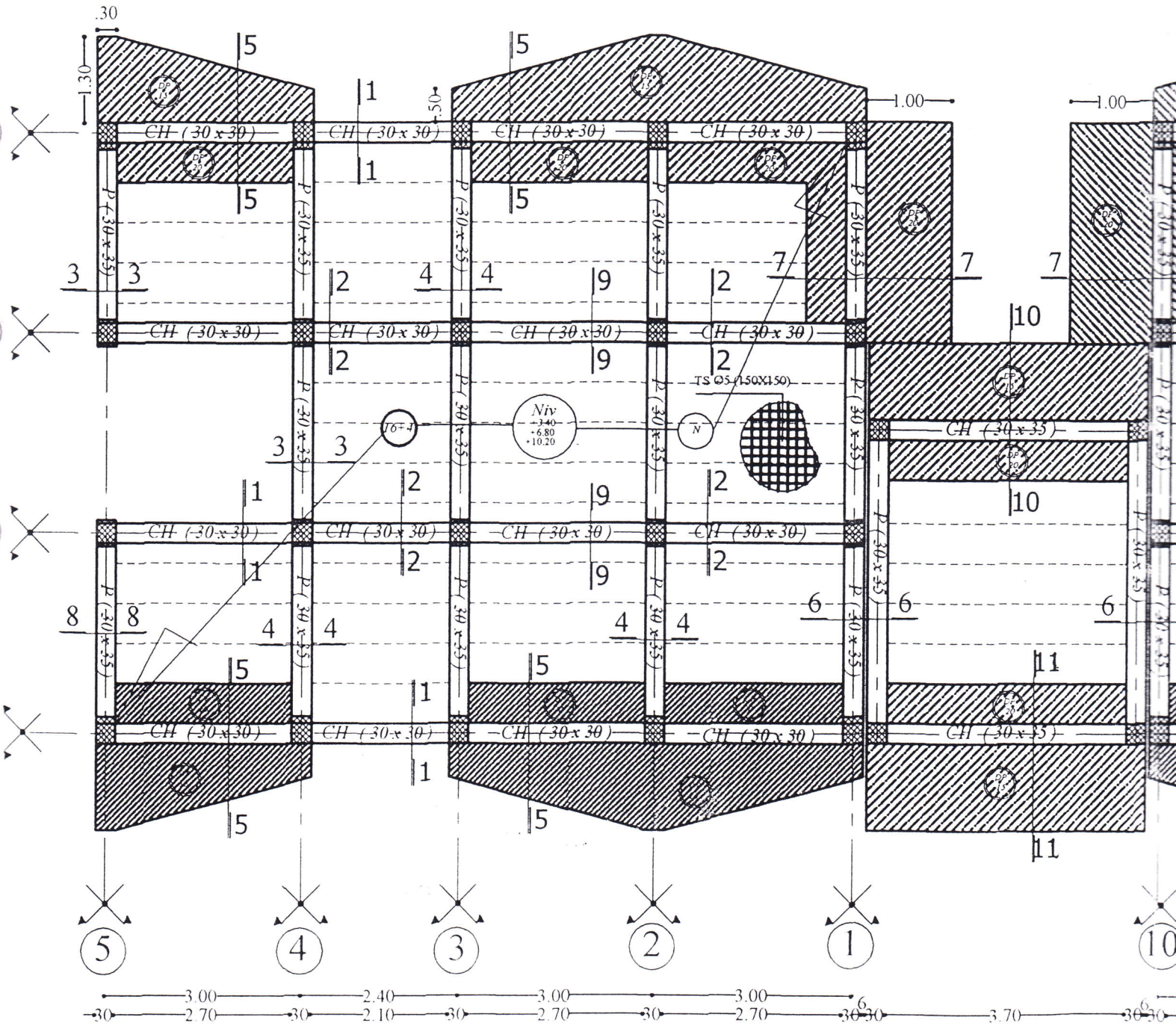
COFFRAGE DES PLANCHES



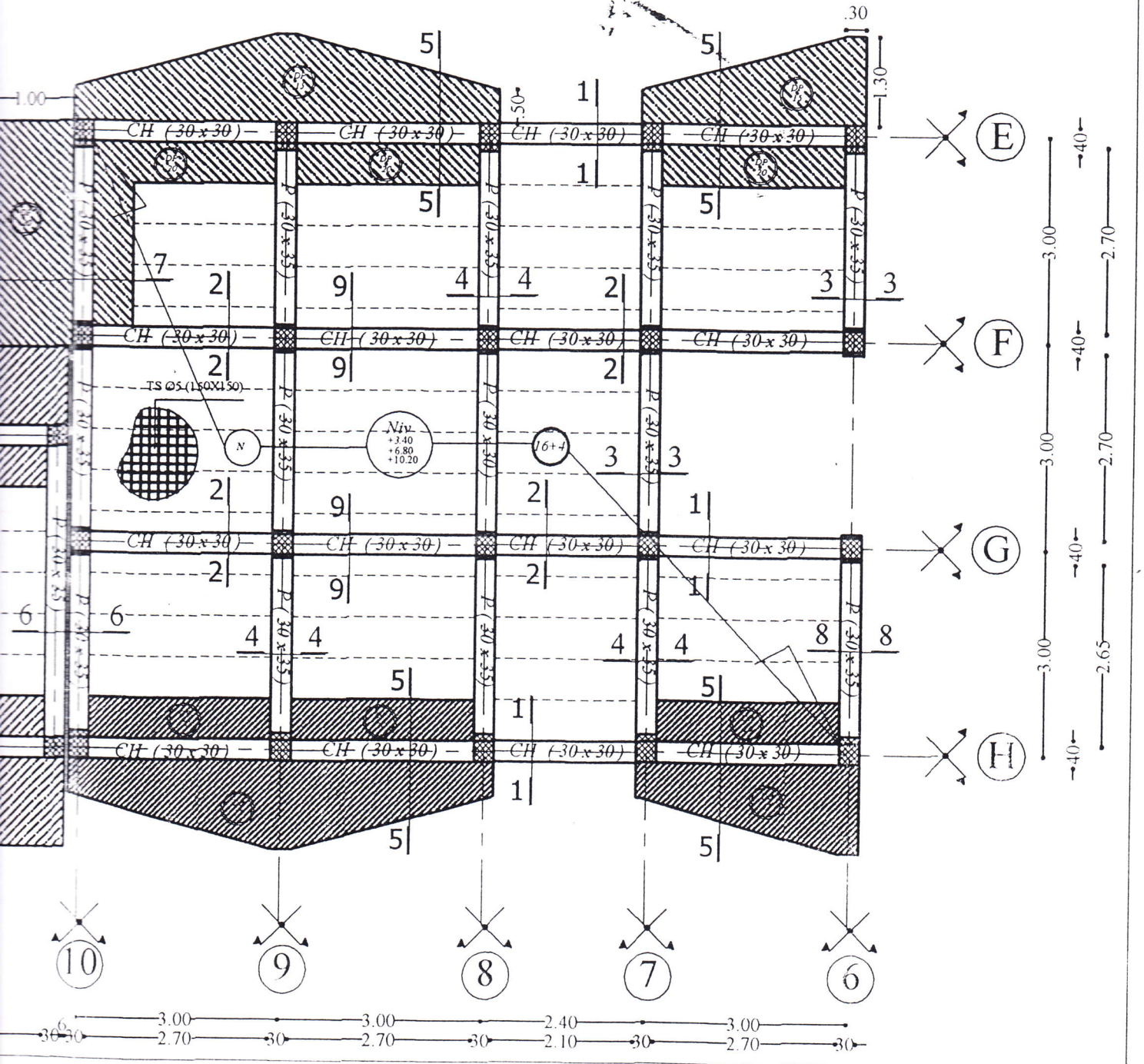
CHER TERRASSE



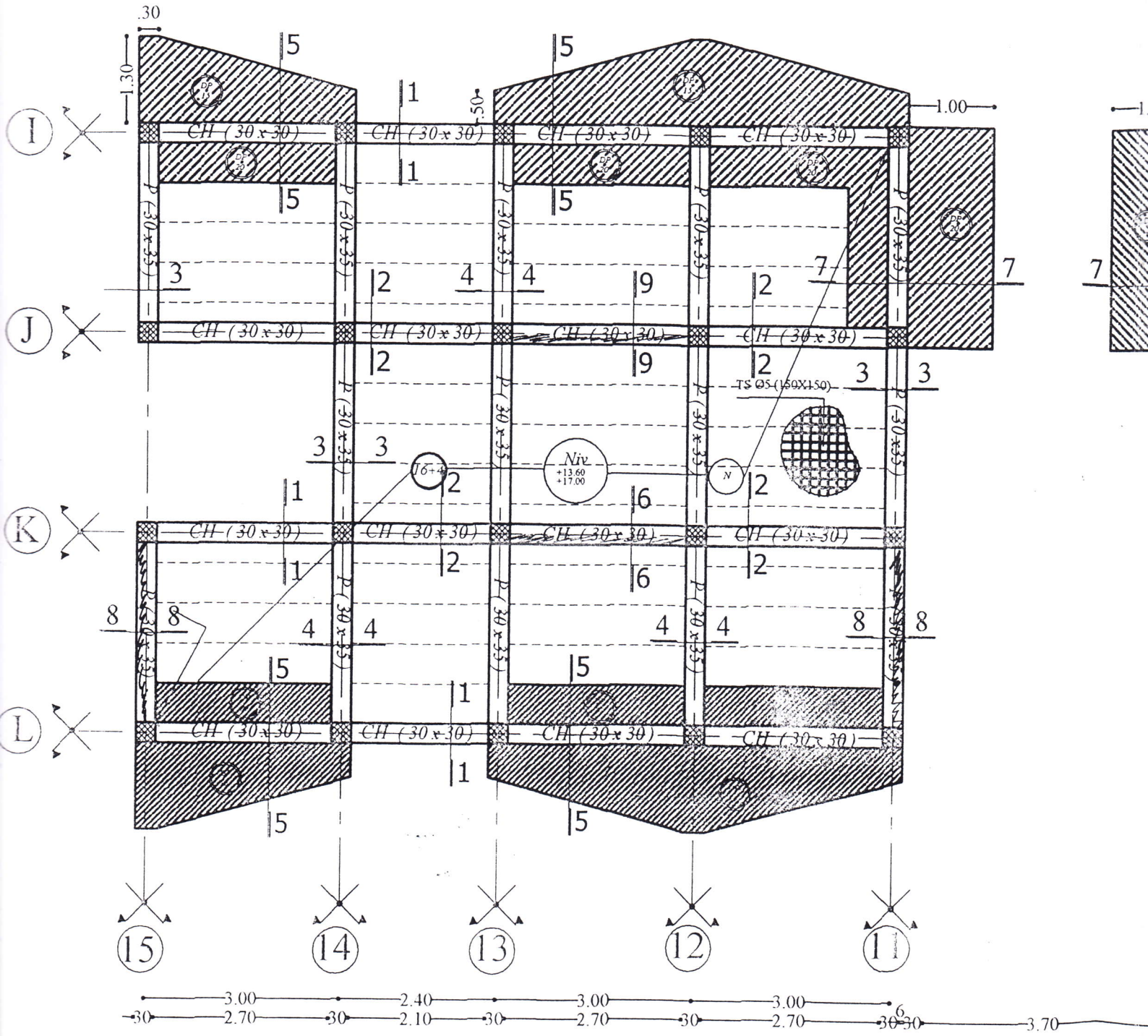
COFFRAGE DES PLANCHER RDC



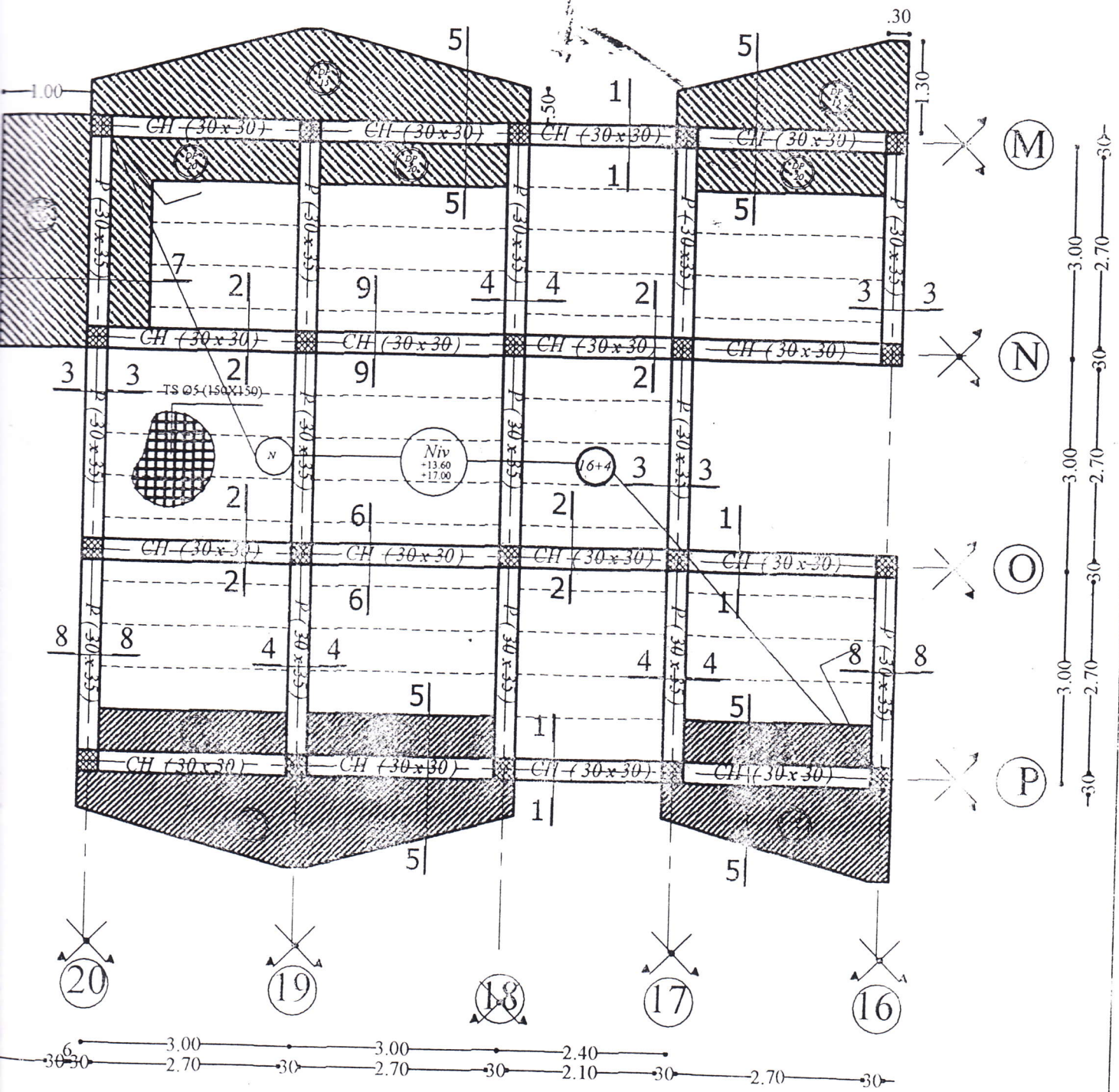
RDC , 1er , 2 eme ETAGE

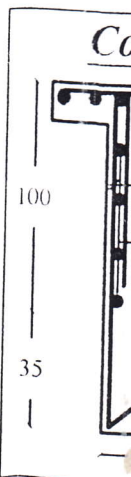
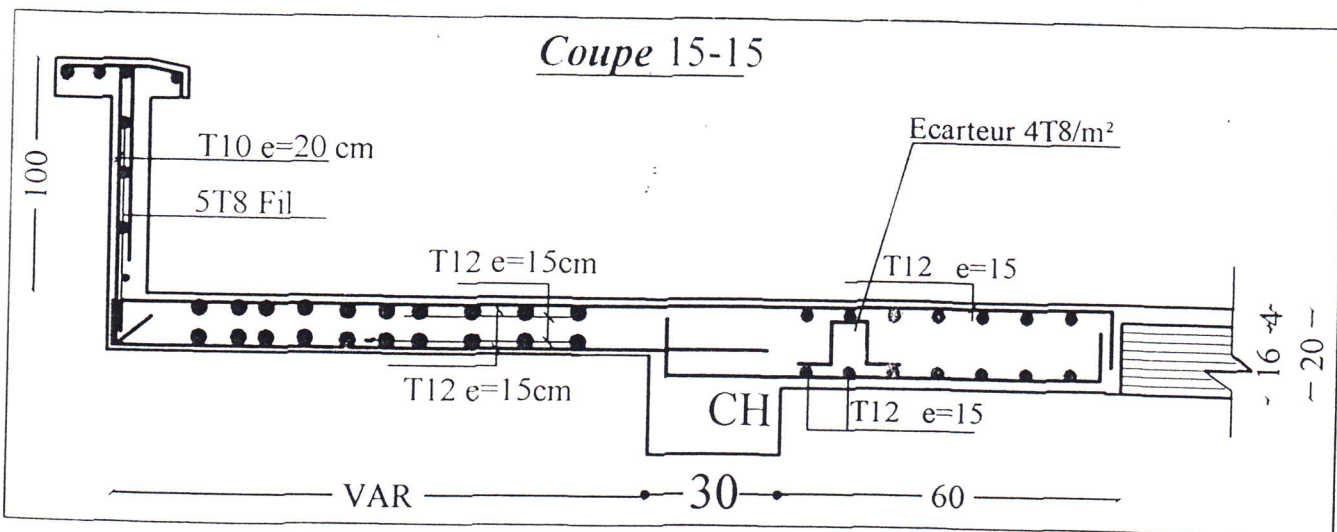
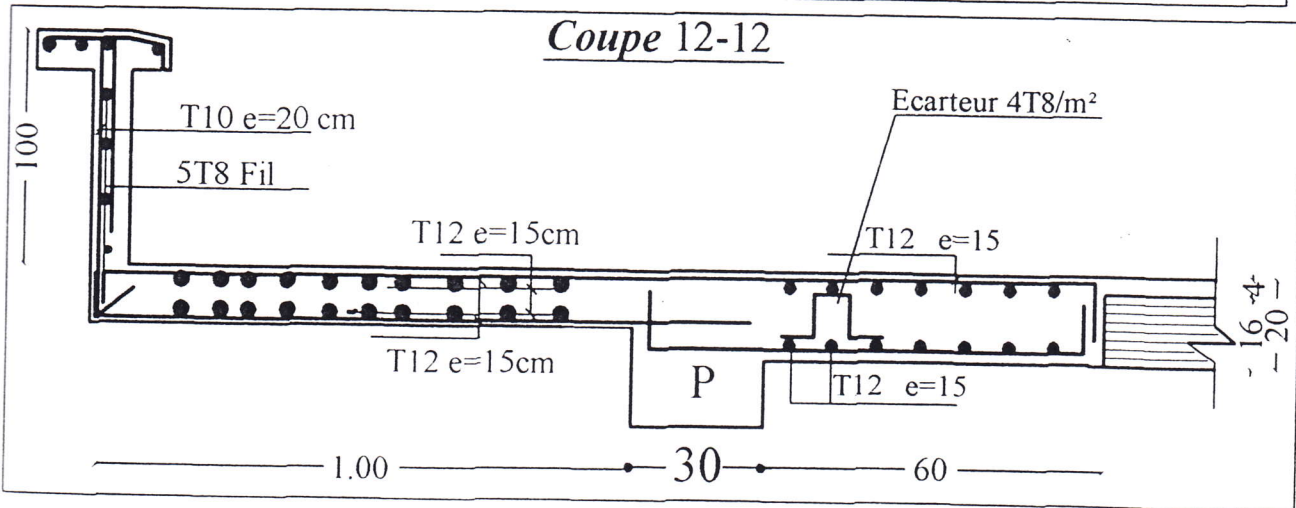
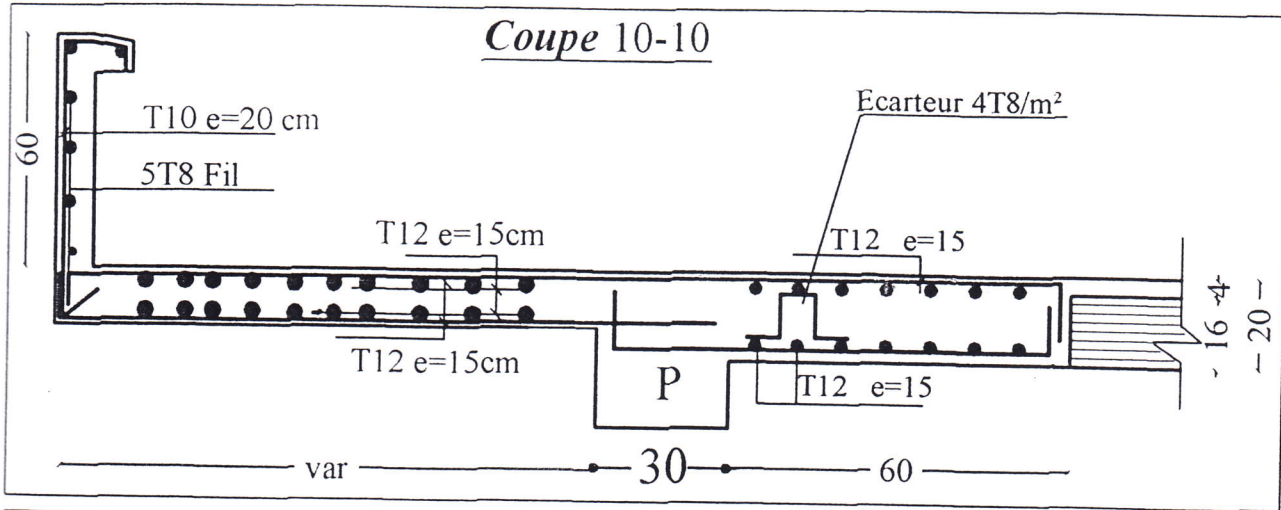
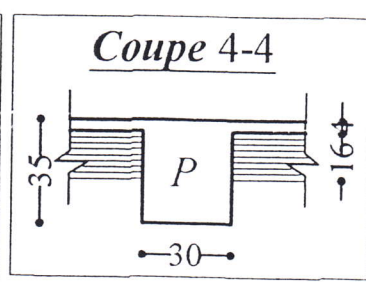
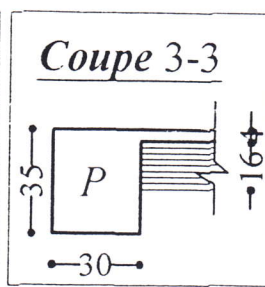
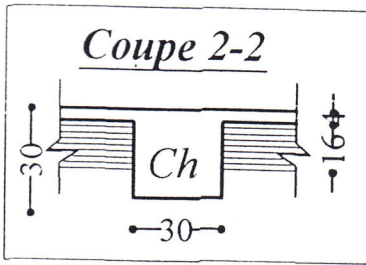
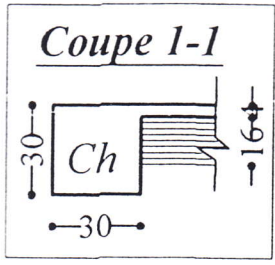


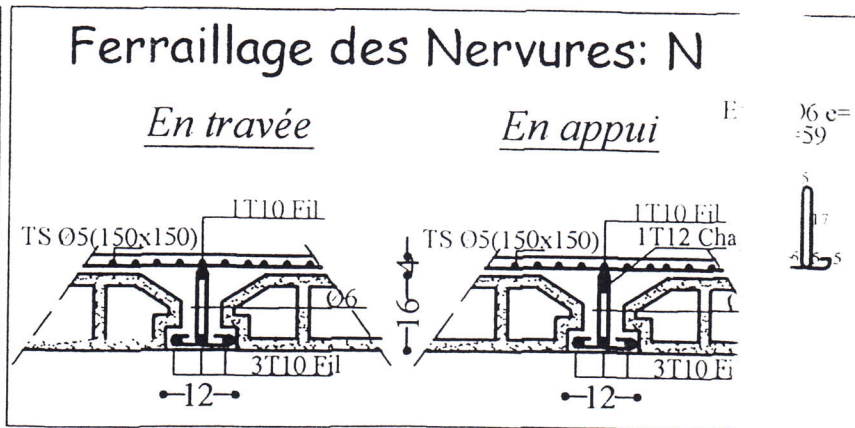
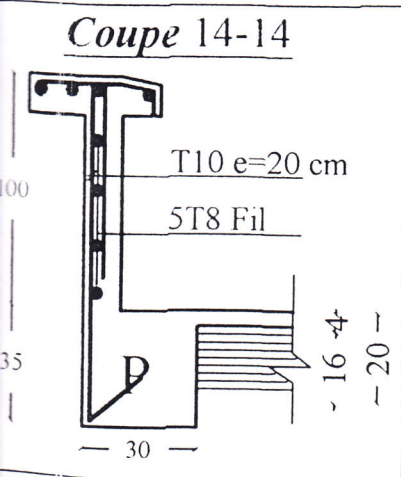
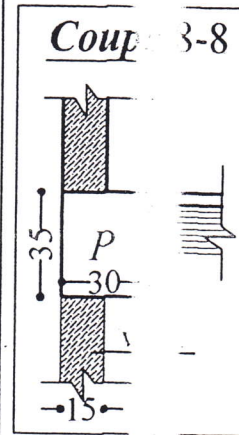
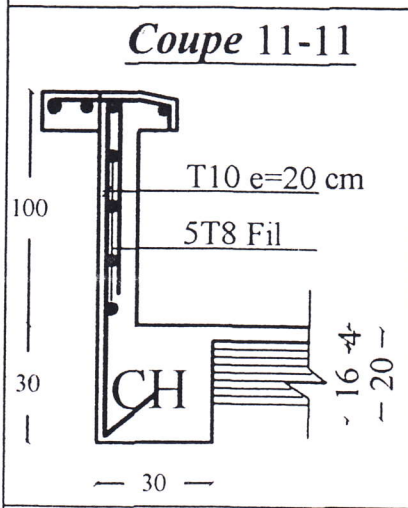
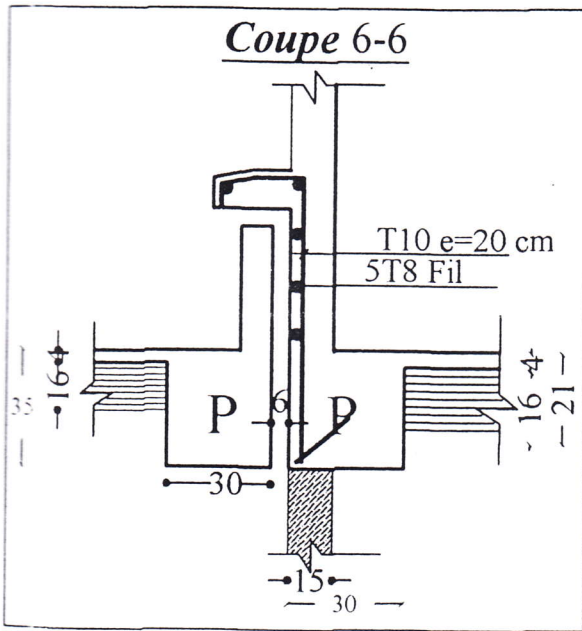
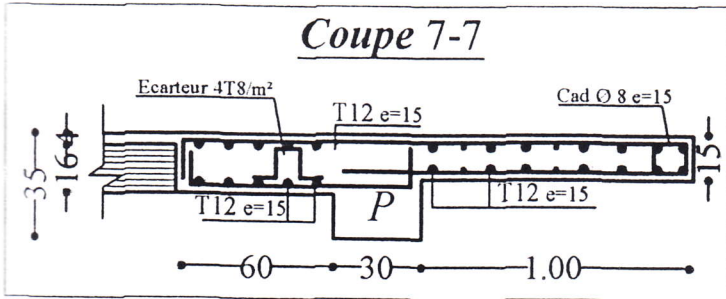
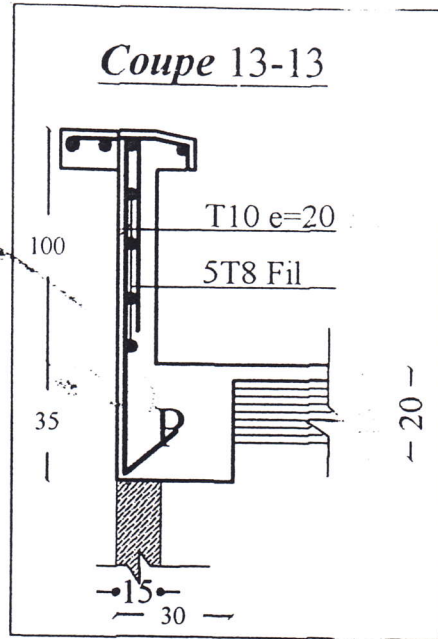
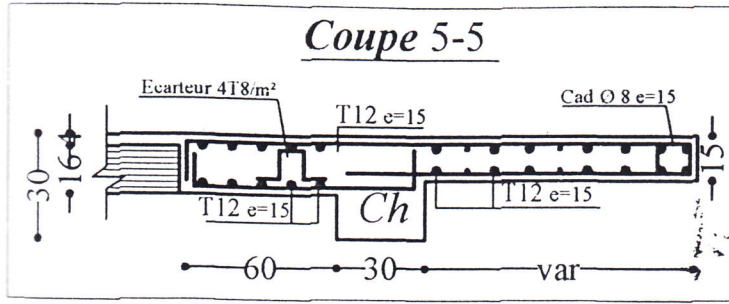
COFFRAGE DES PLANCHER 3er



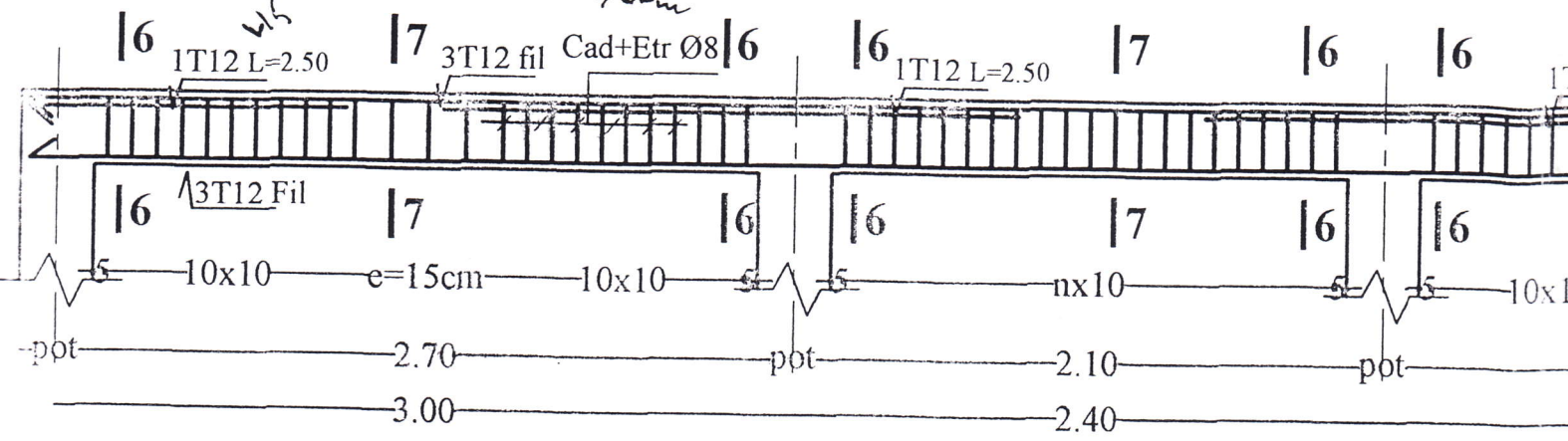
Beme ET 4eme EATAGE



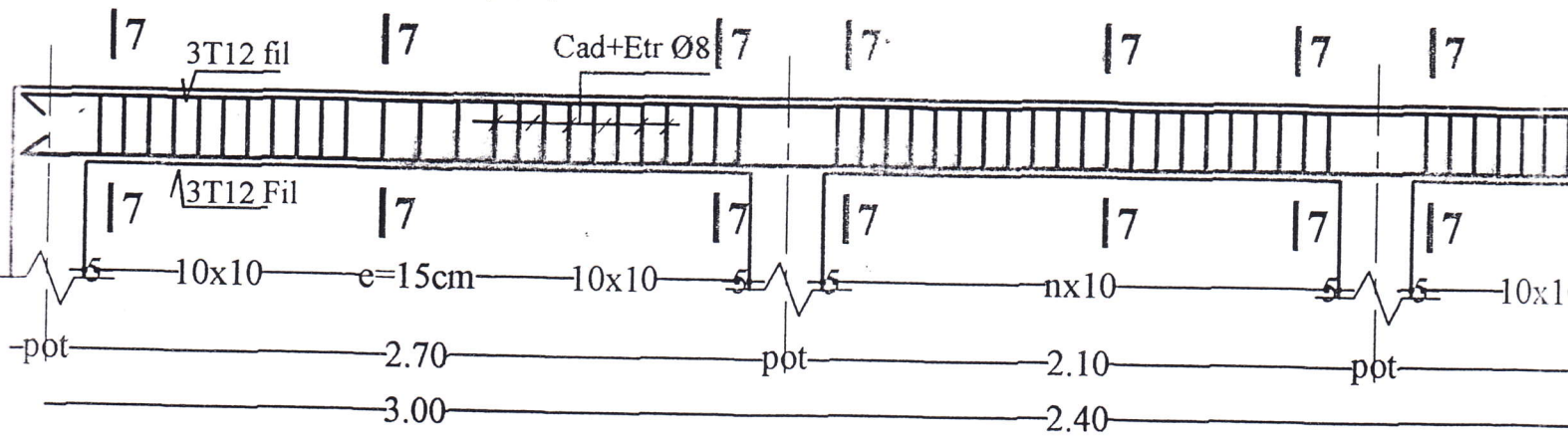




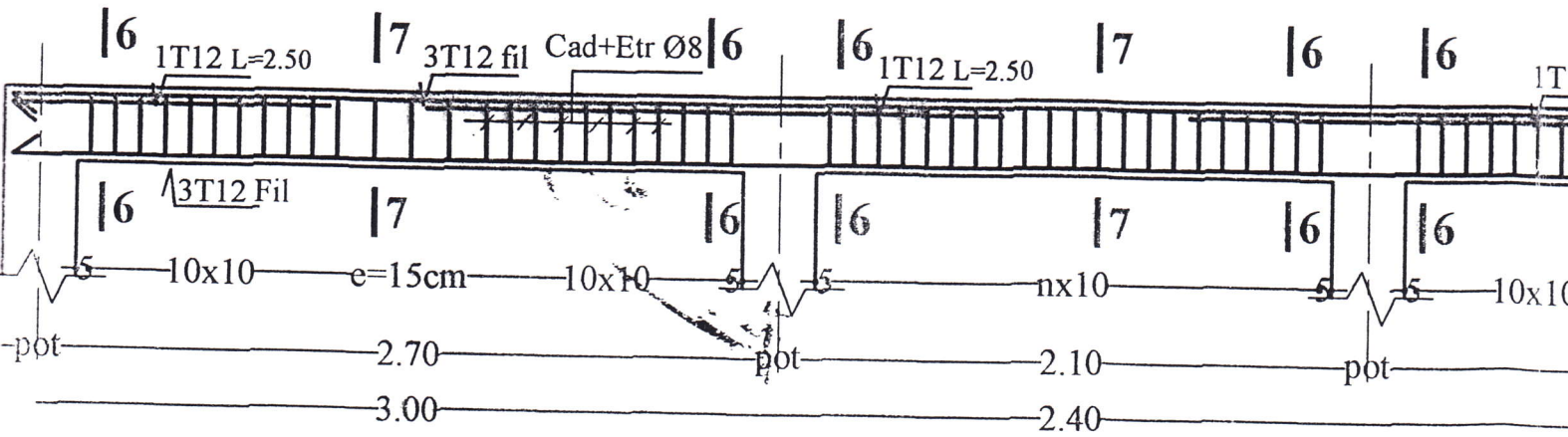
Chainages 30x30

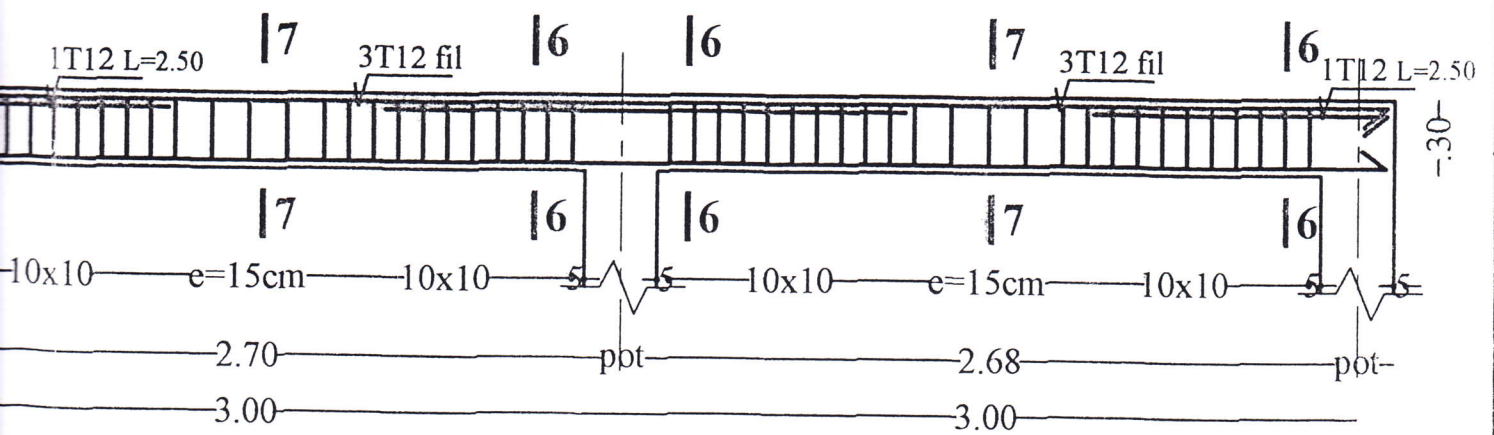
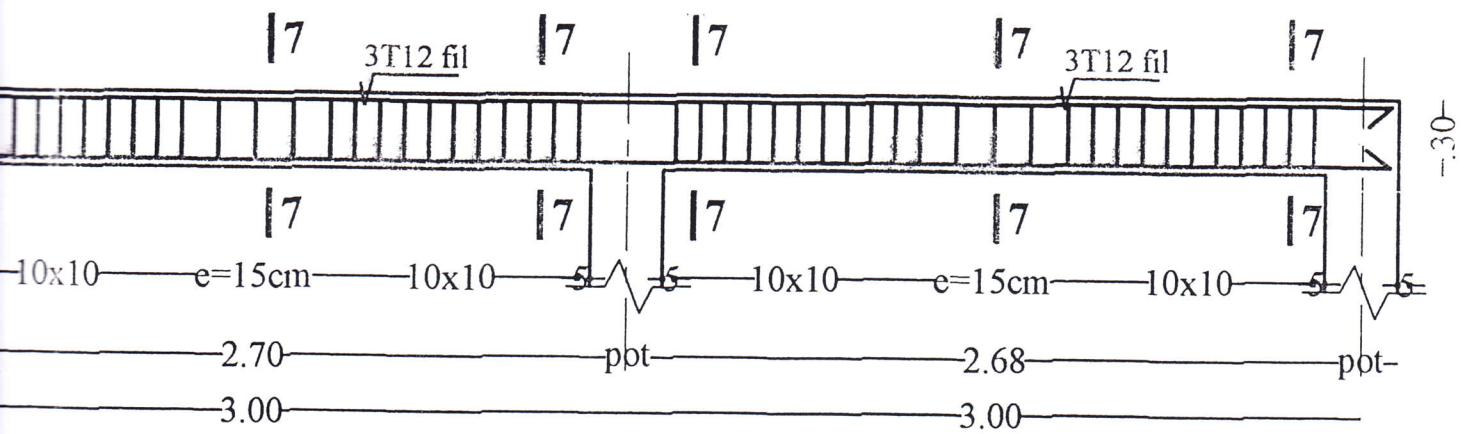
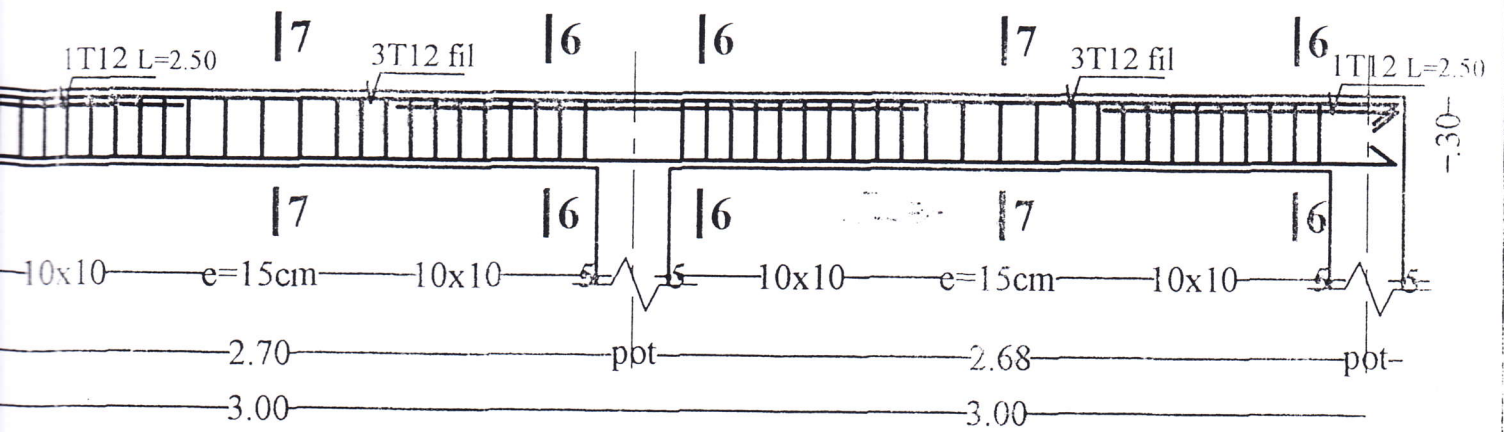


Chainages 30x30 axes Q,T,U,X

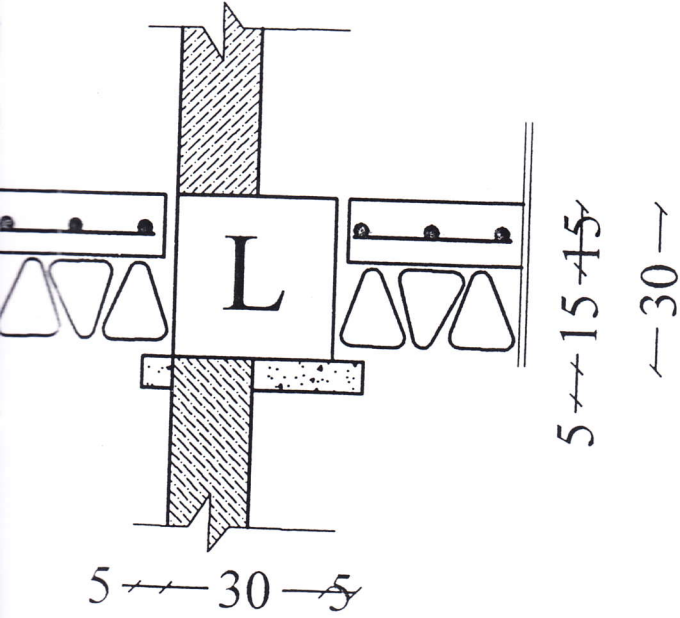


Chainages 30x30 axe R,S,V,W

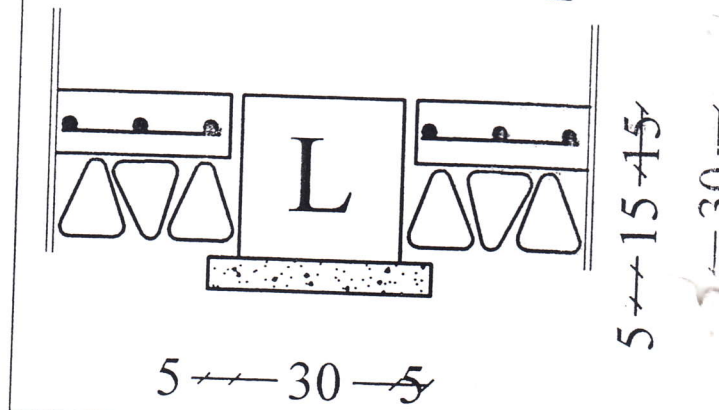




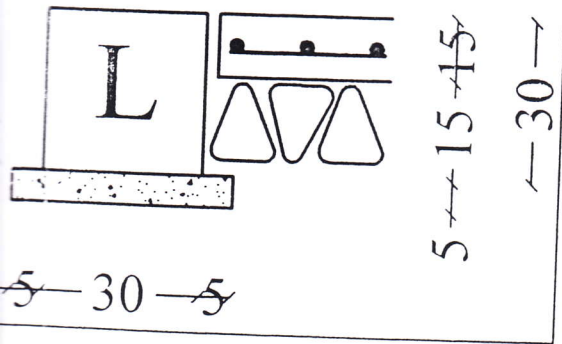
COUPE 5-5



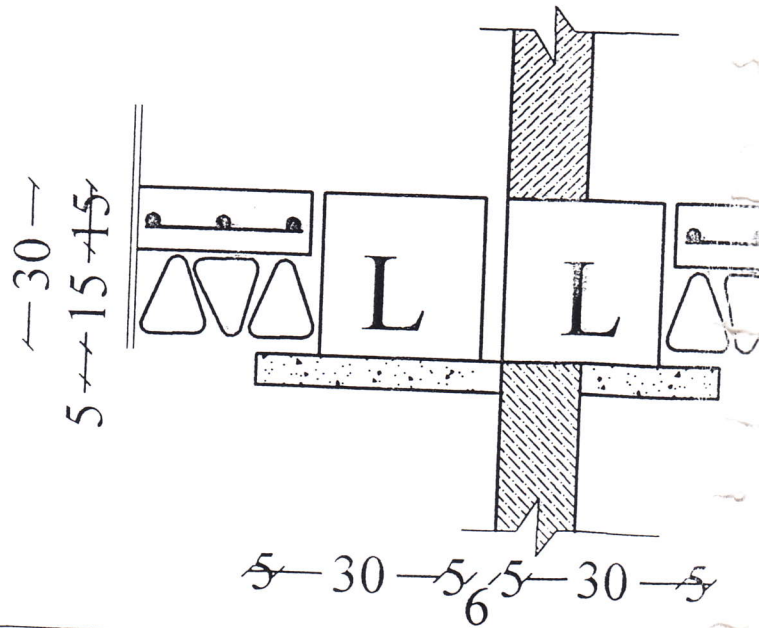
COUPE 2-2



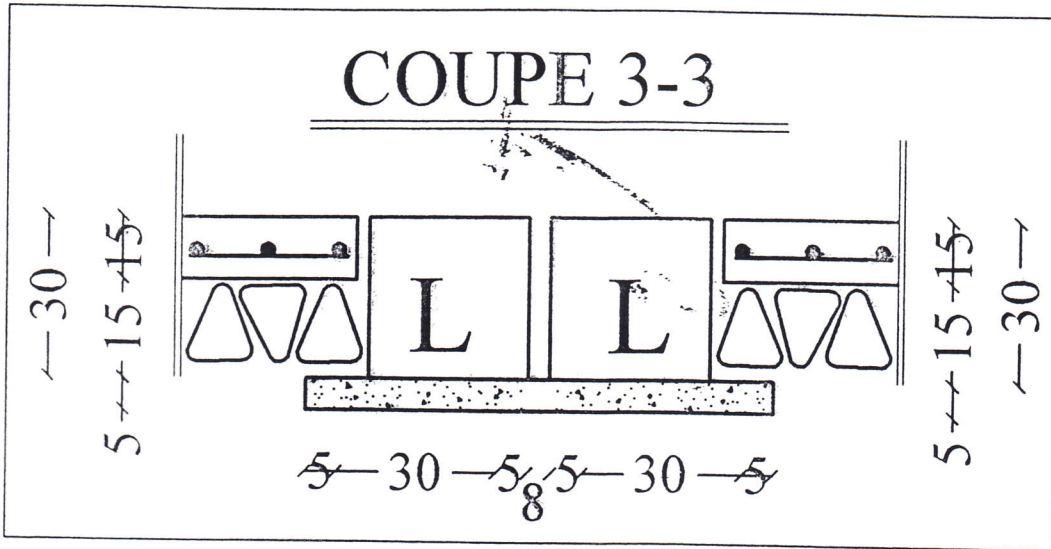
COUPE 1-1



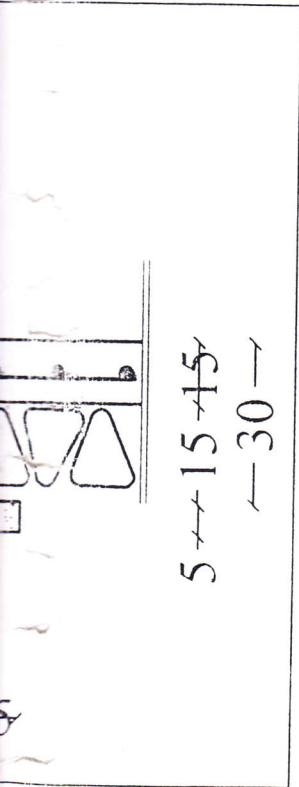
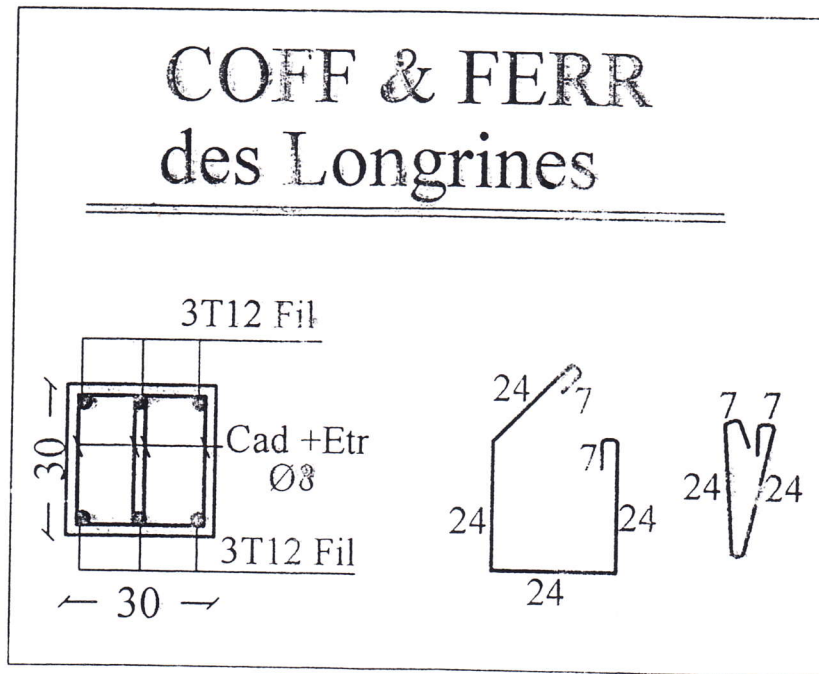
COUPE 4-4



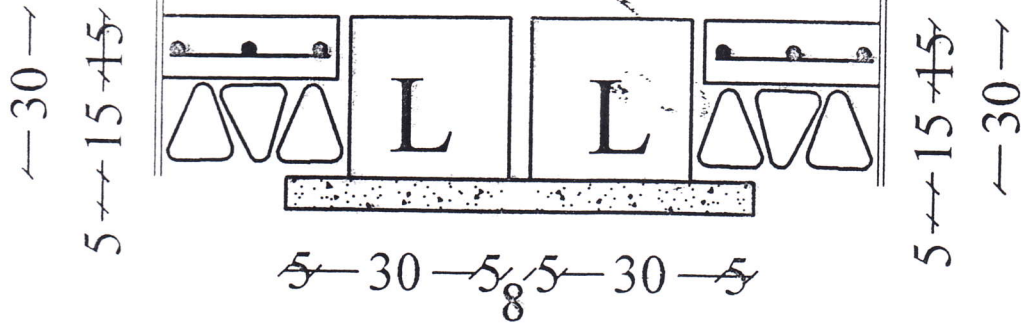
COUPE 3-3



COFF & FERR des Longrines



COUPE 3-3



COFF & FERR des Longrines

