



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+10+s-sol)
A l'usage d'habitation et commercial
Contreventement mixte*

Présenté par :

- BENAÏSSA MOHAMMED
- BEHILIL AISSA

Soutenu le .. /08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Reziga Ahmed

Examineur: Belgacemia Khalil

Encadrant : Mr ZELMAT YASSINE

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

On remercie tout d'abord **ALLAH TAALA** de nous avoir donné le courage d'entamer et de finir ce mémoire dans des bonnes conditions

Nous tenons à remercier notre encadrant Mr ZELMAT, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

On remercie chaleureusement toute l'équipe du département de Génie Civil de l'université ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM

On a évidemment une pensée pour toutes celles et ceux qui nous ont permis de mener à bien cette thèse. Un grand merci à nos familles surtout nos parents qui nous ont toujours soutenues, conseillées et aidées. Merci aussi à tous nos amis et nos collègues.

Merci pour tout ce qu'ils nous ont apporté, consciemment ou inconsciemment.

Dédicace

On voudra dédier ce travail à :

Nos chers parents pour lesquelles les mots ne suffiront pas pour témoigner toute notre gratitude pour leur entière disponibilité, leur assistance et leur dévouement tout au long de nos cursus et la réalisation de ce travail, à toutes nos familles pour leur aide.

Nos chers amis spécialement ADEL, KARIM, CHAREF, HADJ AHMED , IKRAM, ET ABDELHAMID .

Tous les étudiants de la faculté des sciences et technologie de l'université de Mostaganem, et à nos camarades de promotion de Structure.

BENAISSA MOHAMMED

BEHILIL AISSA

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة ذي شكل منتظم مكونة من طابق تحت ارضي وطابق ارضي وعشر طوابق علوية, يتم انجازها بولاية وهران المصنفة ضمن

المنطقة الزلزالية رقم IIa

في العمل التالي تناولنا الابعاد الاولية للعناصر, دراسة البلاطات والاجزاء الثانوية من
البنية.

الدراسة الديناميكية بواسطة ROBOT BAT وتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية.

هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات BAEL91 والقوانين الجزائرية المقاومة

للزلازل RPA99/2003.

Summary

This project presents a detail of a regular-shaped multi-use building consisting of a basement, a ground floor +10 floors, which will be located in the wilaya of Oran, classified in zone IIa

In this work, we have approached the pre-sizing of the various elements, the study of floors and secondary elements,

The dynamic study carried out by ROBOT BAT 2009 and the reinforcement of the various elements of the structure. This taking into account the recommendations of BAEL91 and Algerian paraseismic regulations RPA 99/2003.

Résumé

Ce projet présente une détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée +10 étages, qui sera implanté dans la wilaya de oran, classée en zone IIa

Dans le présent travail, nous avons abordé le pré dimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, L'étude dynamique réalisée par ROBOT BAT 2009 et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

SOMMAIRE

Remercîment	
Dédicace	
Introduction Générale.....	1

Chapitre I - Généralités et Définitions

I-1 -Présentation de l'ouvrage.....	2
I-2 -Caractéristique géométrique.....	2
I-3 -Conception.....	2
I-4 -les données du site.....	3
I.5 -Caractéristique des matériaux.....	4
I-6-Justifications de calcul.....	8
I-7-Les règlements utilisés.....	11-
I-8-Les logiciels utilisés.....	11

Chapitre II- Pré dimensionnement

II -1- pré dimensionnement.....	11
II -1-1 - Les planchers.....	11
II-1-2 - Poutre	15
II-1-3- Poteaux : selon RPA 2003	16
II-1-4 - Les voiles :	17
II-1-5- Escaliers :	19
II-2-Charges et surcharges	21
II-2-1-Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :	21
II-2-2- Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.2.2] :	24
II-3- La loi de dégression des charges : (D.T.R.B.C article 63) :	25
II-3-1-La descente de charge sur les poteaux :	25
II-3-2- Vérification de la section des poteaux :.....	33

Chapitre III- Calcul des éléments secondaires

III-1 L'acrotère.....	36
III.1.1 Calcul des sollicitations.....	36
III.1.2 Ferrailages.....	37
III-2 Les planchers.....	39
III-2-1 Les planchers à corps creux.....	39
III-2-1-1 Ferrailages des nervures.....	41
III-2-1-2 Schéma de ferrailage : (Les 2 types).....	50
III-2-2 Les dalles pleines.....	50
III-2-3 Schéma d'exécution.....	56
III-3 Les balcons.....	58
III-4 Les escaliers.....	61
III-4-1 Les types d'escaliers	61
III-4-2 Schéma de ferrailage :(type 1 et 2).....	67
III-5 Etude de la poutre brisée.....	68
III-6 Ascenseur.....	71

Chapitre IV – Etude des éléments porteurs

IV-1-Introduction :	77
IV-1-1 Propagation des ondes sismiques.....	77
IV-1-2 Choix de la méthode de calcul :	78
IV-1-3 Logiciel ROBOT millenium.....	79
IV-1-4 préparation des données de ROBOT millenium.....	79

IV-1-5 Résultats du ROBOT millenium	80
---	----

Chapitre V. Etude les éléments porteurs

V-1 Introduction.....	88
V-2 Ferrailage des élément du portique.....	88
V-2-1Ferrailage des poutres :	90
V2-1-1 Schéma de ferrailage des poutres:	93
V2-2 Ferrailage des poteaux :	94
V2-2-1Schéma de ferrailage des poteaux:	98
V 3- Ferrailage des voiles :	103
V 3-1 Ferrailages longitudinales des voiles:	104
V3-2 Ferrailages horizontales des voiles :	106
V3-3-3Schéma de ferrailage des voiles:	107

Chapitre VI. ETUDE DE L'INFRASTRUCTU

VI-1 Introduction.....	108
VI-2- Types de fondations superficielles courantes.....	108
VI-3-Choix de type de fondations.....	109
VI-4- Etude du radier.....	110
VI -4-1 Dimensions du radier.....	110
VI-4-2 Pré dimensions des poutres.....	112
VI -5 Ferrailage du radier.....	114
VI-5-1 ferrailage de la dalle.....	114
VI-5-2 ferrailage du débordement.....	115
VI-5-3- ferrailage du poutre	116
VI-5-4- schéma de ferrailage de radier	116
VI-6- Etude du Voile périphérique.....	116
VI-6-1- Introduction.....	116
VI-6-2- Dimensionnement par la R.P.A 99 V 2003 « Art: 10.1.2 ».....	117
VI-6-3- Calcul la Contrainte de poussée.....	117
VI-6-4-Ferrailage du voile.....	117
VI-6-5- Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	119
Conclusion.	

Introduction Générale

L'étude des ouvrages de Génie civil nous incite à faire le calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, tout en minimisant le cout. Pour cela mes calculs seront conformes au règlement parasismique algérien RPA99 version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL91, ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le but de concrétiser les connaissances acquises au cours de ma formation et d'approfondir d'avantage mes connaissance de génie civil, j'ai choisi l'étude d'un bâtiment (R+10+s-sol) a usage d'habitation et commercial avec contreventement mixte.

Pour le calcul j'ai utilisé un logiciel de calcul (ROBOT 2009) adopté essentiellement aux calculs des ossatures.

Le projet est organisé en quatre principales parties :

- La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
- La seconde s'est basée sur le calcul des éléments.
- La troisième s'est basée essentiellement sur la modélisation informatique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

En fin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et du mur de soutènement et on termine par une conclusion générale.

I- GENERALITES et DEFINITIONS

I-1 Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage à étudier est un bâtiment (R+10) avec sous-sol fait partie du projet de 210 logements du programme de l'agence d'amélioration et du développement du logement, l'ouvrage se compose de :

- ☉ Sous-sol réservé au stockage.
- ☉ R.D.C réservé aux commerces.
- ☉ Les 10 niveaux restants destinés pour l'habitations.

Le projet est implanté dans la wilaya d'**Oran**.

I-2 Caractéristiques géométriques :

L'ouvrage a les caractéristiques géométriques suivantes :

Longueur totale	28.60 m
Largeur totale	22.00 m
Hauteur totale +Acrotère	35.48 m
Hauteur de sous-sol	3.06 m
Hauteur de R D C	4.08 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m

Tab.I.1 Caractéristiques géométriques

I-3 Conception :

a) système porteur :

L'ouvrage sera étudié en respectant les conditions de RPA99/Version2003. D'après les conditions de l'article 3.4.A pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les 17.00 m. Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- _ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- _ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- _ Les portiques doivent reprendre autre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b) Les planchers :

Dans notre projet, il y a deux types de plancher :

- ✓ Des dalles pleines en béton armé assurant une grande rigidité horizontale et une sécurité contre l'incendie.
- ✓ Des planchers en corps creux, reposant sur des poutrelles.

c) Les escaliers et les ascenseurs :

L'accès aux étages supérieurs s'effectue par :

- ✓ Escaliers à paillasse adjacentes seront constitués en béton armé coulé sur place, leur réalisation s'effectuera par étage.
- ✓ L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

d) Maçonneries :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre. Pour les murs extérieurs une paroi externe de 15 cm d'épaisseur et une paroi interne de 10 cm d'épaisseur ; les deux parois étant séparées par un vide de 5 cm d'épaisseur, pour les murs intérieurs une cloison simple de 10 cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement est constitué par :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour la salle d'eau et la cuisine .

I-4 les données du site :

- ☉ Selon la classification du R.P.A 99 version 2003, basée sur les résultats des essais du pénétromètre le terrain étudié est classé comme étant un sol meuble de **catégorie S3**. Aussi d'après le R.P.A 99 versions 2003 la région d'**Oran** est classée comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) et classement de l'ouvrage selon son' importance est (**groupe 2**).

- ☉ Des échantillons de sol de fondation ont été soumis à des analyses chimiques agressives.

Les résultats trouvés expriment en % et en poids sont les suivants :

Puits	Profondeur (m)	Sulfates %	Carbonates (g)	Insolubles (g)
P1	4.30	0.721	55.30	42.50
P2	4.00	0.735	57.05	40.80

Tab. I.2 les analyses chimiques

- ☉ Après analyse, les sulfates présents dans le sol sont en quantité moyenne, ce qui révèle que le sol est Moyennement agressif d'où utilisation d'un Ciment C.R.S **Ciment Résistant aux Sulfates** pour le béton de l'infrastructure.

- ☉ le sol de fondations l'ouvrage est constitué d'une formation géologique appartenant au terrain sédimentaire composés de : Schiste friable graveleuse,
Ce type du sol possède une capacité portante élevée.

Vu des résultats obtenus pour des essais au pénétromètre dynamique nous suggérons :
Un taux de travail admissible du sol de fondation de l'ordre de **3 bars**.

I.5 Caractéristiques des matériaux :

Le calcul des ouvrages en béton armé est effectué à partir des hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques, physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les caractéristiques des matériaux concernent :

- ✓ Les résistances caractéristiques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissement).
- ✓ Les diagrammes contraintes déformations.

I.5.1 Béton : (A -7-2-1- P 46) RPA 99

On sait que le béton est le matériau obtenu en solidarifiant par une pâte de ciment une squelette granulaire composé d'un sable et gravier, comme le liant a des propriétés hydrauliques, ces bétons sont aussi appelés bétons hydrauliques.

I.5.1.1-Compositions de béton:

Pour 1m³ de béton :

composent	Gravie (15/25)	Sable (0/5)	Eau (L)	Ciment
Volume	800 L	400 L	180	7 sacs
Poids (Kg)	1200	600	180	350 kg/m ²

Tab. I.2 Dosage et composition du béton

I-5-1-2 La résistance caractéristique du béton :

- En compression « f_{cj} » C.B.A 93 [A-2-1-1-1].

On prendre la résistance caractéristique à la compression à l'âge de 28 jours :
 $f_{c28}=25$ [Mpa]

À un âge $j < 28$ jours : $f_{cj} = \frac{j}{4.67 + 0.83 j} f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ [MPa]

- En traction « f_{ij} » C.B.A 93 [A.2.1.1.2].

La résistance caractéristique à la traction du béton $f_{ij} = 2.1$ [MPa] déduite de la formule :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

- ◆ La résistance à la traction du béton : $f_{i28} = 2.1$ MPa.

I-5-1-3 Module de déformation longitudinale du béton :

- Module de déformation instantanée « E_{ij} » C.B.A.93 [A.2.1.2.1].

$E_{ij} = 32164.2 [MPa]$, déduite de la formule : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$ pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).

- Module de déformations différées « E_{vj} » C.B.A.93 [A.2.1.2.2].

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$, Dans notre cas : $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$.

pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) est très influant.

_ Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$.

_ Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,2 \text{ Mpa}$.

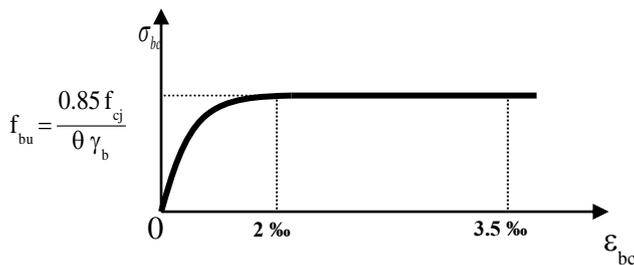
I-5-1-4 Coefficient de poisson C.B.A [A.2.1.2.3] :

- ✓ $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations. (section non fissurée).ELS
- ✓ $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations. (section fissurée).ELU

I-5-1-5 Diagrammes contraintes déformations de béton BAEL91[A.4.3.4.1] :

On distingue (figure) :

- ✓ Le diagramme « parabole rectangle » ;
- ✓ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
- Sa simplicité d'emploi ;
- Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole rectangle ».



Notations:

$\theta = 1$ durée > 24 h

$\theta = 0.9$ 1h < durée < 24 h

$\theta = 0.85$ durée < 1h

$\gamma_b = 1.5$ Combinaisons courantes.

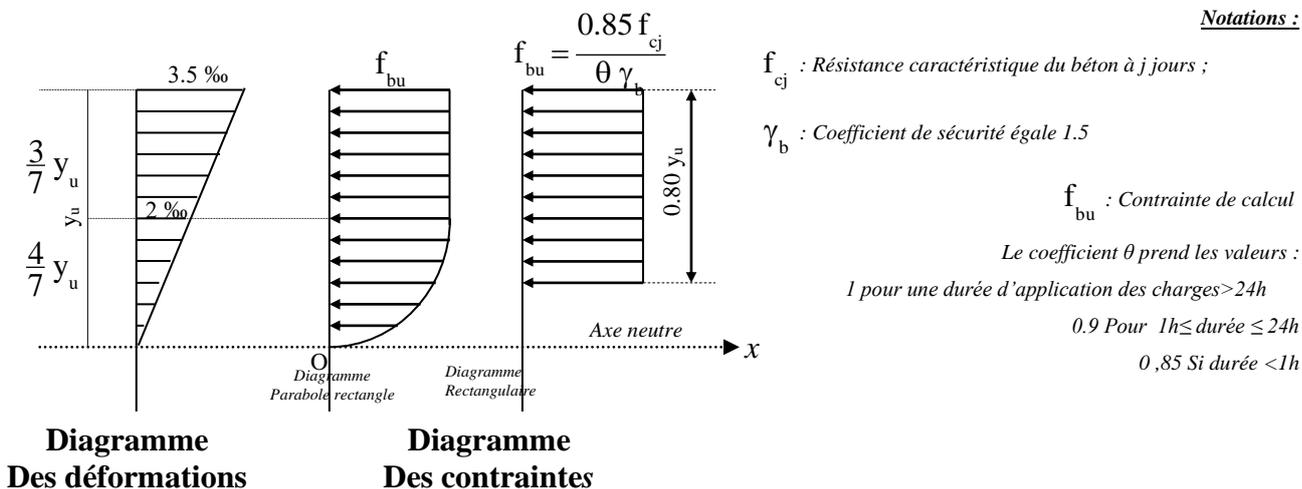
$\gamma_b = 1.15$ Combinaisons accidentelles.

Fig.I.1. Diagramme contraintes déformations de béton

I-5-1-6 Les contraintes limites :

☉ Etat limite ultime BAEL 91 [A.4.3.4.2]

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :



$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; \text{ Dans notre cas : } f_{bu} = 14.17 [MPa]$$

Fig.I.2. Diagramme contrainte limite du béton en compression

☉ Etat limite de service : BAEL 91 [A.4.5.2]

La contrainte de compression du béton est limitée à $0.6 f_{cj}$; dans notre cas $\bar{\sigma}_{bc} = 15 [MPa]$.

☉ Contrainte limite de cisaillement : CBA 93 [A.5.5.1.2.1.1]

$\bar{\tau}_u = 3.33 [MPa]$ Fissuration peu préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 [MPa]$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

I-5-2 Acier :

La limite d'élasticité garantie fe :

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont
Données par le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement [ψ]
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tab.I.4 Caractéristiques des aciers utilisés

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de la structure sont de trois types :

- ✓ Les ronds lisses de nuance *FeE235* pour les armatures transversales.
- ✓ Les barres haute adhérence de nuance *FeE400* pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les treillis soudés ($\Phi 6$) pour les hourdis des planchers à corps creux.

I-5-2-1. Module d'élasticité longitudinale : CBA 99 [A.2.2.1]

Est près égale : $E_s = 2 \times 10^5$ MPa

I-5-2-2. Contraintes limites :

☉ Etat limite ultime:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \begin{cases} \text{Barre lisse : } \sigma_s = 204.34 \text{ MPa} \\ \text{Barre H.A : } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\gamma_s = 1.15$ Combinaisons courantes.

$\gamma_s = 1$ Combinaisons accidentelles.

☉ Etat limite de service :[A.4.5.3.3]

$$\text{E.L.S : } \left\{ \begin{array}{l}
 \text{-Cas de fissuration peu préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} f_e, \text{ dans notre cas } \bar{\sigma}_s = 266.67 [\text{MPa}] \\
 \text{-Cas de fissuration préjudiciable } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(240, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}, \text{ dans notre cas} \\
 \bar{\sigma}_s = 201.63 [\text{MPa}]
 \end{array} \right.$$

Avec : η coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour rondes lisses ;

$\eta=1.6$ pour acier HA ;

I-5-2-3. Diagramme contraintes déformations : CBA 93[A.2.2.2]

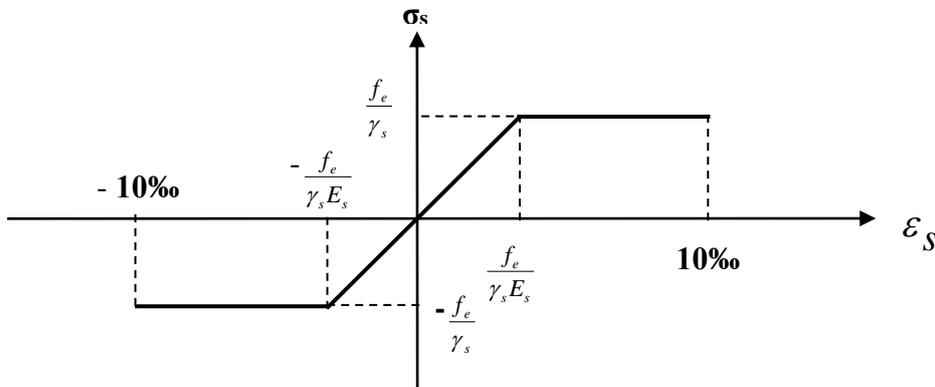


Fig.I.3. Diagramme contraintes-déformations des aciers

Objet des justifications de calcul :

Selon le **CBA 93**, les ouvrages et éléments d'ouvrages en béton armé doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée. Il doit aussi présenter une conception correcte et essentielle en ce qui concerne les dispositions générales de l'ouvrage et les détails constructifs.

Le calcul permet de justifier dans la mesure où il n'existe pas de faute de conception, qu'une sécurité appropriée est assurée :

- Vis à vis de la ruine de l'ouvrage et de ses éléments constructifs.
- Vis à vis d'un comportement non satisfaisant en service.

I-6-Justifications de calcul :

On se base dans notre calcul sur la théorie des états limites. Un état limite est un état particulier pour le quel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Au-delà d'un état limite la structure (ou l'un de ses éléments) est mise hors service, c'est à dire qu'elle ne répondra plus aux fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

E.L.U

Correspondent à la limite:

- Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement)
- Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture)
- Soit de la stabilité de forme

Hypothèses de calcul (BAEL 91 A.4.3.2) :

- La résistance du béton tendu est négligée.
- Les sections droites restent planes.
- L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.
- Allongement relatif de l'acier = Allongement relatif du béton
(Ou raccourcissement) (Ou raccourcissement)

Soit : $\epsilon_b = \epsilon_s$

- Le raccourcissement relatif du béton est limité à:
 - ✓ $\epsilon_b = 2 \text{ ‰}$ en compression simple
 - ✓ $\epsilon_b = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion simple
- L'allongement relatif de l'acier est limité à $= 10 \text{ ‰}$
 - Le diagramme de déformation de la section passe par l'un des trois pivots: A, B ou C.

E.L.S

- Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation:
- état limite de déformation (flèches)
- état limite de compression du béton ou de traction des aciers
- état limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages.

Hypothèses de calcul (Règlement C.B.A 93 A.4.5.1) :

- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le béton tendu est négligé.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre béton et acier.
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton ou coefficient d'équivalence à pour valeur 15.

➤ **Diagramme des déformations limites de la section : CBA 93[A.4.3.3]**

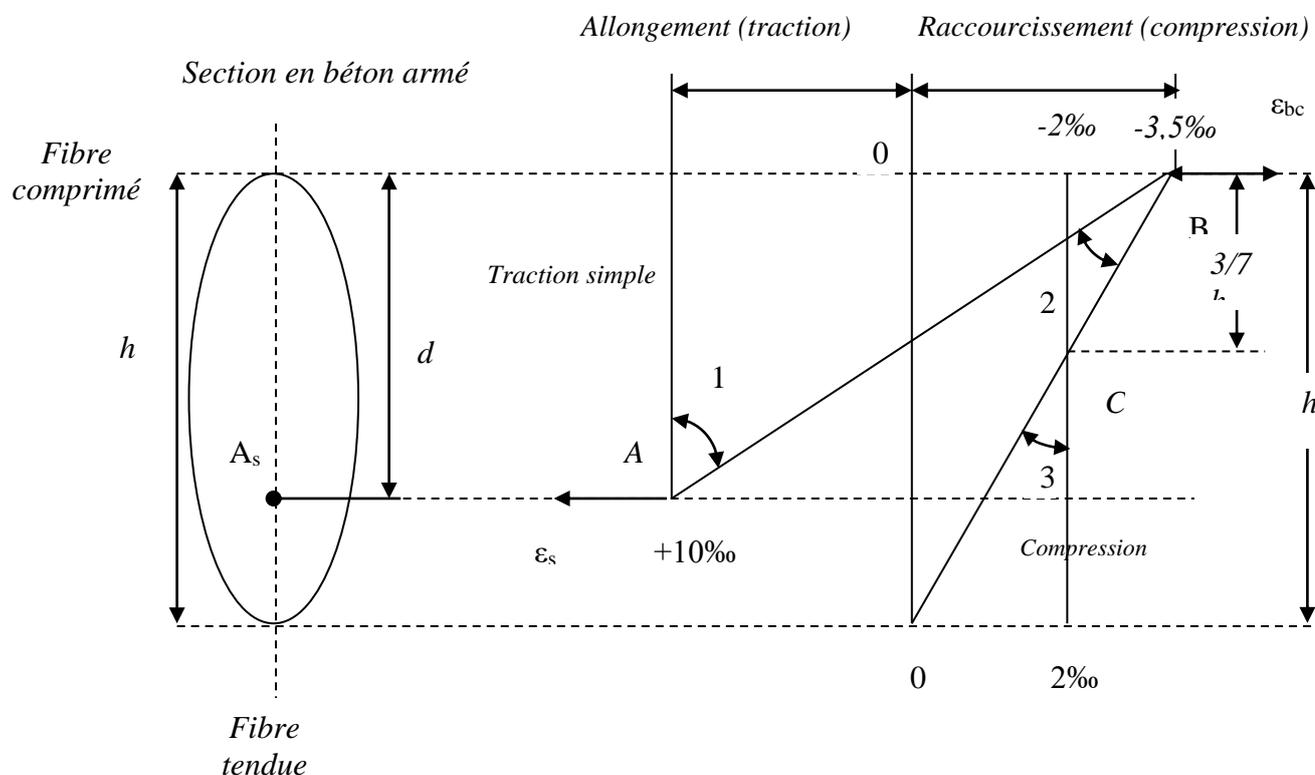


Fig.I.4. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois

- . On distingue trois domaines 1 ; 2 et 3 à l'aide de trois pivots A ; B et C, et des droites représentatives de la déformation qui passent par l'un des trois pivots pour matérialiser les diagrammes de déformation de la section de béton.
- . La position du pivot est caractérisée par :
 - ✓ Un allongement déterminé (10‰ pour le pivot A par exemple)
 - ✓ Un raccourcissement déterminé (3,5‰ pour le pivot B par exemple)
- . Dans le domaine 1 le diagramme passe par le point A qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue supposée concentrée en son centre de gravité. Positions possibles de l'axe neutre : $y_u \leq 0.259d$
- . Dans le domaine 2 le diagramme passe par le point B qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée. Positions possibles de l'axe neutre : $0.259d \leq y_u \leq h$
- . Dans le domaine 3 le diagramme passe par le point C qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur totale h de la section. Positions possibles de l'axe neutre : $y_u \geq h$

I-7 Les règlements utilisés:

Les règlements utilisés dans notre projet sont :

- R.P.A 99 versions 2003.
- C.B.A 93.
- BAEL91.

I-8 Les logiciels utilisés :

- ROBOT Millenium v2009 : pour la modalisation de la structure.
- AUTOCAD 2010 : pour les dessins des plans.

II- PRE DIMENSIONNEMENT

II-1 pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but de déterminer les dimensions de ces éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles et voiles).

Pour cela, nos calculs seront basés sur les règles suivantes: **RPA99V2003, CBA93 et BAEL91.**

II-1-1 Les planchers:

Les planchers ce sont des éléments horizontaux, leur rôle est de transmettre les surcharges verticales aux éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles), de plus ils assurent une isolation phonique, acoustique, thermique, coup de feu, et étanchéité.

Dans notre cas les planchers à adopter sont des planchers en corps creux sauf les dans les étages courants les dalles pleines sont situé à côté de la cage des ascenseurs, et les balcons.

➤ **Plancher à corps creux:**

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales.

L'épaisseur totale des planchers doit satisfaire la condition de flèche (C .B .A 93)

$$L_x / 25 \leq h_t \leq L_x / 20$$

L : La plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la position des solives

$$L=385\text{cm} \quad \text{donc :} \quad 15.4 \leq h_t \leq 19.25$$

L_x (cm)	$h_t \geq L_x / 25$	$h_t \leq L_x / 20$	h_t (cm)
385	15.4	19.25	20 (16+4)

Tab.II.1 L'épaisseur de plancher

On prend : **$h_t = 20\text{cm}$.**

Et l'on choisit des planchers à Corps-creux de type (16 + 4) cm constitués d'entre vous (Corps-creux) de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

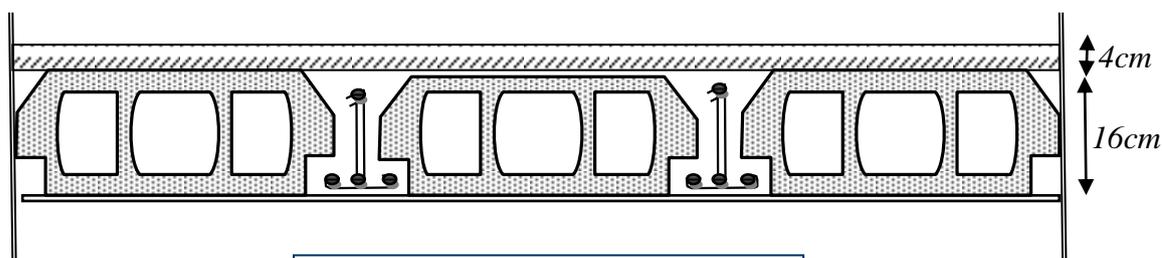


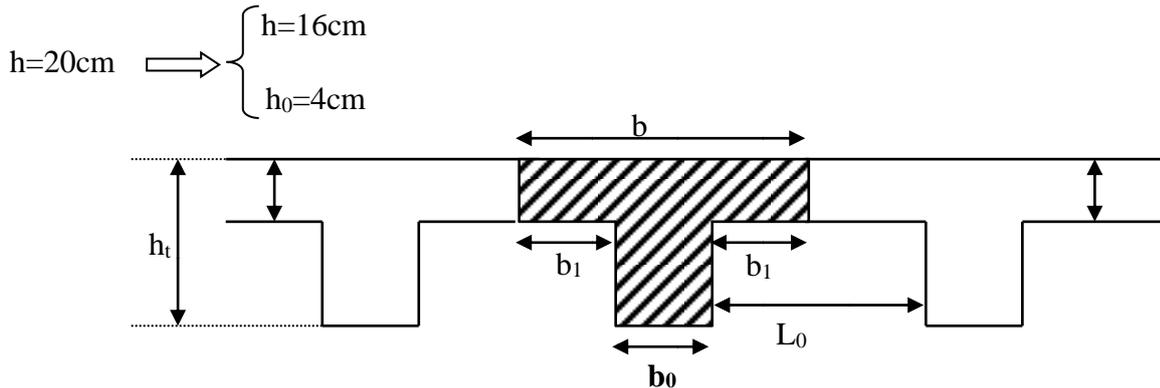
Fig-II.1 Les éléments de plancher

Les nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristiques géométriques suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2 b_1$;

$$\text{Avec : } \begin{cases} b_1 \leq L_n \cdot b_0 / 2 \\ b_1 \leq L / 10 \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{cases}$$



Selon le règlement Algérien (D.T.R-B.C.22) on prend la distance $L_n=65\text{cm}$

La largeur de la nervure est fixée généralement à $b_0=10\text{cm}$

Donc pour : $L_n=65\text{cm}$, $b_0=10\text{cm}$, $L=385\text{cm}$ on adopté :

$$\begin{cases} b_1 \leq 27.5\text{cm} \\ b_1 \leq 38.5\text{cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min \{ 27.5, 38.5, 32 \}$ donc : $b_1 = 27.5\text{ cm}$, $d = 0.9 h_t = 18\text{cm}$

Alors les dimensions des poutrelles étudié sont :

Epaisseur de la dalle de compression (h_0)	4 cm
Epaisseur de l'entrevous	16 cm
Entraxe des nervures	65cm
Largeur des nervures (b_0)	10cm
Hauteur utile de la section (d)	18cm
Distance entre nus de deux nervures (L_0)	55cm
Largeur de la nervure (b)	65cm

Tab.II.2 Tableau récapitulatif de la nervure

➤ **Dalle pleine :**

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine on doit prendre en compte les deux paramètres suivants :

- Le type de la dalle
- Le type de la travée (isostatique, ou intermédiaire)

$$L_x = 3.85 \text{ m} \quad L_y = 5.90 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.652 \geq 0.4$$

⇒ Le panneau travaille dans les deux directions.

☉ **Condition de résistance :**

L'épaisseur de la dalle doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Pour : } \begin{cases} \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0.40 & \text{alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 20) & \text{pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 25) & \text{pour une dalle continue.} \end{cases} \\ \alpha = \frac{l_x}{l_y} \geq 0.40 & \text{alors : } \begin{cases} h_0 \geq (L_x / 30) & \text{pour un panneau isolé.} \\ h_0 \geq (L_x / 35) & \text{pour une dalle continue.} \end{cases} \end{cases}$$

$$\text{Dans notre cas : } \alpha = 0.652 > 0.4 \quad \longrightarrow \quad h_0 \geq (L_x / 40) \quad \longrightarrow \quad h_0 \geq 9.625 \text{ cm}$$

☉ **Condition de flèche :**

(conception et calcul des structures de bâtiment Tome 4)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\begin{cases} L_x / 30 \leq h_0 \leq L_x / 20 \\ L_x / 35 \leq h_0 \leq L_x / 25 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad 12.83 \text{ cm} \leq h_0 \leq 19.25 \text{ cm}$$

☉ **Condition de sécurité :** Selon le R.P.A.99 version 2003 ;

$$h_0 \geq h_{\min} = 5 \text{ cm}$$

☉ **Condition de résistance au feu :**

$$h_0 = 7 \text{ cm} : \text{ pour un heure de coup de feu.}$$

$$h_0 = 11 \text{ cm} : \text{ pour deux heures de coup de feu.}$$

☉ **Condition de l'isolation phonique :**

Selon les règles l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à **13cm** pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : **$h_0 = 15 \text{ cm}$** .

II-1-2 Les poutres:

Pour déterminer la hauteur d'une poutre continue doit respecter la condition de la flèche suivante :

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$$

Avec ; L : la plus grande portée de la poutre .

De plus ,les dimensions de la poutre doivent respecter les regles donnés par les « R.P.A 99 version 2003 » (Art.7.5.1)

- ❖ $b \geq 0.25 h$
- ❖ $h \geq 30\text{cm}$
- ❖ $b \geq 20\text{cm}$
- ❖ $h/b \leq 4$
- ❖ $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

Où b: est largeur de la poutre.

h: hauteur utile de la poutre.

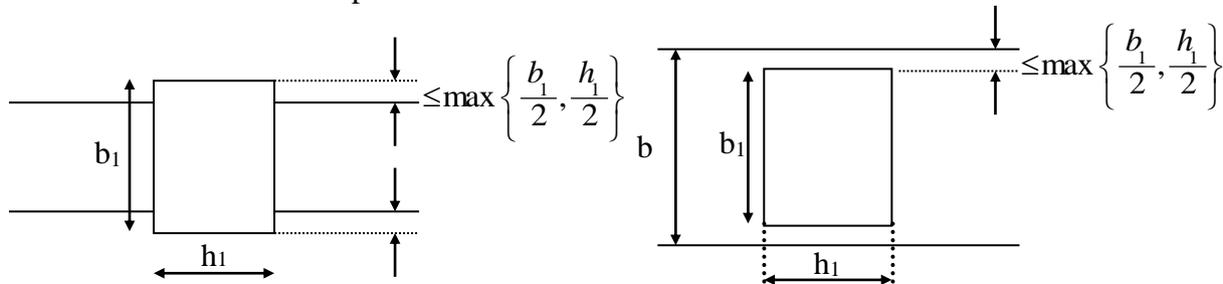


Fig.II.3 les dimensions des poutres

1- Poutres Principales :

L= 670 cm

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 44.66 \leq h \leq 67$$

On prend : h = 50 cm > 30cm.....ok

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 20 \leq b \leq 40$$

On prend: b=30 cm ≥ 20cm.....ok

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.67 \leq 4.....ok$$

On Prend (h x b) = (50 x 30) cm²

2- Poutres secondaires :

L=415cm

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 27.66 \leq h \leq 41.5$$

On prend: h = 35cm > 30cm.....ok

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

On prend: $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ok

On prend $(h \times b) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

3- Poutres brisées :

$L = 380 \text{ cm}$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 25.33 \leq h \leq 38$$

On prend: $h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$ok

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \rightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On prend: $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$ok

On prend $(h \times b) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Type de poutre	L (cm)	h (cm)	b (cm)	Vérification (Condition minimale)	Section (bxh)
Poutre longitudinale	670	50	30	vérifié	30x50
Poutre transversale	415	35	30	vérifié	30x35
Poutre brisée	380	30	30	vérifié	30x30

Tab.II.3 Tableau récapitulatif des poutres

II-1-3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales leur dimensions doivent satisfaire les conditions données Selon R.P.A 99 « version 2003 art 7.4.1 ANNEX»,

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- ❖ $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq 25 \text{ cm}$ (en zone IIa) notre cas.
- ❖ $\text{Min} \{ b_1, h_1 \} \geq h_c/20$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$$

Dans notre projet le nombre d'étages est grand (R+10) alors on prend une section rectangulaire :

Pour sous-sol, R.D.C, 1^{er}, 2^{eme} étage on choisit $a \times b = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

Pour 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage on choisit $a \times b = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Pour 7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} et 10^{eme} étage on choisit $a \times b = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Vérification (conditions minimales) :

- ❖ pour : $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ (R.D.C), $h_c = 408 \text{ cm}$.

⇒ $\text{Min} (50, 50) = 50\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.

⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$; vérifié.

⇒ $\text{Min}(50,50) = 50\text{cm} > h_e/20 = 20.4\text{ cm}$; vérifié.

❖ **pour :** $(50 \times 50)\text{ cm}^2$, $h_e = 306\text{ cm}$.

⇒ $\text{Min}(50,50) = 50\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.

⇒ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$; vérifié.

⇒ $\text{Min}(50,50) = 50\text{cm} > h_e/20 = 15.30\text{ cm}$; vérifié

❖ **pour :** $(40 \times 40)\text{ cm}^2$, $h_e = 306\text{ cm}$

✓ $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.

✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1 \leq 4$; vérifié.

✓ $\text{Min}(40,40) = 40\text{cm} > h_e/20 = 15.30\text{ cm}$; vérifié.

❖ **pour :** $(30 \times 30)\text{ cm}^2$, $h_e = 306\text{ cm}$

✓ $\text{Min}(30,30) = 30\text{cm} > 25\text{cm}$; vérifié.

✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} = 1.00 \leq 4$; vérifié.

✓ $\text{Min}(30,30) = 30\text{cm} > h_e/20 = 15.30\text{ cm}$; vérifié.

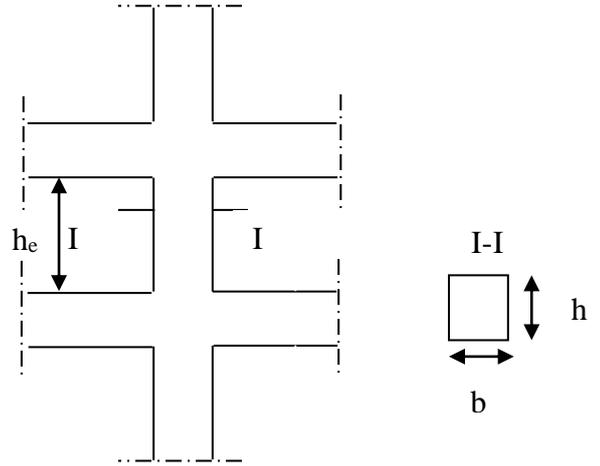


Fig.II.4 Coffrage des Poteaux

II-1-4 pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par RPA99
D'après le RPA 99 version 2003 article.7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec

L : porté du voile. e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 version 2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure suivant.

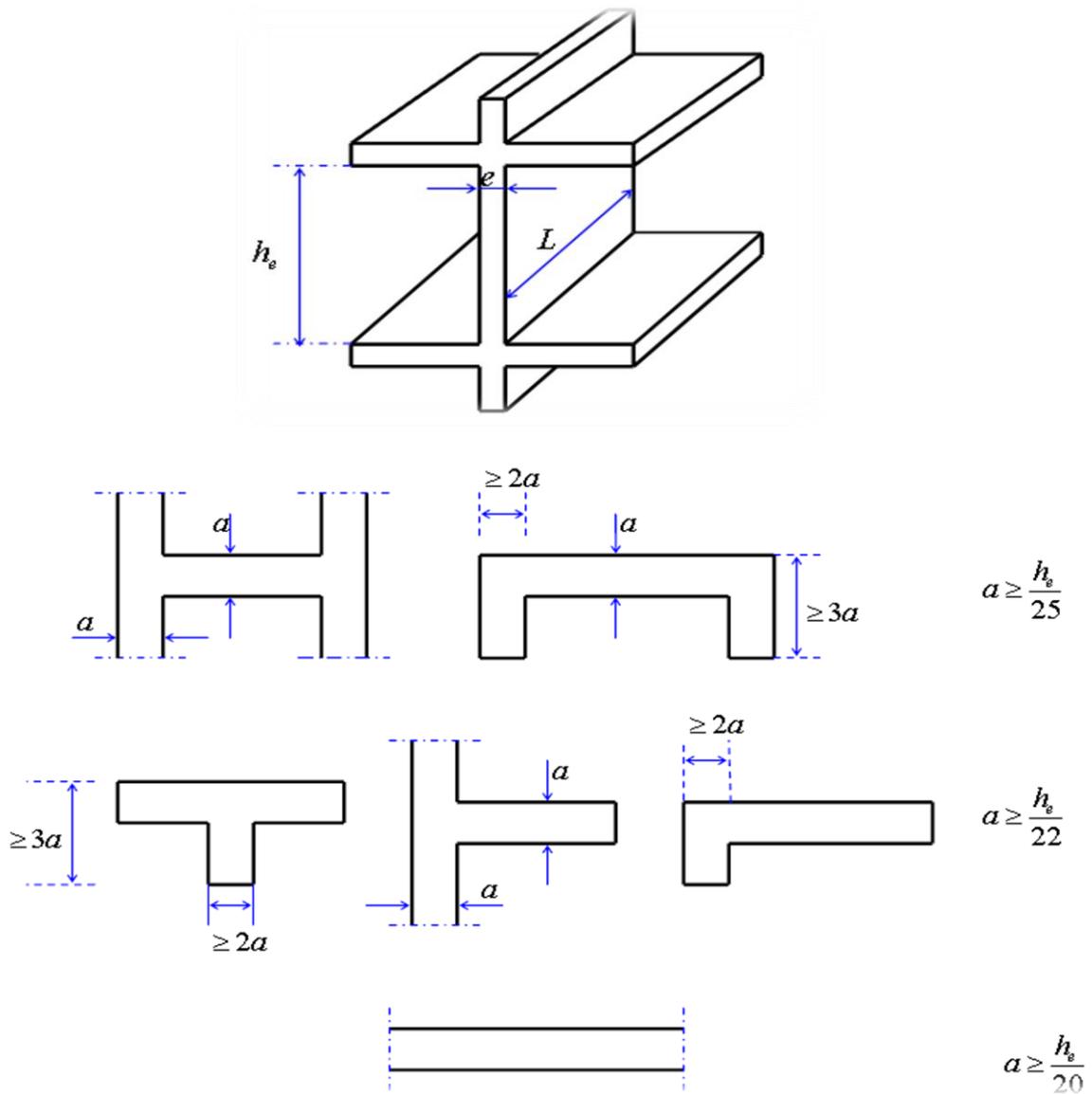


Fig.II.5 Coffrage des voiles

L'épaisseur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \text{Max}\{ h_e/25 , h_e/22 , h_e/20\}, \text{ (RPA 99 version 2003/Fig.7.7.1).}$$

	RDC	Étage courant
h_e (m)	3.68	2.66
a (cm)	18.40	13.3

Tab.II.4 L'épaisseur des voiles

On prend $a = 20\text{cm}$

II-1-5 Escaliers :

Étant admis que l'escalier, constitué de marches où le pied se pose sans glisser, est déjà mis en place et dessiné tel que l'exige la circulation, il faut rappeler le vocabulaire indispensable pour être compris des praticiens. Chaque élément d'un escalier a un nom précis dont l'objet est repéré sur la figure suivante :

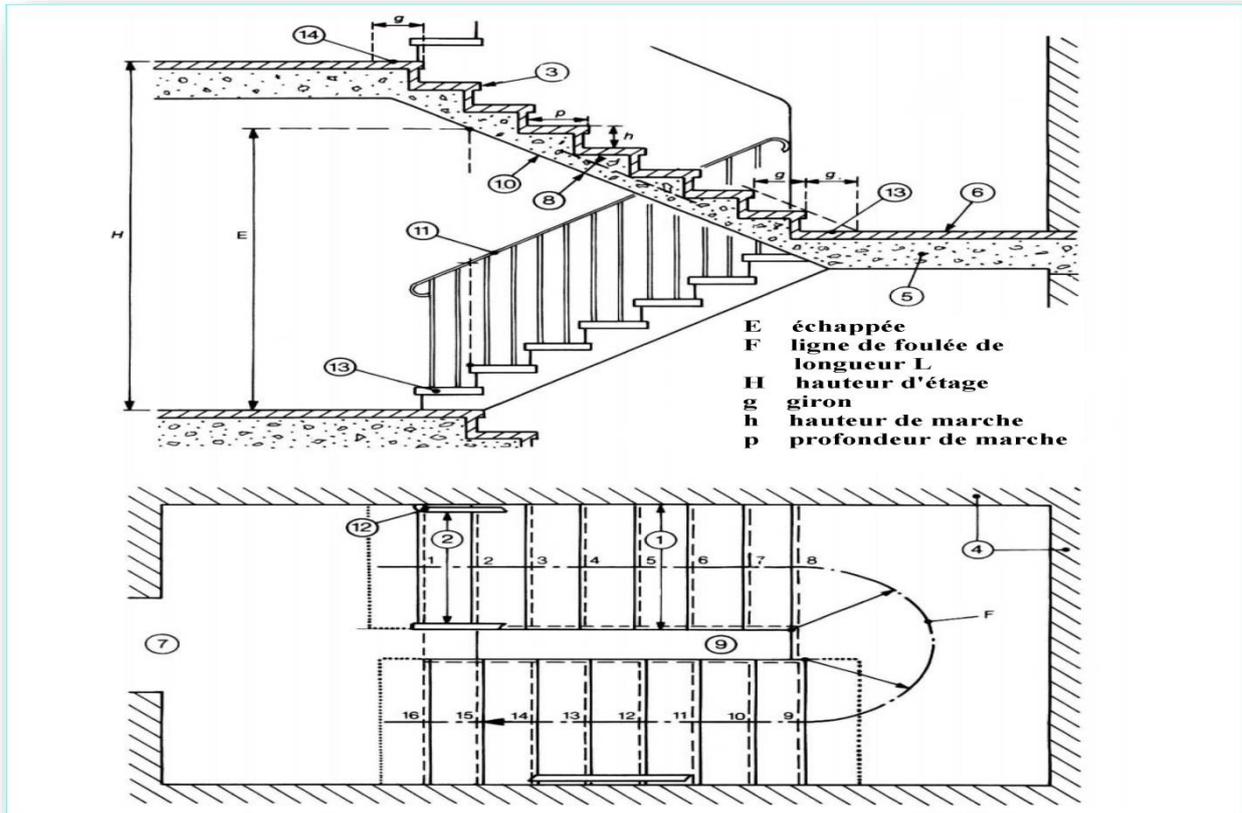


Fig.II.6 Coffrage des escaliers

1.emmarchement. 2. largeur libre 3. nez de marche 4.cage 5.palier de repos
6.accès 7.paillasse 8.vide (jour) 9.sous-face 10. Main courante de garde-corps 11.
main courante au mur 12.marche de départ 13.marche d'arrivée

L'escaliers est déterminé par :

- La montée (hauteur à gravir) H ;
- L'embranchement (largeur utile) E ;
- Son giron g ;
- Sa hauteur de marche h;

Hauteur de marche :

Valeur moyenne : $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. On prend $h = 17 \text{ cm}$.

☉ Escaliers à paillasses adjacentes :

Relation de Blondel : (conception et calcul des structures de bâtiment) Tome 4 page 1530

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte

La relation de Blondel

$$0.55\text{m} \leq 2h+g \leq 0.65\text{m}$$

En pratique on prend $g+2h=0.64 \text{ m}$.

Type 1 :

- ⇒ Hauteur d'étage : **$H_e = 3.06 \text{ m}$** .
- ⇒ Hauteur de gravir : **$H = 1.02 \text{ m}$** .
- ⇒ Choix de la hauteur de contre marche : **$h = 17 \text{ cm}$**
- ⇒ Choix du giron **$g = 30 \text{ cm}$**
- ⇒ Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} \Rightarrow n = 6 \text{ marches}$$

- ⇒ Détermination de longueur à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g(n-1) \Rightarrow L = 150 \text{ cm}, H = 85 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = 0.5666 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow L_1 = 206.9 \text{ cm}$$

Epaisseur de volée d'escalier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} ; \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq e \leq 9 \text{ cm}, \text{ on prend: } e = 15 \text{ cm}.$$

Type 2 :

- Pré dimensionnement de la paillasse et de palier:

- ⇒ Hauteur de la paillasse = **0.85 m** .
- ⇒ Choix de la hauteur de la marche : **$h = 17 \text{ cm}$** .
- ⇒ Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{85}{17} \Rightarrow n = 5 \text{ marches}.$$

- ⇒ Détermination de longueur à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g(n-1) \Rightarrow L = 120 \text{ cm}, H = 68 \text{ cm}$$

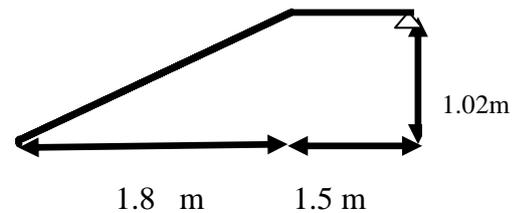


Fig.II.6.1 escalier type 1

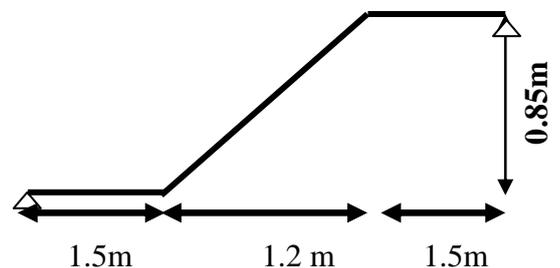


Fig.II.6.2 escalier type 2

-Epaisseur de la dalle d'escalier :

$$\text{tg } \alpha = H/L = 0.5666 \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L1} \Rightarrow L1 = \frac{H}{\sin \alpha} \Rightarrow L1 = 172.45\text{cm}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20}$$

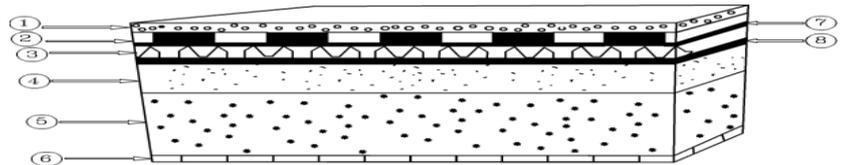
$\Rightarrow 5.78 \text{ cm} \leq e \leq 8.62 \text{ cm}$, on prend: **e = 15cm.**

II-2 Charges et surcharges :

II.2.1. Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituants.

1. gravillon de protection (5cm).
2. Étanchéités multicouches (2cm).
3. Isolation thermique (4cm).
4. forme de pente (9cm).
5. dalle en corps creux (20cm)
(Dalle pleine en BA 15 cm).
6. enduit plâtre (2cm).
7. feutre. 8. par vapeur.



❖ **Plancher terrasse non accessible (corps creux) :**

- protection en gravillons rous.0.05x1700 =85 kg /m²
- Etanchéité multicouche0.02 x 600 =12 kg /m²
- Forme de pente.....0.09 x 2000 =180 kg / m²
- Isolation thermique en liège.....0.04 x 400 =16 kg /m²
- Plancher à corps creux (16+4)..... 260kg /m²
- Enduit en plâtre 0.02 x1000 =20 kg/m²

$$G = 5.73\text{kN/m}^2$$

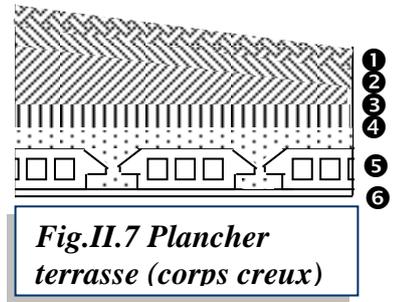


Fig.II.7 Plancher terrasse (corps creux)

❖ **Plancher terrasse non accessible (dalle pleine) :**

- protection en gravillons rous.0.05x1700 =85 kg /m²
- Etanchéité multicouche0.02 x 600 =12 kg /m²
- Forme de pente.....0.09 x 2000 =180 kg / m²
- Isolation thermique en liège.....0.04 x 400 =16 kg /m²
- dalle plein0.15x2500=375 kg /m²
- Enduit en plâtre 0.02 x1000 =20 kg/m²

$$G = 6.88\text{kN/m}^2$$

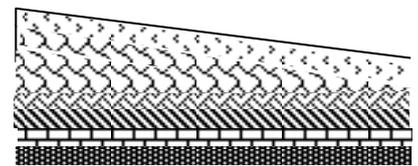


Fig.II.8 Plancher terrasse (dalle pleine)

❖ **Plancher étage courant (corps creux):**

- Revêtement en Carrelage.....2200x0.02 = 44 kg /m²
- Mortier de pose.....2000x0.02= 40 kg /m²
- Lit de sable1800x0.03 = 54 kg /m²
- Plancher à corps creux (16+4).....260 kg /m²
- Enduit de plâtre.....1000x0.02 = 20 kg /m²

$$G = 4.18kN/m^2$$

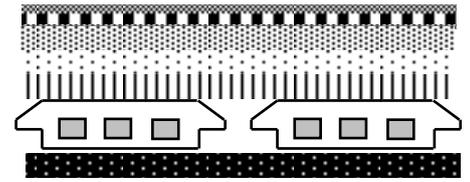


Fig.II.9 Plancher Etage courant (corps creux)

❖ **Plancher étage courant (dalle pleine) :**

- Revêtement en carrelage..... 0.02x2200 =44kg/m²
- Mortier de pose.....0.02x2000 =40kg/m²
- Lit de sable.....0.03x1800 =54kg/m²
- Dalle pleine.....0.15x2500 =375kg/m²
- Enduit en plâtre.....0.02x1000 =20kg/m²

$$G = 5.33kN/m^2$$



Fig.II.10 Plancher Etage courant (dalle pleine)

❖ **L'acrotère :**

Section transversale de l'acrotère :

$$S = (0.8 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} \Rightarrow S = 0.089 \text{ cm}^2.$$

Poids propre = 0.089x2500 =222.5 kg/ml.

Enduit de ciment = (0.8+0.1+0.102+0.7+0.08+0.1) x0.02x2000=75.28 kg/m

$$G = 2.97kN/m$$

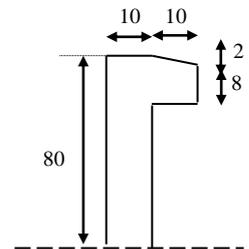


Fig.II.11 Coffrage l'acrotère

❖ **Cloisons extérieures :**

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison.

- Enduit extérieur0.02x2000=40 kg /m²
- Briques creuses (15 cm).....0.15x1300=195 kg /m²
- Briques creuses (10 cm).....0.10x900=90 kg /m²
- Enduit intérieur0.02x1000=20 kg /m²

$$G=3.495KN/m^2$$

- il ya 30 % des ouvertures

$$G= 2.415 \text{ kN /m}^2$$

2cm 15cm 5cm 10cm 2cm

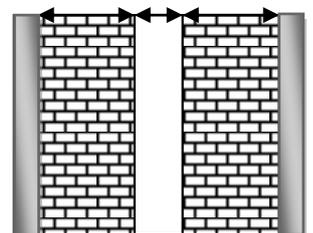


Fig.II.12 Cloisons extérieures

❖ Cloisons intérieures :

- Briques creuses (10 cm).....0.10x900=90 kg /m²
- Enduit en plâtre.....0.02x1000x2 =40kg/m²

$G = 1.30 \text{ kN/m}^2$

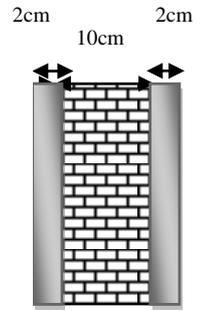


Fig.II.13 Cloisons intérieures

❖ Balcon :

a. pré dimensionnement de la dalle : (pratique de BAEL 91 page 352) :

La portée du balcon est de 100 Cm

✓ condition de flèche :

$$e \geq \frac{l}{20} = 5\text{cm}$$

✓ condition de sécurité :

$$h_0 \geq 5\text{cm}$$

On prend $h_0=14\text{cm}$.



Fig.II.14 Coffrage balcon

b. Evaluation des charges :

- Carrelage 44Kg/m²
- Mortier de pose40 Kg/m²
- Lits de sable..... 54 Kg/m²
- Plancher dalle pleine..... 375 Kg/m²
- Enduit ciment.....40 Kg/m²
- Enduit plâtre..... 20Kg/m²

$G = 5.73 \text{ KN/m}^2$

❖ Escaliers :

➤ kg/ Escaliers à paillasses adjacentes :

✓ Paillasse

-Poids propre..... $\frac{2500 \times 0.15 \times 1}{\cos \alpha} = 431.02 \text{ m}$

-poids de marches $\frac{2200 \times 0.17 \times 1}{2} = 187 \text{ kg/m}$

- Carrelage $2200 \times 0.02 \times 1 = 44 \text{ kg/m}$

- Mortier de pose :..... $2000 \times 0.02 \times 1 = 40 \text{ kg/m}$

- Revêtement : $\frac{2000 \times 1 \times 0.02}{\cos \alpha} = 45,97 \text{ kg/m}$

- Garde corps métallique :10 kg/m

$G = 7.48 \text{ kN/m}^2$

✓ **Pallier :**

- Poids propre:2500x0.15x1 =375kg/m
- Carrelage:44 Kg/m
- Mortier de pose:40 Kg/m
- Revêtement :40Kg/m

$G = 4.99 \text{ kN/ m}^2.$

II.2.2 Surcharges d’exploitations Q [D.T.R B.C.22] :

- Plancher terrasse (non accessible)1.00 kN /m²
- Plancher Etage courant1.50 kN /m²
- Plancher RDC..... 3.50kN/m²
- Escalier courant (accessible au public)2.50 kN/m²
- Balcon accessible3.50 kN/m²

Elément		Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Plancher terrasse corps creux		5.73 kn/m ²	1.00 kn/m ²
Plancher terrasse (dalle pleine)		6.88kn/m ²	1.00 kn/m ²
Plancher d'étage courant corps creux		4.18 kn/m ²	1.50 kn/m ²
Plancher d'étage courant dalle pleine		5.33 kn/m ²	2.50 kn/m ²
Plancher de RDC dalle pleine		5.33 kn/m ²	3.50 kn/m ²
Cloison extérieure		2.415 kn/m ²	-
Cloison intérieure		1.30 kn/m ²	-
L'acrotère		2.97 kn/m ²	1.00 kn/m ²
mur sur balcon		1.50 kn/m ²	-
Balcon accessible		5.73 kn/m ²	3.50 kn/m ²
Escalier à paillasse orthogonales	Paillasse	7.731 kn/m ²	2.50 kn/m ²
	Palier	4.99 kn/m ²	2.50 kn/m ²

Tab.II.5 Tableau récapitulatif des charges

II-3 Loi de dégression des charges : (DTR.B.C article 6.3)

Elle s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendantes. C’est le cas des bâtiments à usage d’habitation ou d’hébergement.

On adoptera pour le calcul :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous dernier étage Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage $Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0+\frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$.

II-3-1 Descente des charges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

1- Poteau intermédiaire :

❖ Surface total= $S1+S2+S3+S4 = 21.50 \text{ m}^2$

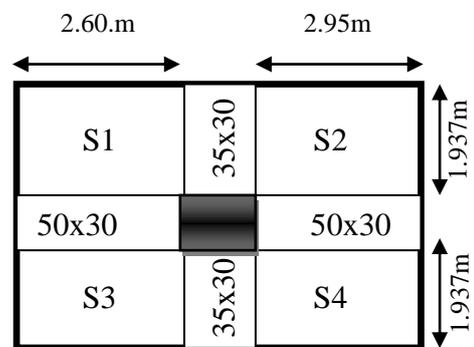


Fig.II.15 Poteau intermédiaire

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)	Nu(kn)
N 10-10	- Plancher terrasse	123.19		1.35G+1.5Q
	- poutres	30.98		
	-Poteaux 30x30	6.88		
	Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		21.5	
	TOTALE		193.16	21.5
N 9-9	venant N10-10	193.16		557.17
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 30x30	6.88		
	Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE		353	53.75

N 8-8	venant N9-9	353		
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 30x30	6.88		
	- Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	512.84	82.77	816.49
N 7-7	venant N8-8	512.84		
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 30x30	6.88		
	- Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	672.68	108.57	1071.24
N 6-6	venant N7-7	672.68		
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	- Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	837.88	131.15	1327.86
N 5-5	venant N8-8	837.88		
	- Planche étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	- Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	1003.08	142.43	1567.80
N 4-4	venant N7-7	1003.08		
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	- Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	1168.28	158.88	1815.46
N3-3	venant N6-6	1168.28		
	- Plancher étage courant	89.87		

	- Poutres	30.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	1333.48	175.01	2062.71
N 2-2	venant N5-5	1333.48		
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 50x50	19.12		
	Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	1505.56	191.78	2320.18
N 1-1	venant N4-4	1505.56		
	- Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 50x50	19.12		
	Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	1677.64	210.16	2561.48
N RDC	venant N1-1	1677.64		
	-Plancher étage courant	89.87		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 50x50	25.5		
	Cloisons intérieures	44.60		
	Surcharge d'exploitation		75.25	
	TOTALE	1868.59	224.67	2859.60
N sous-sol	venant N RDC	1868.59		
	- Plancher RDC	114.6		
	- Poutres	30.98		
	Poteaux 50x50	19.12		
	-Cloisons intérieures	32.11		
	Surcharge d'exploitation		32.25	
	TOTALE	2040.67	241.44	3117.06

Tab.II.6 Poteau intermédiaire

2-Poteau d'angle :

❖ Surface= 3.5 m²

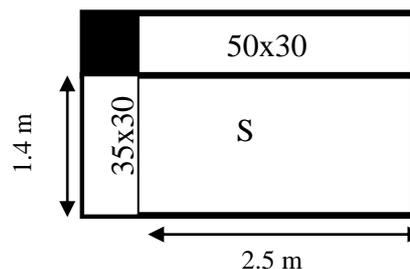


Fig.II.16 Poteau d'angle

NIVEAU	ELEMENT	G (Kn)	Q (Kn)	Nu(kn)
N 10-10	- Plancher terrasse	20.05		1.35G+1.5Q
	- poutres	13.05		
	acrotère	9.74		
	-Poteaux 30x30	6.88		
	- murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		3.5	
	TOTALE	74.36	3.5	105.64
N 9-9	venant N10-10	74.36		193.43
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	-Poteaux 30x30	6.88		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	133.56	8.75	
N 8-8	venant N9-9	133.56		280.43
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	-Poteaux 30x30	6.88		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	192.76	13.47	
N 7-7	venant N8-8	192.76		5.25
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	-Poteaux 30x30	6.88		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	

	TOTALE	251.96	17.67	366.65
N 6-6	venant N7-7	251.96		
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	316.52	21.35	459.33
N 5-5	venant N8-8	316.52		
	- Planche étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	381.08	23.19	549.24
N 4-4	venant N7-7	381.08		
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	445.64	25.86	640.40
N 3-3	venant N6-6	445.64		
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	510.20	28.49	731.50
N 2-2	venant N5-5	510.20		
	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 50x50	19.12		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	581.64	31.22	832.04
N 1-1	venant N4-4	581.64		

	- Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 50x50	19.12		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
	TOTALE	653.08	34.21	932.97
N RDC	Venant N1-1	653.08		
	Plancher étage courant	14.63		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 50x50	25.5		
	murs extérieures	34.22		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
TOTALE	740.48	36.57	1054.41	
N sous-sol	venant N RDC	740.48		
	- Plancher RDC	18.65		
	- Poutres	13.05		
	Poteaux 50x50	19.12		
	murs extérieures	24.64		
	Surcharge d'exploitation		5.25	
TOTALE	811.92	39.30	1155.50	

Tab.II.7 Poteau d'angle

3-poteau de rive :

$$\text{Surface} = S_1 + S_2 = 7.35 \text{ cm}^2$$

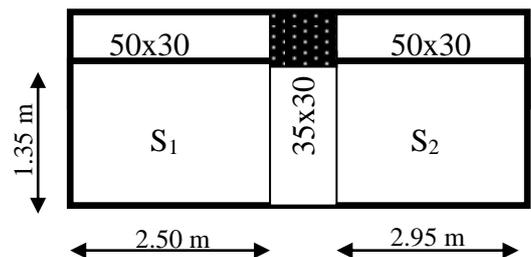


Fig.II.17 Poteau de rive

NIVEAU	ELEMENT	G (Kn)	Q (Kn)	Nu(kn)
N 10-10	- Plancher terrasse	42.11		
	- poutres	23.98		
	- acrotère	14.37		
	Poteaux 30x30	6.88		
	-murs extérieures	33.69		

	-Cloisons intérieures	4.76		
	-Surcharge d'exploitation		7.35	
	TOTALE	125.79	7.35	180.76
N 9-9	venant N10-10	125.79		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 30x30	6.88		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	233.17	18.37	342.33
N 8-8	venant N9-9	233.17		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 30x30	6.88		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	340.55	28.30	502.19
N 7-7	venant N8-8	340.55		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 30x30	6.88		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	447.93	37.12	660.38
N6-6	venant N7-7	447.93		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	560.67	44.84	824.16
N 5-5	venant N6-6	560.67		
	- Plancher étage courant	38.07		

	- Poutres	23.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	673.41	48.69	982.14
N 4-4	venant N5-5	673.41		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
TOTALE	786.15	54.32	1142.78	
N 3-3	venant N4-4	786.15		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 40x40	12.24		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
TOTALE	898.89	59.83	1303.25	
N 2-2	venant N3-3	898.89		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 50x50	19.12		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
TOTALE	1018.51	65.56	1158.33	
N 1-1	venant N2-2	1018.51		
	- Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 50x50	19.12		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	

	TOTALE	1138.13	71.85	1644.25
N RDC	venant N1-1	1138.13		
	Plancher étage courant	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 50x50	25.5		
	murs extérieures	47.12		
	Cloisons intérieures	6.28		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	1279.08	76.81	1833.87
N sous-sol	venant N RDC	1279.08		
	- Plancher RDC	38.07		
	- Poutres	23.98		
	Poteaux 50x50	19.12		
	murs extérieures	33.69		
	Cloisons intérieures	4.76		
	Surcharge d'exploitation		11.025	
	TOTALE	1398.70	82.54	2012.05

Tab.II.8 Poteau de rive

Vérification de la section des poteaux :

II-3-2 Dimensionnement des poteaux :

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal N_u agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{CBA93; B: 8.4})$$

Avec :

Nu : l'effort normal ultime : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$.

As : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm²).

Br : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm²).

fe : limite d'élasticité des acier en (Mpa).

f_{c28}= 25 (Mpa), **fe**=400(Mpa).

$\gamma_s = 1,15$ $\gamma_b = 1,5$

α : coefficient en fonction de l'élanement λ qui prend les valeur :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

- Nu connu, le but c'est de calculer B_c (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec B_r calculé.

Calcul de α :
$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l \times \sqrt{12}}{a}$$

- L_f=0.7L₀ ⇒ α=0.772 pour RDC, α=0.804 pour les étages qui reste.

Donc on à :
$$B_c \geq B_r = \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{F_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right]}, \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l \times \sqrt{12}}{a}$$

⇒ B_c ≥ B_r = 0.588 N_u pour α = 0.772.

⇒ B_c ≥ B_r = 0.565 N_u pour α = 0.804.

- B_r = (a-2cm)²

Poteaux	G	Q	Nu
Poteau intermédiaire	2040.67	241.44	3117.06
Poteau de rive	1398.70	82.54	2012.05
Poteau d'angle	811.92	39.30	1155.50

Tab.II.9 Tableau récapitulatif des poteaux

Avec $\frac{A}{B_r} = 0.8\%$ Selon RPA annexe Art-7.4.2.1 (0.8 pour zone IIa)

Poteau intermédiaire c'est le plus défavorable

● **Poteau intermédiaire:**

Niv°	N _u	L ₀	L _f	λ	α	B _r (cm ²) calculer	B _c (cm ²) choisir	(axb) (cm ²)
10	293.01	3.06	2.14	24.73	0.772	172.29	784	30x30
09	557.17	3.06	2.14	24.73	0.772	327.61	784	30x30
08	816.49	3.06	2.14	24.73	0.772	480.10	784	30x30
07	1071.24	3.06	2.14	24.73	0.772	629.89	784	30x30
06	1327.86	3.06	2.14	18.55	0.804	750.24	1444	40x40
05	1567.80	3.06	2.14	18.55	0.804	885.80	1444	40x40
04	1815.46	3.06	2.14	18.55	0.804	1025.73	1444	40x40
03	2062.71	3.06	2.14	18.55	0.804	1165.43	1444	40x40
02	2320.18	3.06	2.14	14.84	0.820	1285.38	2304	50x50
01	2561.48	3.06	2.14	14.84	0.820	1419.06	2304	50x50

RDC	2859.60	4.08	2.856	19.78	0.798	1627.11	2304	50x50
sous-sol	3117.06	3.06	2.14	14.84	0.820	1726.85	2304	50x50

Tab.II.10 Section des poteaux

III- CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1 L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur le plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale :

$F = \max (F_p, F_q)$ avec : $F_p = 4AC_pW_p$ (RPA 99 version 2003 Art.6.2.3).

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale. / W_p = poids de l'élément.

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1\text{kN/ml}$.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur.

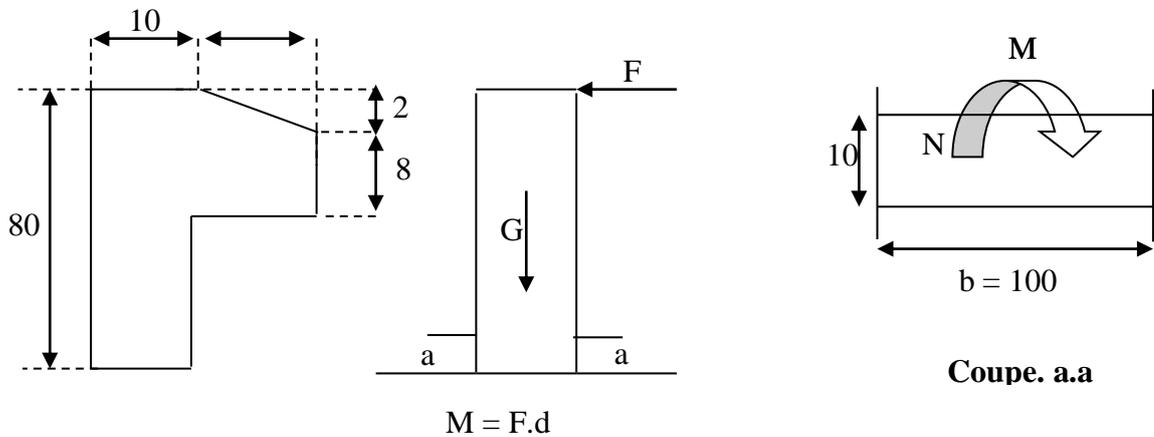


Fig.III.1 L'acrotère

III.1.1 Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = 2.97 \text{ kN/ml}$
 - La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.
- $F_q = 100\text{kg/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_pW_p$: la force sismique.

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 » = 0.15

C_p : Facteur de force horizontal « Tab 6-1 » = 0.8

$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.97 \Rightarrow F_p = 1.425\text{kN/ml}$.

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$Q = \max \{1, 1.425\} \Rightarrow Q = 1.425\text{kN/ml}$.

Moments et efforts normaux :

- ✓ Calcul à ELU : $N_u = 1.35 \times W_p$
 $M_u = 1.5 \times Q \times h$

	N (KN)	M (KN.m)
ELU	4.01	1.71
ELS	2.97	1.14

- ✓ Calcul à ELS : $N_{ser} = W_p$
 $M_{ser} = Q \times h$

Tab.III.1 Valeur de N et M

⇒ flexion composée.

III.1.2 Ferrailages :

- Calcul d'excentricité :

$$M_u = N_u \cdot e_u \Rightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.71}{4.01} = 0.42m,$$

$$M_{ser} = N_{ser} \cdot e_{ser} \Rightarrow e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1.14}{2.97} = 0.38m,$$

$$e_0 = h/12 = 0.08m$$

$(e_u, e_{ser}) > e_0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_u \times e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.46 m$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100\sigma_s} [cm^2]$$

$$M_{ua} = N_u \times e_a = 4.01 \times 0.46 = 1.844 \text{ KN} \cdot m$$

Moment réduit fictif :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1844}{100 \times 9^2 \times 14.17} = 0.016$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = 1.5$$

$$\text{Formule approchée pour FeE400} \leq 30\text{Mpa} \quad 10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.3335$$

$\mu_{lu} > \mu_{bu}$ (Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.020$$

$$A_{u1} = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu} \times \gamma_s}{f_e} = 0.58 [cm^2]$$

$$A_u = 0.58 - \frac{4.01 \times 1.15 \times 1000}{100 \times 347.82} = 0.44 [cm^2]$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{d \cdot b \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.086 [cm^2]$$

$$\text{Alors en prend} \quad A = A_{min} \text{ Soit} \quad 4 \text{ HA8} = 2.01 cm^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } \quad A_{rep} : 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :**

– Vérification des contraintes :

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- 1. Position de l'axe neutre : (A'=0) A' : les armatures comprimée**

$$b y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(dA + d' A') = 0$$

$$b y_1^2 + 30A y_1 - 30dA = 0$$

$$y_1 = 4.94 \text{ cm}$$

- 2. Moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit : (A'=0)**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 4515.44 \text{ cm}^4$$

- 3. Vérification de la contrainte de béton :**

- Contraintes maximale de compression de béton: σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ok}$$

- 4. Vérification d'ouverture de l'acier :**

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_s = \frac{15xM_{ser}}{I} (d - y) = 18.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \text{ok}$$

- **Vérification au cisaillement : CBA 93[A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 F_p = 2.13 \text{ KN/ml}$$

- CBA 93[A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{2.13 \times 1000}{1000 \times 90} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \text{ok}$$

d - Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).den

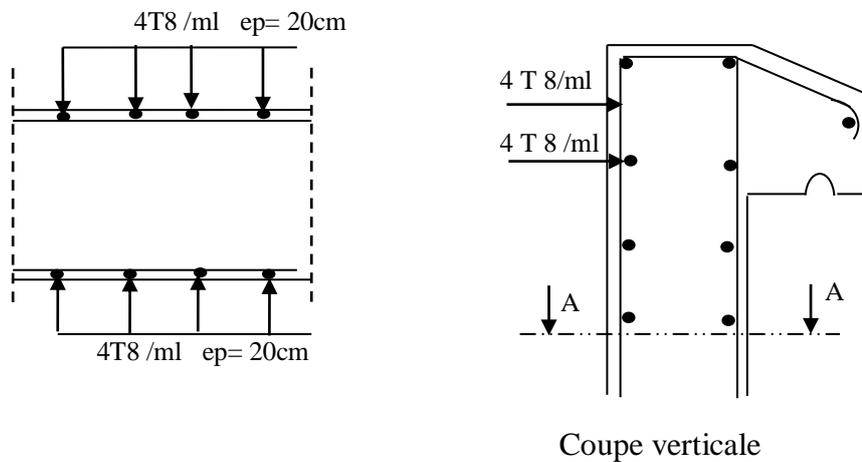


Fig III-2 : schéma de Ferrailage de l'acrotère

III-2 Les planchers :

III-2-1 Les planchers à corps creux :

Le calcul s'effectue selon la méthode forfaitaire dont les conditions d'applications sont indiquées

Ci-après.

➤ **Méthode simplifiée de calcul des planchers (méthode forfaitaire) :**

◆ **Domaine d'application :**

La méthode forfaitaire s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

1. admission des petites fissures au niveau des appuis ;
2. l'absence des charges rapidement variable dans le temps et de position ;
3. la surcharge d'exploitation est modérée c'est-à-dire inférieure à deux fois la charge permanente et 5kN/m^2 $Q \leq \max \{2G, 5\text{KN/m}^2\}$;
4. les éléments des poutres ont une section constante (même inertie) ;
5. le rapport d'une portée sur les portées voisines est compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i-1}}, \frac{L_i}{L_{i+1}} \right) \leq 1.25$$

◆ **Principe de la méthode :**

- ✓ M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la « travée de comparaison » ;
- ✓ M_w et M_e : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite dans la travée considérée ;
- ✓ M_t : le montant maximal en travée dans la travée considérée ;

$$M_t \geq \max[(1 + 0.3\alpha)M_0, 1.05M_0] - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$V_w = V_0 - \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = -V_0 + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_0 = \frac{ql}{2}$$

◆ Les sollicitations :

➤ Les moments et les efforts tranchants :

Type 01 :

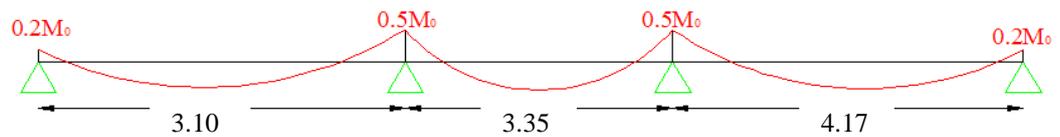
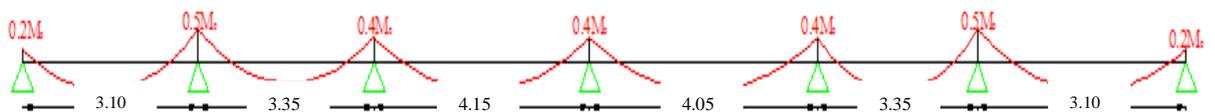


Fig.III.4 méthode forfaitaire

Plancher	Etat	Travée	M ₀	M _w	M _e	M _t	V ₀	V _w	V _e
RDC	ELU	1--2	7.19	1.44	3.59	5.03	9.28	9.97	-9.97
		2--3	8.40	4.2	4.2	4.62	10.03	10.03	-10.03
		3--4	13.02	6.51	2.60	9.11	11,55	11.55	-11.55
	ELS	1--2	5.25	1.05	2.62	3.67	6.77	7.27	-7.27
		2--3	6.13	3.06	3.06	3.38	7.32	7.32	-7.32
		3--4	9.50	4.75	1.9	6.65	9.11	8.42	-8.42

Type 02 :

Tab.III .3 les moments et les efforts tranchants



Plancher	Etat	Travée	M ₀	M _w	M _e	M _t	V ₀	V _w	V _e
Etage courant	ELU	1--2	6,16	1,23	3.08	4,49	7,95	8,54	-8,54
		2--3	7,19	3,59	2,88	4,52	8,59	8,39	-8,39
		3--4	11,04	4,42	4,42	8,05	10,64	10,64	-10,64
		4--5	10,51	4,20	2,20	7,14	10,39	9,89	-9,89
		5--6	7,19	2,88	3,59	4,52	8,59	8,80	-8,80
		6-7	6,16	3,08	1,23	4,49	7,95	7,07	-7,07
	ELS	1--2	4,43	0,89	2,21	3,23	5,72	6,14	-6,14
		2--3	5,18	2,59	2,07	3,26	6,18	6,02	-6,02
		3--4	7,94	3,18	3,18	5,39	7,66	7,66	-7,66
		4--5	7,56	3,02	3,02	5,13	7,47	7,47	-7,47
		5--6	5,18	2,07	2,59	3,26	6,18	6,02	-6,02
		6-7	4,43	2,21	0,89	3,23	5,72	6,14	-6,14

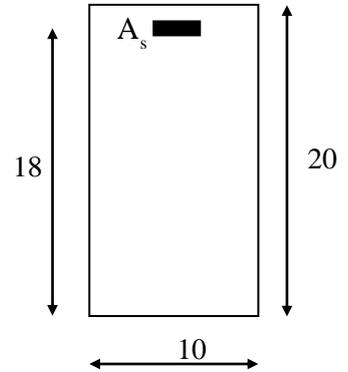
Tab.III .4 les moments et les efforts tranchants

- **Ferraillages des nervures :**
 - ◆ **Ferraillage à l'E.L.U :**
 - **Les armatures longitudinales :**

Type 01 :

✓ **En appui:**

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple selon l'organigramme (section rectangulaire)
ANNEX.



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.51 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.142$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.02}{9.50} = 1.37$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma\theta + 49 f_{c28} / \theta - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.2887$$

$$\mu_{lu} = 0.2887$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$M_{btu} > M_u \Rightarrow$ Section rectangulaire (b*d)

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.192$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.12 \text{ cm}^2$$

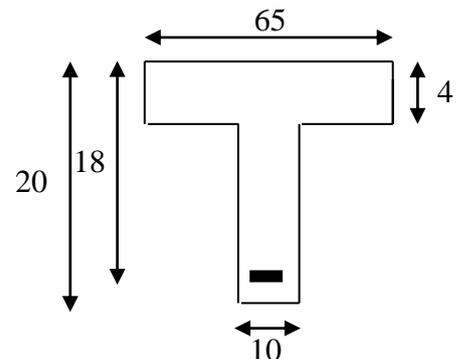
➤ **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{A(\text{choisi})=1HA12+1HA10, A(\text{réel})=1.92 \text{ cm}^2}$$

$$A_u > A_{\min}$$

✓ **En travée :**

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple selon l'organigramme (section T)
ANNEX (BAEL 91 page 134).



$$M_{tu} = bh_0(d - \frac{h_0}{2})f_{bu} = 58.94 \text{ kn.m}$$

$M_u > M_u \Rightarrow$ Section rectangulaire (b*d)

\Rightarrow Section rectangulaire largeur (b=65cm)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.11 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.03$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.2887$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min}$$

A (choisi)=2HA12 , A (réel)=2.26 cm²

Type 02 :

✓ **En appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.42 \times 10^3}{10 \times 18^2 \times 14.17} = 0.096$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = 0.2887$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.24$$

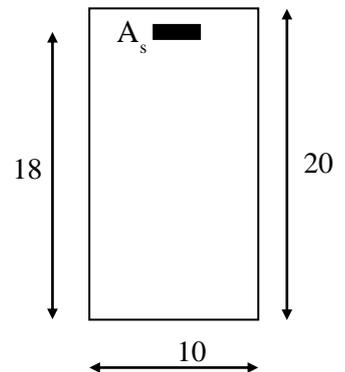
$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.40 \text{ cm}^2$$

condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_u > A_{\min}$$

A (choisi)=1HA12+1HA10, A (réel)=1.92 cm²



✓ **En travée :**

$$M_{tu} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 58.94 \text{ kn.m}$$

$$M_u < M_{tu}$$

⇒ Section rectangulaire largeur (b=65cm)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.05 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.026$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.49$$

$$\mu_{lu} = 0.2887$$

$$\mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A'_u = 0$$

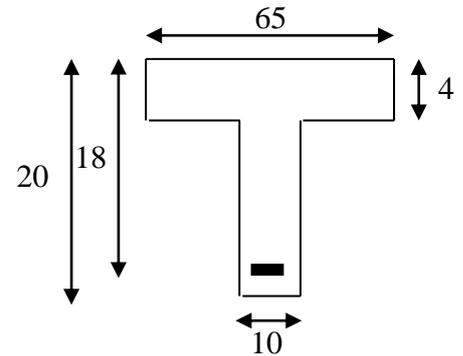
$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.032$$

$$A_u = \frac{0.8\alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_u < A_{\min}$$

A (choisi)=2HA12 , A (réel)=2.26 cm²



➤ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_1 \right\}; \phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{10}{10}, 1.6 \right\} \implies \Phi_T = 6 \text{ mm } 2\Phi 6$$

L'espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \left\{ 0.9 d, 40 \text{ cm} \right\}; S_t \leq \min (16.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm});$$

Donc: $S_t \leq 16.2 \text{ cm}$. On choisit $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats résumés dans le tableau suivant :

Type	M _{tmax} (kn.m)	M _{amax} (kn.m)	A travée (cm ²)	A appui (cm ²)	A _{min} (CNF) travée (cm ²)	A _{min} (CNF) appui (cm ²)	A appui adopté (cm ²)	A travée adopté (cm ²)	Ø _t	S _t (cm)
1	9.11	6.51	1.45	1.12	1.41	0.22	1HA12+1HA10	2 HA 12	2Ø6	15
2	8.05	4.42	1.22	1,40	1.41	0.22	1HA12+1HA10	2 HA 12	2Ø6	15

Tab.III.4 Ferrailages des nervures

◆ **Vérification au cisaillement : [BAEL.91-A.5.1.1]**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \quad [MPa]$$

$$T_u \max = V_w \max = 10.64 \text{ Kn}$$

$$\text{La contrainte } \bar{\tau}_u = \min : \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{10,64}{100 \times 180} = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

⇒ Les armatures transversales sont nécessaires

◆ **Vérification de flèche :**

Les règles **C.B.A 93 (B 6.5.1)** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \Rightarrow \frac{20}{417} = 0.047 \leq 0.0625 \dots\dots \text{Non Vérifié.}$
- ❖ $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{20}{417} = 0.047 \leq \frac{7,66}{10 * 9,50} = 0.080 \dots \text{Non Vérifié.}$
- ❖ $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{4,02}{10 \times 18} = 0.022 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{Non Vérifié.}$

◆ **Calcul de la flèche**

- Flèche admissible : $f_{\text{admi}} = \frac{l}{500} = \mathbf{0.834m}$ ($L = 4.17m < 5m$).
- Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm).
- Flèche due aux charges totales : f_{gp} (mm).
- Flèche totale : Δf_{im} (mm).

- calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :
- **position de l'axe neutre :**

$$T = \frac{bho^2}{2} - (15A)(d - ho) = 45.4 \text{ cm}^3$$

$$T = 45.4 \text{ cm}^3 > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre dans la table}$$

$$by^2 + 30 Ay - 30dA = 0 \Rightarrow Y = 3.84 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 = 8024 \text{ cm}^4.$$

Calcul du moment d'inertie rendue homogène (I_0):

$$V_1 = \frac{\sum r_i x_i}{\sum r_i} = \frac{(bxh) \frac{h}{2} + (15A)d}{(bxh) + (15A)} = 10,2 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9,80 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - v_1)^2 = 45447.81 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_I = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = 3.41 \text{ Avec } \rho = \frac{A}{b_0 d} = 0.012$$

$$\lambda_I = 3.41 ; \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.364$$

g: poids propre: 4.18 kn/m²

p: poids total: p=g+q=4.18+2.5=6.68 kn/m²

J : poids propre-poids des cloisons j=2.415 kn/m²

○ Les moments:

$$M_g = 0.65 \times \frac{gl^2}{8} = 5.90 \text{ kn.m}$$

$$M_j = 0.65 \times \frac{jl^2}{8} = 3.41 \text{ kn.m}$$

$$M_p = 0.65 \times \frac{pl^2}{8} = 9.44 \text{ kn.m}$$

○ Les contraintes fictive:

$$\sigma_{s(g)} = \frac{15M_g(d - y)}{I_x} = 156.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s(j)} = \frac{15M_j(d - y)}{I_x} = 90.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s(p)} = \frac{15M_p(d - y)}{I_x} = 249.88 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \quad \text{D'où} \quad \begin{aligned} \mu_g &= 0,617 \\ \mu_j &= 0,429 \\ \mu &= 0,739 \end{aligned}$$

○ Les moments d'inerties fictives :

$$I_{fi} = \frac{1 \cdot 1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} ; \quad I_{fv} = \frac{1 \cdot 1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$I_{fi}(g) = 16106.02 \text{ cm}^4 ; \quad I_{fv}(g) = 27146.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = 20298.34 \text{ cm}^4 ; \quad I_{fi}(p) = 14202.48 \text{ cm}^4$$

○ La flèche : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad ; \quad f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa} ; \quad E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$f_{gv} = 0.354 \text{ cm};$$

$$f_{ji} = 0.090 \text{ cm};$$

$$f_{pi} = 0.359 \text{ cm};$$

$$f_{gi} = 0.198 \text{ cm};$$

$$\Delta f = (0.354 - 0.09) + (0.359 - 0.198) = 0.425 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{417}{500} = 0.834 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok.}$$

◆ **Vérification à L'ELS :**

✓ **En appui :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y^2 + 30A y - 30(d.A) = 0 \Rightarrow Y = 8.16 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2] \Rightarrow I = 5093.51 \text{ cm}^4$$

- Contrainte maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$M_{ser} = 4.75 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 7.61 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contrainte maximale de traction de l'acier tendue :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 137.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifié.}$$

✓ **En Travée**

- Position de l'axe neutre ($A' = 0$)

$$b \cdot y^2 + 30A y - 30(d.A) = 0 \Rightarrow y = 4.09 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d-y)^2] \Rightarrow I = 1394,80 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$M_{ser} = 6.65 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 3,18 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d-y) = 176.03 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

◆ **Armatures transversales**

*Diamètre et espacement :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_1 = 10 \text{ mm} ; \frac{h}{35} = 5,71 \text{ mm} ; \frac{b_0}{10} = 10 \text{ mm} \right\} = 5,71 \text{ mm.}$$

$\Phi_t = 6 \text{ mm.}$

On prend: **$A_t = 2\Phi 6 = 0,28 \text{ cm}^2.$**

$$\bar{S}_t \leq \min \left\{ 0.9d = 16.2 \dots\dots \text{et} \dots\dots 40 \text{ cm} \right\}$$

$$\bar{S}_t \leq 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III-2-1-2 Schéma de ferrailage :(Les 2 types).

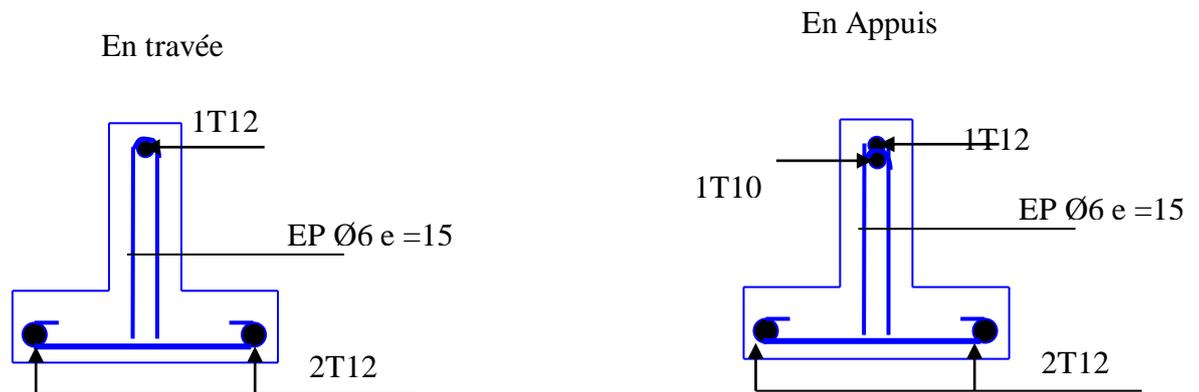


Fig.III.5 Schéma de Ferrailage de la nervure

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Qu=1.35G+1.5Q (kN/m ²)	Qs =G+Q (kN/m ²)
Dalle de Niveau RDC	5.33	3.50	12.44	8.83

Tab.III.7 Valeur de Q_u, Q_s

$$M_{ox}^u = \mu_x^u \text{ qu } l^2$$

$$M_{oy}^u = \mu_y^u M_{ox}^u$$

			ELU				ELS			
L _x	L _y	α	μ_x^u	μ_y^u	M_{ox}^u	M_{oy}^u	μ_x^s	μ_y^s	M_{ox}^s	M_{oy}^s
3.85	5.90	0.652	0.075	0.364	13.83	5.03	0.075	0.364	9.82	3.57

Tab.III.8 Evaluation des moments

Sens (x-x) la petite porté

Au centre $M_{tx} = 0.75 M_{ox} = 10.37 \text{ kN/m}$

Sur le bord $M_{aex} = 0.5M_{ox} = 6.91 \text{ kN/m}$

Sens (y-y) la grande porté

Au centre $M_{ty} = 0.75 M_{oy} = 3.77 \text{ kN/m}$

Sur le bord $M_{aey} = 0.5M_{oy} = 6.91 \text{ kN/m}$

Les résultats obtenus dans les tableaux suivants :

		α	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{oy}	Sens xx			Sens yy		
							M_{tx}	M_{ax}	V_x	M_{ty}	M_{ay}	V_y
Plancher de Niveau RDC	ELU	0.652	0.075	0.364	13.83	5.03	10.37	6.91	18.06	3.77	6.91	15.96
	ELS	0.652	0.075	0.364	9.82	3.57	7.36	4.91	/	2.68	4.91	/

Tab.III.9 récapitulatif des moments

	Sens x-x					Sens y-y					S_t cm
	M_{ox} KN.m	M_{tx} KN.m	μ	A_u cm ²	A_u adopté	M_{oy} KN.m	M_{ty} KN.m	μ	A_u cm ²	A_u adopté	
M_t	13.83	10.37	0.075	2.26	5T10 = 3.93	5.03	4.78	0.364	1.02	5T10 = 3.93	15
M_a		6.91	-	1.49	5T8 = 2.51		6.91	-	1.49	5T8 = 2.51	15

Tab.III.10 Ferrailages de la dalle pleine

- **Ferraillage minimal :**

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Espacement minimale (St) :

Fissuration préjudiciable et les charges uniformément répartir :

$$S_{tx} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h_0 \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right\} = 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 5 \text{ } \varnothing 10 \text{ HA} \quad S_t = 100 - 10/5 = 18 \text{ cm.}$$

$$S_{ty} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 4 h_0 \\ 45 \text{ cm} \end{array} \right\} = 45 \text{ cm;}$$

$$\Rightarrow 5 \text{ } \varnothing 10 \text{ HA} \quad S_t = 100 - 10/5 = 18 \text{ cm.}$$

$$S_{tx} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm,}$$

$$S_{ty} = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

- **Vérification de flèche :**

La vérification de flèche n'est pas indispensable dans les cas suivants :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{3,85} = 0,039 < 0,0625 \text{ non vérifiée.}>$$

- **Evaluation des charges:**

g : poids propre : 5.33 kn/m²

p : poids total : p=g+q=5.33+3.5=8.83 kn/m²

j : poids propre-poids des cloison j=2.415 kn/m²

- **Position de l'axe neutre:**

$$by^2 + 30 Ay - 30dA = 0 \Rightarrow Y = 3.44 \text{ cm.}$$

Calcul du moment d'inertie :

- **Moment Inertie de la section:**

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 \Rightarrow I_0 = 30247.2 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des moments en travée:** $M_x = \mu_x p l_x^2 \times 0,85$ $\mu_x = 0,075$

$$M_{gx} = 5.03 \text{ KNm}$$

$$M_{jx} = 2.28 \text{ KNm}$$

$$M_{px} = 8.34 \text{KNm}$$

• Calcul des contraintes:

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gx}}{I} (d - y) = 103.65 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jx}}{I} (d - y) = 46.98 \text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{px}}{I} (d - y) = 171.86 \text{MPa}$$

• Calcul de λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A}{bd} \Rightarrow \rho = 0,0029$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \Rightarrow \lambda_i = 7.24$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.89$$

• Calcul des coefficients μ_i :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = -0.112 < 0 \Rightarrow \mu_g = 0$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = -0,38 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 0.102$$

Les moments d'inerties fictives :

$$I_{fi} = \frac{1 \cdot I_O}{1 + \lambda_i \mu_i} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1 \cdot I_O}{1 + \lambda_v \mu_v}$$

$$I_{fi}(g) = 33271.92 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fv}(g) = 33271.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(p) = 19143.79 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_{fi}(j) = 33271.92 \text{ cm}^4$$

La flèche : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) < f_{adm}$

$$f_{gv} = \frac{M_g L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad ; \quad f_{gi} = \frac{M_g L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad f_{pi} = \frac{M_p L^2}{10 E_i I_{fi}} \quad f_{ji} = \frac{M_j L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$E_i = 32164.195 \text{ MPa}; \quad E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$f_{gv} = 0.207 \text{ cm};$$

$$f_{ji} = 0.031 \text{ cm};$$

$$f_{pi} = 0.135 \text{ cm};$$

$$f_{gi} = 0.069 \text{ cm};$$

$$\Delta f = (0.207 - 0.031) + (0.135 - 0.069) = 0.242 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{385}{500} = 0.770 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok.}$$

la flèche est vérifiée

☉ **Vérfications des contraintes à l'E.L.S :**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30A y - 30(d \cdot A) = 0 \Rightarrow Y = 3.44 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y)^2] \Rightarrow I = 7322.87 \text{ cm}^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 3.46 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifié.}$$

- Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y) = 151.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifié.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]};$$

$$V_u = V_u \max - \frac{5}{6} h Q_u \Rightarrow V_u = 18.06 - \frac{5}{6} \times 0.15 \times 12.44 = 16.50 \text{ kN};$$

$$\tau_u = \frac{16.50}{1 * 0.135} = 1.22 \text{ [MPa]};$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa et } 4 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

.vérifié

- **Arrêt des barres (BAEL 91) :**

Arrêt armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers transvasant le contour étant ancrés au-delà de celui-ci.

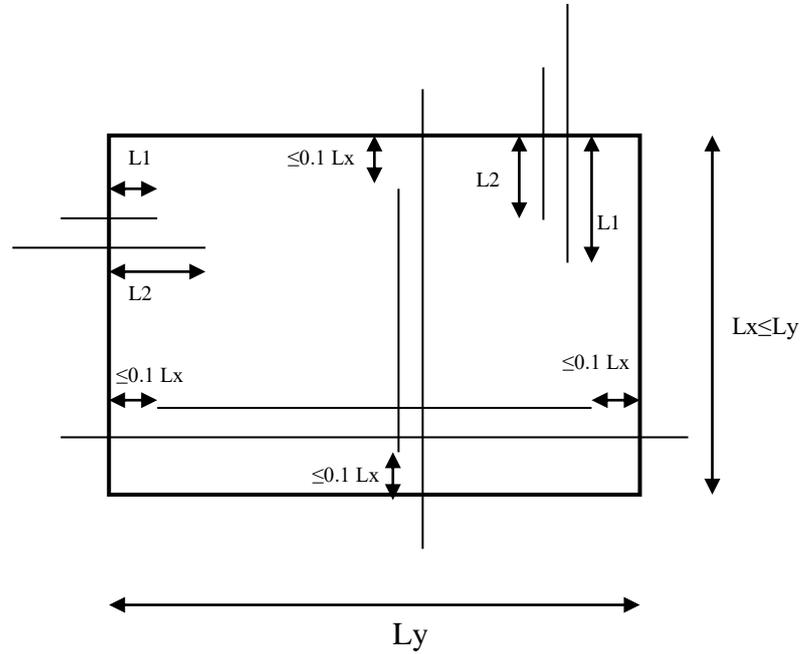


Fig.III.6 Schéma d'Arrêt des barres

Avec :

$$L_1 = \max \begin{cases} L_s = 40 \varnothing (\text{FeE } 400); \\ 1/4[0.3 + (M_a/M_o)] L_s ; \end{cases} \quad L_2 = \max \begin{cases} L_s = 40 \varnothing (\text{FeE } 400); \\ L_1/2 ; \end{cases}$$

Les valeurs de L_1 et L_2 pour les deux type des panneaux de dalle sont classées dans le tableau suivant :

	Lx (m)	Ly (m)	L₁ (m)	L₂ (m)	L_s(m)
Type	3.85	5.90	0.65	0.48	0.40

III-2-3 Schéma d'exécution :

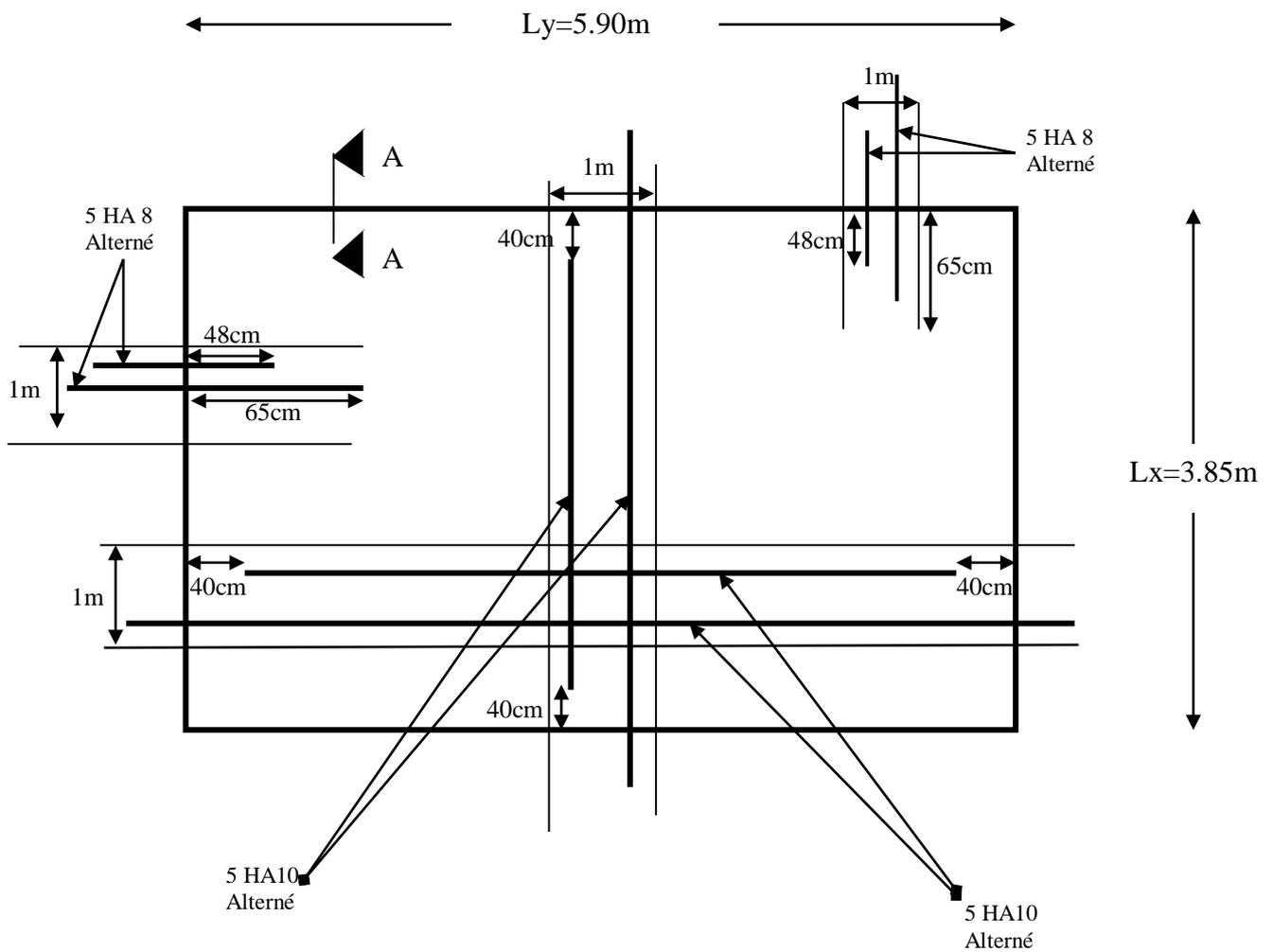


Fig.III.7 Schéma de Ferrailages de la dalle pleine

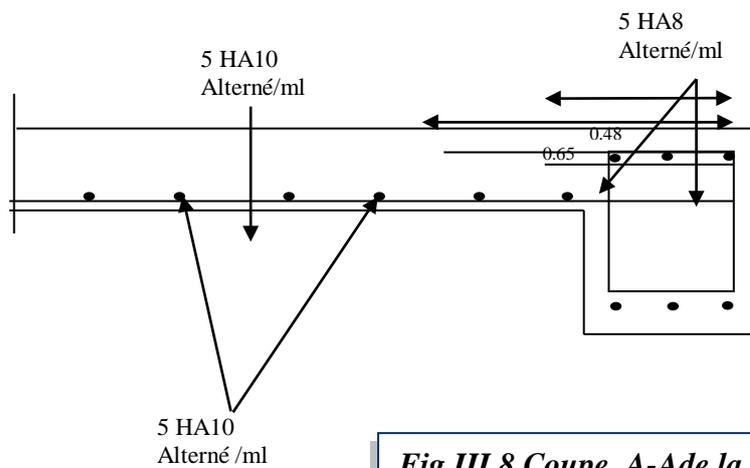


Fig.III.8 Coupe A-A de la dalle pleine

- **Renforcement des ouvertures dans la dalle :**

Il s'agit de la traversée d'une dalle mince ou épaisse, aucun problème particulier ne se pose. Il suffit de réserver le trou à l'avance dans le coffrage, avant la coulée de béton. Si sa section est telle, qu'elle passe entre les mailles du quadrillage de la dalle, aucune précaution spéciale n'est à prendre, dans le cas d'une section plus grande, il faut certains aciers et disposer les barres de renfort sur le contours du trou.

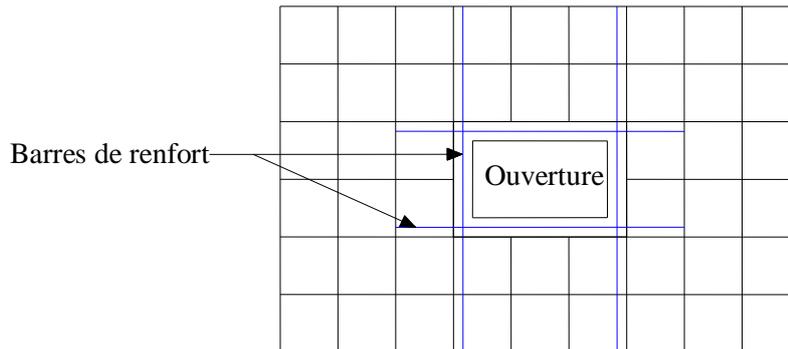


Fig.III.9 Renforcement des ouvertures

La trappe d'accès à la terrasse doit être munie des poutres de contours (poutres noyées) appelées chevêtres, permettant un appui correct des dalles, ces poutres sont noyées dans l'épaisseur de la dalle et ferrillées forfaitairement soit 4 Ø12 répartie sur toute la section .

III-3 Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrillé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q.

A – accessible

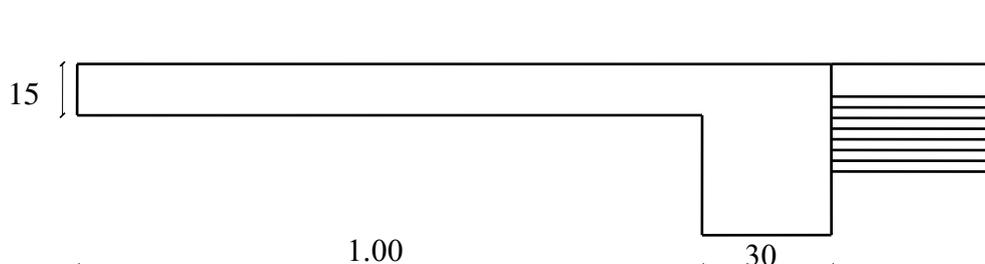


Fig.III. 10 Le balcon

- **Évaluation des charges :**

- 1 Poids propre : $G = 5.73 \text{ KN/ml}$.
- 2 Force concentrée due aux poids de mur : $P = 1.5 \text{ KN}$.
- 3 Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/ml}$.

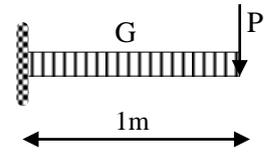


Fig.III.11 Évaluation des charges

- **Calcul des moments**

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + P \cdot l$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 12.98 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = P = 1.50 \text{ KN}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9.23 \text{ KN/ml}$$

$$P_{ser} = P = 1,50 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations:**

- ELU:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = \frac{12.98 \times 1^2}{2} + 1.5 \times 1,00 \Rightarrow M_u = 7.99 \text{ KN.m}$$

- ELS:

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + P_{ser} l = \frac{9.23 \times 1^2}{2} + 1,5 \times 1,00 \Rightarrow M_{ser} = 6.11 \text{ KN.m}$$

P (KN)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/m l)	M_u (KN. ml)	M_s (KN.ml)	V_u (KN)
1.50	12.98	9.23	7.99	6.11	14.48

Tab.III.11 Valeur de M_s , M_u ,

- **Ferraillage :**

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme Préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0.031$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.30$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_{lu} = 0.2647 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = 0.039 \Rightarrow A_u = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1.71 \text{ cm}^2$$

C.N.F:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_{\text{reel}} = 5\text{HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{reel}}}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad A_r = 5\text{HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :**

Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre

$$b \cdot y_1^2 - 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0 \Rightarrow y_1 = 3.71 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 8473.55 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \cdot y_1 = 2.67 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{\text{ser}}}{I} \cdot (d - y_1) = 105.89 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 105.89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérfié.}$$

- **Espacement minimal :**

- ✓ Charge concentrée ;
- ✓ Fissuration peu préjudiciable ;
- ✓ $h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$;
- ✓ $\phi = 12 \text{ mm} > 6 \text{ mm}$;

$$\Rightarrow (S_{tx}, S_{ty}) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1) :**

Fissuration peu préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = qL + p = 14.48 \text{ KN} \quad \Rightarrow \tau_u = 0.107 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 0.107 \text{ MP a} \leq \bar{\tau} = 2.50 \text{ MP a} \dots\dots\dots$ vérifié.

• **Vérification de la flèche :**

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1} = 0,15 > 0,0625 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad (M_t = M_0) \Rightarrow 0,15 > 0,1 \dots\dots\dots \text{ vérifiée.}$$

$$* \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,71}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,0034 < 0,0105$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Schéma de ferrailage :**

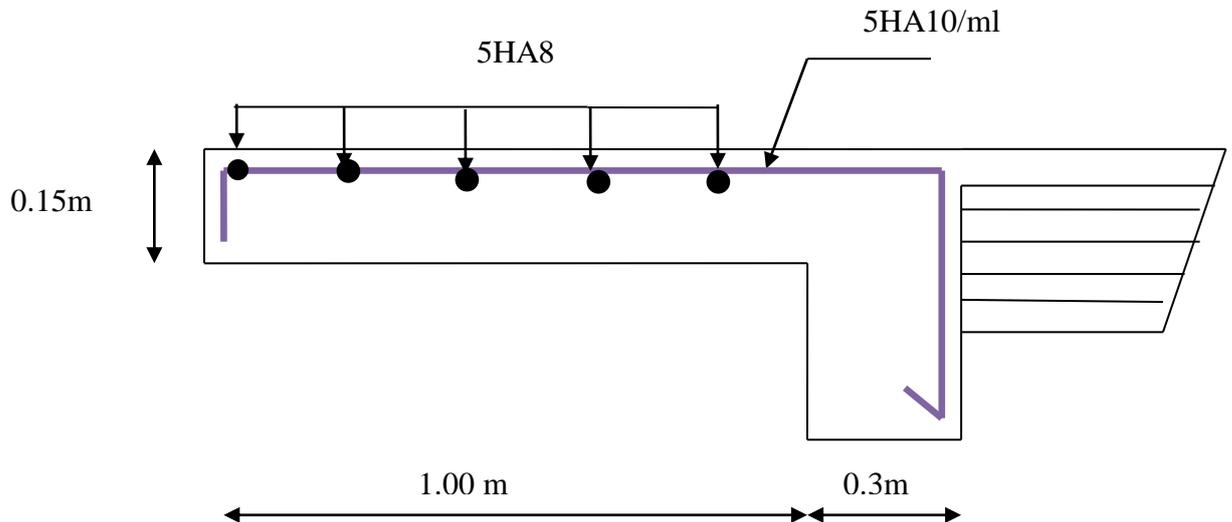


Fig.III.15 Schéma de ferrailage du balcon

+

III-4 LES ESCALIERS:

III-4-1-Les types d'escaliers :

Type	Charges (KN/ml)	Schéma
I	<u>Paillasse :</u> $G = 7.48$ $Q = 2.50$ <u>Palier :</u> $G = 4,49$ $Q = 2,50$	
II	<u>Paillasse :</u> $G = 7.48$ $Q = 2.50$ <u>Palier :</u> $G = 4,49$ $Q = 2,50$	

Tab.III.12 Les types d'escaliers

- Calcul des moments max et efforts tranchants max :
- ✓ Evaluation des charges :

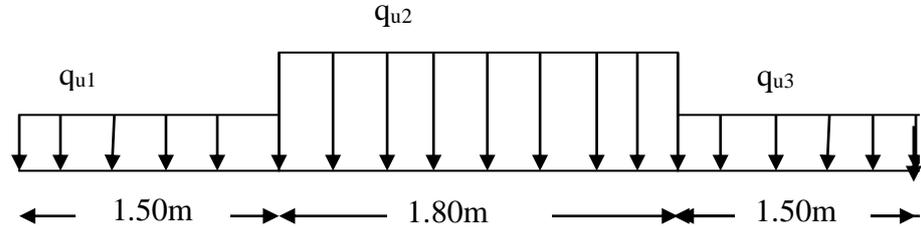
($\alpha = 29.53$)

	G (Kn/m)	Q (Kn/m)	$q_u = (1.35G + 1.5Q)$	$q_s = (G + Q)$
Paillasse	7.48	2.5	12.05	8.68

Tab.III.13 Evaluation des charges (Paillasse)

	G (Kn/m)	Q (Kn/m)	q _u = (1.35G+1.5Q)	q _s = (G+Q)
Palier	4.49	2.5	9.81	6.99

Tab.III.14 Evaluation des charges (Palier)



• **Moment de calcul :**

Par les formules de la R.D.M :

Moment sur appui : $M_a = 0.5 M_0$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M$

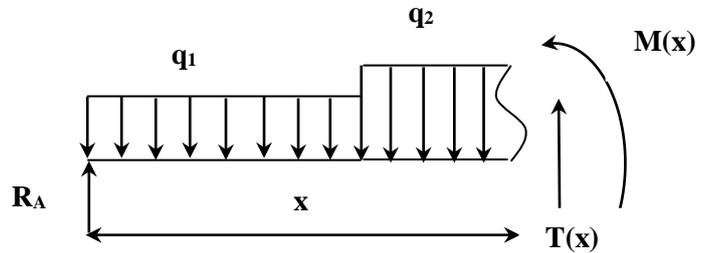


Fig.III.13 Moment de calcul

✓ **ELU**

$R_{qu1} = 9,81 \times 1,5 = 14.71 \text{ kN.}$

$R_{qu2} = 12,05 \times 1,8 = 21.69 \text{ kN.}$

$R_{qu3} = 9,81 \times 1,5 = 14.71 \text{ kN.}$

$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 51,11 \text{ kN.}$

$R_A = R_B = 51.11 / 2 = 25.55 \text{ kN.}$

• **Moments fléchissons M(x) et efforts tranchant V(x) :**

○ **Pour : $0 \leq x \leq 1.5$**

$$V(x) = R_A - q_{u1} x \Rightarrow \begin{cases} V(0) = 25,55 \text{ kN.} \\ V(1.5) = 10,85 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{u1} \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ kN.m.} \\ M(1,5) = 27,29 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

○ **Pour : $1.5 \leq x \leq 3.3$**

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 1,5) \Rightarrow \begin{cases} V(1,5) = 10,85 \text{ kN.} \\ V(3,3) = -10,85 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_{Ax} - R_{qu1}(x - 0,75) - q_{u2} \frac{(x - 1,5)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(1,5) = 27,29 \text{ kN.m.} \\ M(3,3) = 27,29 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

○ Pour : $3.3 \leq x \leq 4.8$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - R_{qu2} - q_{u3}(x - 3,3) \Rightarrow \begin{cases} V(3,3) = -10.85 \text{ kN.} \\ V(4.8) = -25.55 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M(x) = R_{Ax} - R_{qu1}(x - 0,75) - R_{qu2}(x - 2,4) - q_{u3} \frac{(x - 3,3)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(3,3) = 27,29 \text{ kN.m.} \\ M(4.8) = 0 \text{ kN.m.} \end{cases}$$

○ Calcul M_{\max} pour $0 \leq x \leq 4.8 \text{ m}$

$$V(x) = R_A - R_{qu1} - q_{u2}(x - 1,5) \Rightarrow \begin{cases} V(x) = 0. \\ x = 2,4 \text{ m.} \end{cases}$$

$$M(2,4) = 32,16 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 32,16 = 16.08 \text{ kN.m}$$

$$M_f = 0.85 M_0 = 27.34 \text{ kN.m}$$

$$V_{\max} = 25.55 \text{ kN}$$

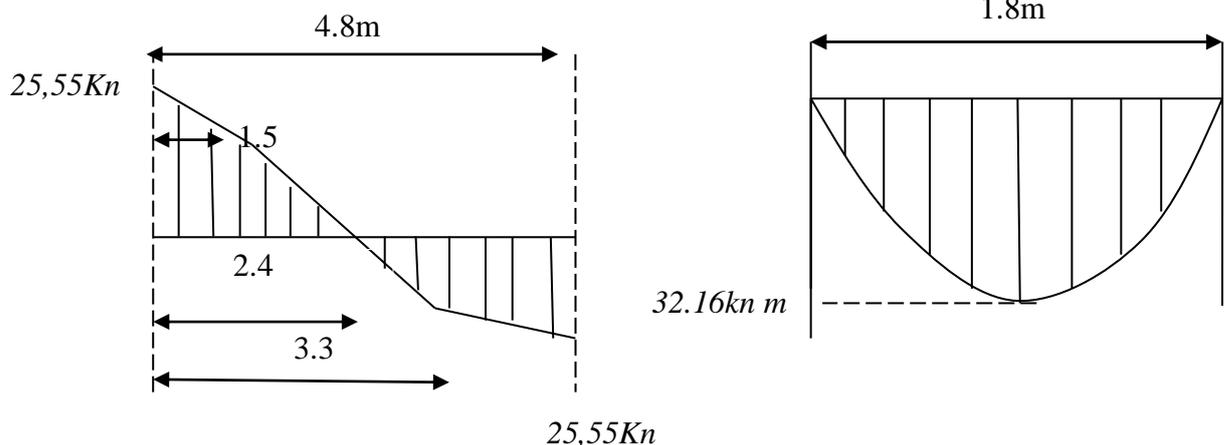


Fig.III.14 Diagramme des M et V

✓ **E.L.S:**

$$R_{qu1} = 6.99 \times 1,5 = 10.48 \text{ kn.}$$

$$R_{qu2} = 8.68 \times 1,8 = 15.62 \text{ kn.}$$

$$R_{qu3} = 6.99 \times 1,5 = 10.48 \text{ kn.}$$

$$\sum F_y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = \mathbf{36.58 \text{ kn.}}$$

$$R_A = R_B = 36.58 / 2 = 18.29 \text{ KN.}$$

$$M(2,4) = 23,09 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.5 M_0 = 0.5 \times 23.09 = 11,53 \text{ KN m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 19.63 \text{ KNm}$$

$$V_{S_{\max}} = 18,29 \text{ KN}$$

✓ Moment de calcul :

		M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	V_u [KN]
Type 01	E.L.U	16.08	27.34	25.55
	E.L.S	11.53	19.63	18.29
Type 02	E.L.U	12.02	20.44	21.94
	E.L.S	8.62	14.66	15.69

Tab.III.15 Valeur de M_a et M_t

- **Ferraillage :**

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple, la fissuration considérée comme préjudiciable.

- **Ferraillage à L'E.L.U :**

- **TYPE1**

● **En travée :**

$$M_{\max} = 32,16 \text{ KN.m,}$$

$$M_a = 16.08 \text{ KNm,}$$

$$M_t = 27.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27.34}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.1058$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{32.16}{23.09} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 0.295 \Rightarrow \mu_{lu} > \mu_{bu} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1058}) = 0.140 \Rightarrow A_u = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ A_u, A_{\min} \} = 6,16 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6HA12= 6,79cm²**.St = 15 cm.

- **Armature de réparation:**

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

on adopte**5HA10 = 3,93cm²**.St = 20 cm

- **En appuis:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{16.08}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} \times 10^{-3} = 0.0622$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.08}{11.53} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = 0.295 > \mu_{bu} \quad A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.080$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0622}) = 0.080 \Rightarrow A_u = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{C.N.F: } A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_s = \max \{A_u, A_{\min}\} = 3,52 \text{ cm}^2$$

Soit: **6HA12 =6,79cm²** St = 15 cm

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA10 = 3,93cm²** , St = 20 cm

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

		A _u (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Choix (ml)	A _{rep} (cm ²)	Choix	e (cm)
Type 01	Travée	6,16	1.63	6.79	6HA12	1.69	5HA10	20
	Appui	3,52	1.63	6.79	6HA12	1.69	5HA10	20

Type 02	Travée	4.53	1.63	6.79	6HA12	1.69	5HA10	20
	Appui	2.55	1.63	6.79	6HA12	1.69	5HA10	20

Tab.III.16 ferrailages de l'escalier

• **Vérification des contraintes :**

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 201.63MPa$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.1f_{c28} ; 4MPa \} = 2.50MPa$

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y^2 + 30A y - 30(d.A) = 0 \Rightarrow y = 4.32cm$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d-y)^2] \Rightarrow I = 11270.53 cm^4$$

- Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 4.42MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.42MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

- Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s = \frac{15.M_{ser}}{I} \cdot (d-y) = 140.87MPa \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.189MPa < 2.50MPa \dots\dots\dots \text{vérfié.}$$

III-4-2-Schéma de ferrailage :(type 1 et 2)

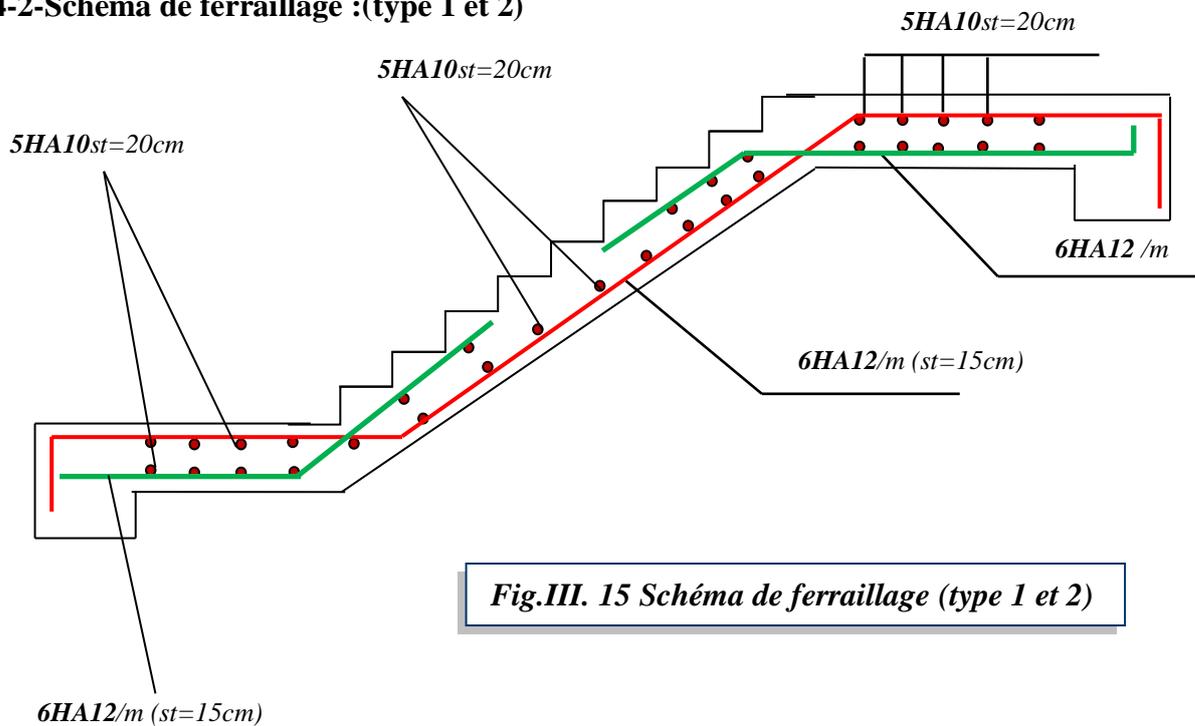


Fig.III. 15 Schéma de ferrailage (type 1 et 2)

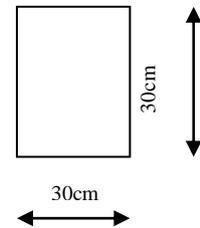
III-5-Etude de la poutre brisée :

- Pré dimensionnement de poutre brisée :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 9cm \leq b \leq 18cm$$

* Le RPA99 préconise ($h > 30cm$; $b > 20cm$; $h/b < 4$).

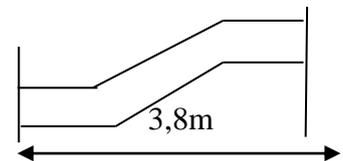
Nous prenons : $h = 30cm$; $b = 30cm$



- Évaluations des charges:

Poids propre : Poids propre : $PP = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$;

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/ml}$



- Réaction des escaliers :

$R_{au} = 25.55 \text{ KN/ml}$.

$R_{as} = 18.29 \text{ KN/ml}$.

Fig.III.16 -poutre brisée

- **Pondérations des charges:**

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q + R_U \Rightarrow q_u = 29.71 \text{ Kn/ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q + R_s \Rightarrow q_s = 21.29 \text{ Kn/ml}$

- **Calcul des moments et l'effort tranchants:**

	$M_0 = ql^2/8(\text{KN.m})$	$T = qL/2(\text{KN})$	$M_t = 0.85M_0$	$M_a = 0.5M_0$
ELU	42.93	50.51	36.49	21.46
ELS	30.76	36.19	26.15	15.38

Tab.III.17 Valeur de moments et l'effort tranchant

- **Ferraillages :**

Le calcul de ferraillage se fait en flexion simple et la fissuration considère comme peu préjudiciable.

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A_{ser} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{ado} (\text{cm}^2)$	Choix
Travée	4.14	2.35	0.98	4.62	3HA14
Appuis	2.35	1.69	0.98	3.39	3HA12

Tab.III.18 Ferraillages de la poutre brisée

- **Ferraillage a la torsion :**

$e = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm. ;}$

$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2.$

$\mu = 2 [(b - e) + (h - e)] = 2 [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{ cm.}$

$M_{tor} = M_a(\text{escalier}) = 16,08 \text{ KN.m}$

$A_{tor} = \frac{\mu \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{100 \times 16,08 \times 10^3}{2 \times 625 \times 348} = 3.69 \text{ cm}^2.$

On adopte **3HA14 = 4.62 cm².**

- **Vérification à E.L.S :**

- **Vérification des contraintes :**

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$

- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} .$

- Contrainte tangentielle admissible
- $\bar{\tau} = \min \{ 0.133f_{c28} ; 5MPa \} = 3.33MPa$
- $b \cdot y^2 - 30Ay - 30(d.A) = 0$

$$y=13.60cm$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A(d-y)^2] = 59172.20 \text{ cm}^4$$

Contrainte max du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1$$

Contrainte max de l'acier tendu

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1)$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 400MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$$

	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	τ (MPa)	Vérification
Travée	13.60	59172.20	6.01	88.82	-	OK
Appuis	11,23	44042,93	4.75	70.19	0,6	OK

Tab.III.19 Vérification à E.L.S

• Vérification de la flèche :

Les règles **C.B.A 93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{420} = 0.071 > 0.062 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0057 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.071 \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Non Vérifié.}$$

• Dispositions constrictives :

$$\phi_t \leq \phi_{t \max} = \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 8.5mm, 30mm, 12mm \}$$

Donc on adopte une section de : $\phi_t = 6mm \Rightarrow A_t = 4HA6 = 1.13cm^2$.

Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40\text{cm}\} = 24.3\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} = 19\text{cm} ;$$

Donc On prend un espacement :

$$S_t = 20\text{cm}.$$

- **Schéma de ferrailage :**

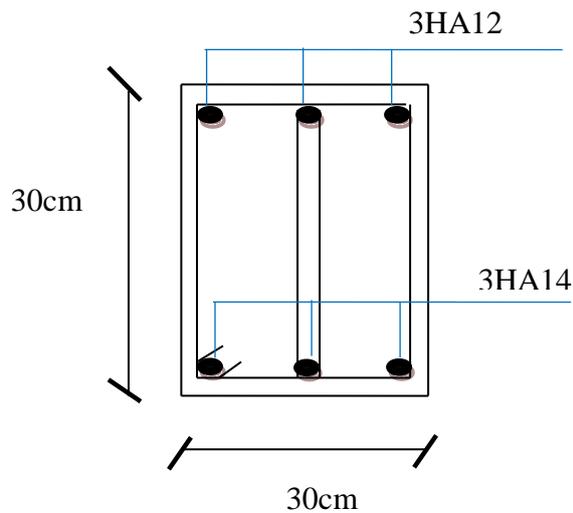


Fig.III.17 Schéma de ferrailage

III-6 Ascenseur :

- **définition générale :**

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

L'ascenseur à adopter est le model **SCHINDLER SMART MRL 001**.

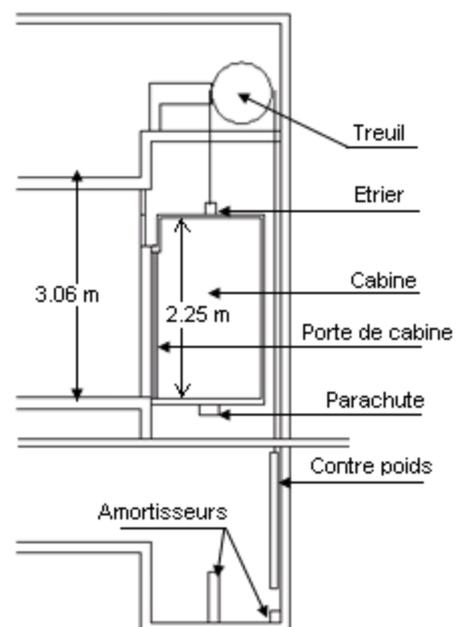


Fig.III.18 Ascenseurs

- **charge de l'ascenseur :**

P_m = poids mort (la masse de la cabine+treuil+Accessoires+câble d'acier)

Q = la charge en cabine

P_p = la masse de contre poids $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

L'ascenseur est destiné principalement au transport Des personnes, donc il est une classe I (NF P82-208)

- **Calcul des masses :**

Le poids mort

Surface latérale

Dimension de la benne

LARGEUR [M]	LONGUEUR [M]	PROFENDEUR [M]	HAUTEUR [M]
1.60	1.85	1.45	2.25

Tab.III.20 dimensions de cabine de l'ascenseur

- **Le poids mort :**

- Surface latérale :

Dimension de la banne :

- Largeur = 1,6 m.
- Profondeur = 1,45 m.
- Hauteur = 2,25 m.

$$S = (2 \times 1,85 + 1,60) \times 2,25 = 13,32 \text{ m}^2$$

$$P_1 = 0,115 \times 13,32 \times 1,6 \Rightarrow P_1 = 2,45 \text{ kn}$$

- Plancher :

$$S = 1,6 \times 1,85 = 2,96 \text{ m}^2$$

$$P_2 = 1,10 \times 2,96 \Rightarrow P_2 = 3,25 \text{ kn}$$

- Toit :

$$P_3 = S \times 0,20 = 2,96 \times 0,2 \Rightarrow P_3 = 0,592 \text{ kn}$$

- Arcade :

$$P_4 = 0,60 + 0,80 \times 1,2 \Rightarrow P_4 = 1,56 \text{ kn}$$

- Parachute :

$$M_5 = 0,40 \text{ kn} \Rightarrow P_5 = 0,40 \text{ kn}$$

- Accessoire :

$$M_6 = 0,80 \text{ kn} \Rightarrow P_6 = 0,80 \text{ kn}$$

- Poulie de mouflage :

$$M_7 = 0,6 \text{ kn} \quad \Rightarrow \quad P_7 = 0,6 \text{ kn}$$

- Porte de cabine :

$$M_8 = 1.20 \times 0,7 \times 2,13 \quad \Rightarrow \quad p_8 = 1,78 \text{ kn}$$

On a : $P_M = \Sigma p_i \quad \Rightarrow \quad P_M = 10.64 \text{ kn}$

- **Charge nominale** : $Q = 6,30 \text{ kn}$
- **La masse du contre poids** : $P_p = P_M + \frac{Q}{2} = 10.64 + \frac{6,3}{2} = 13.79 \dots \text{kn}$
- **Charge nominale** : $Q = 630 \text{ kg}$

- **descente de charge** :

Charge nominale $Q = 6.30 \text{ KN}$

Charge permanentes

Poids mort = 10.64 KN

Masse de câble = 0.630 KN

Masse de contre poids = 13.79 KN

Treuil en haut+ moteur = 0.20 KN

G= 25.26 KN

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q = 43.44 \text{ kg}$$

- **vérification de la dalle de poinçonnement** :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de (moteur à appuis).

Le poids de l'ascenseur est de (43.44 KN). Lors de l'installation de tous les accessoires et leur branchement au moteur, chacun des appuis prend le quart du poids donc :

$$Q_u = \frac{43.44}{4} = 10.86 \text{ KN}$$

D'après le CBA93 la condition de non poinçonnement est vérifiée si

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

D'où

Q : charge de à l'ELU

h : l'épaisseur totale de la dalle = 20cm

U_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen ($U_c = 4(a + \frac{h}{2} \times 2) = 120 \text{ cm}$), ($a = 10 \text{ cm}$)

$$\Rightarrow Q \leq 0,045 \times 1,2 \times 0,2 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 180 \dots \text{kn}$$

Alors la dalle résiste au poinçonnement

- **Evaluation des moments :**

- **Les moments dus aux charges concentrées :**

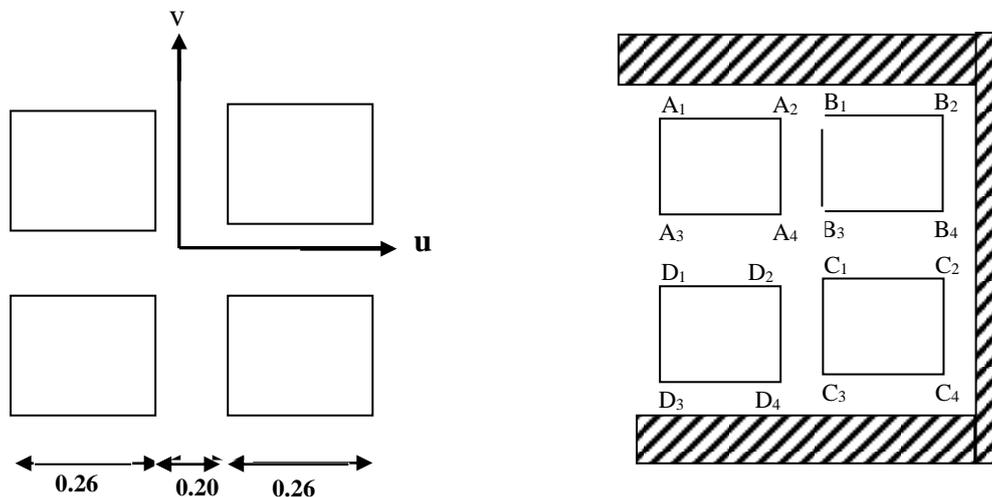
On admet qu'une force appliquée à la surface de la dalle agit uniformément sur une aire

($S = U \times V$), située à la mi-hauteur de celle-ci, avec U parallèle à L_x et V à L_y .

Pour le calcul des moments maximaux au centre de la dalle, on utilise les abaques de **PIGEAUD**, qui permettent de placer les charges au centre de la dalle.

- **Evaluation des moments :**

- **les moments dus aux charges concentrées :**



À l'aide du schéma précédent et la valeur de $\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.6}{1.85} = 0.864$ on détermine les moments

M_1, M_2 les tableaux PIGE AUD (calcul des ouvrages en béton armé).

$$\begin{aligned}
 U &= x_0 + 2h + h_i \\
 V &= y_0 + 2h + h_i
 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_1}{Lx} = \frac{0.72}{1.6} = 0.45 \\ \frac{V_1}{Ly} = \frac{0.72}{1.85} = 0.389 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.169 \\ M_1 = 0.116 \end{array} \right.$$

1- effet A_1, B_2, C_4, D_3

2- effet A_2, B_1, C_3, D_4

$$\begin{cases} \frac{U_2}{L_x} = \frac{0.2}{1.6} = 0.125 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0.2}{1.85} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.282 \\ M_2 = 0.246 \end{cases}$$

3- effet A₃,B₄,C₂,D₁

$$\begin{cases} \frac{U_3}{L_x} = \frac{0.72}{1.6} = 0.45 \\ \frac{V_3}{L_y} = \frac{0.2}{1.85} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.169 \\ M_2 = 0.246 \end{cases}$$

4- effet A₄,B₃,C₁,D₂

$$\begin{cases} \frac{U_4}{L_x} = \frac{0.2}{1.6} = 0.125 \\ \frac{V_4}{L_y} = \frac{0.2}{1.85} = 0.108 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.282 \\ M_2 = 0.246 \end{cases}$$

Les moment suivant les direction x et y sont :

$$M_x = P(M_1 + v.M_2) \quad \text{avec } v = 0$$

$$M_y = P(M_1 + v.M_2)$$

$$P = P'.S \quad ; S = (0.26)^2 = 0.0676m^2$$

$$P' = \frac{P}{S} = \frac{10.79}{0.0676} = 159.61kN/m^2$$

EFFORT DE CHARGE	U/L _x	U/L _y	M ₁ (kN.m)	M ₂ (kN.m)	S (M ²)	P=P'S	M _x kN.m	M _y kN.m
1	0.45	0.389	0.169	0.116	0.49	78.20	13.21	9.07
2	0.125	0.108	0.282	0.246	0.37	59.05	16.65	14.52
3	0.45	0.108	0.169	0.246	0.32	51.07	8.63	12.56
4	0.125	0.108	0.282	0.246	0.04	6.38	1.80	1.57

Tab.III.21 Sollicitations sur la dalle de la machine

A Partir le tableau précédents on aura

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 40.29kN.m$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 37.72kN.m$$

- les moment dues aux charges réparties

$$G_{dalle} = 0.20 \times 2500 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{dalle} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} G_{dalle} = 0.20 \times 2500 = 5 \text{ kN/m}^2 \\ Q_{dalle} = 1 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow Pu = 8.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = 0.864 \Rightarrow \text{la dalle travaillant suivant deux sens}$$

$$M_x = \mu_x P_u L_x^2 = 1.04 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.704 \text{ kN.m}$$

D'où les moments total appliqués sur la dalle sont

$$M_{xt} = M_{x1} + M_x = 41.33 \text{ kg.m}$$

$$M_{yt} = M_{y1} + M_y = 38.42 \text{ kg.m}$$

- **ferraillage**

Le ferraillage de fait en flexion simple (E.L.U) pour une bande de 1m de largeur

On aura:

Le même ferraillage dans les deux directions.

$M_a = 0.5M_T$ $M_t = 0.75M_T$	$M (kg.m)$	$A_U \text{ cm}^2$	$A_{MIN} \text{ cm}^2$	$A_{FIN} \text{ cm}^2$	$E \text{ cm}$
Appuis	20.66	3.30	1.69	2×5HA12	20
travée	31.00	5.65			

Tab.III.22 ferraillage de l'ascenseur

V.4.3.2 Ferrailages horizontales :

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%.

Pour une bande de 1m linéaire on a : $A_t = 0.0015.b.h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$;

On prend : 2x4HA10 pm (deux nappes), L'espace est égale à : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification :**

- **effort tranchant :**

$$T = \frac{P.Lx.Ly}{2Ly + Lx} = \frac{8.25 \times 1.6 \times 1.85}{2 \times 1.85 + 1.6} = 4.125 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{100d} = 0.022 \text{ MPa} < \tau_{lim} = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Vérification à ELS :**
- **les moment dues aux charges concentrées :**

$$Q_{ser} = \frac{6.30 + 25.26}{4} = 7.89kN, \quad P'_{ser} = \frac{Q_{ser}}{0.0625} = 126.24kN/m^2$$

EFFORT DE CHARGE	U/L _x	V/L _y	M ₁ kg.m	M ₂ kg.m	S (M ²)	P=P'S	M _x . kN.m	M _y kN.m
1	0.45	0.389	0.169	0.116	0.49	61.85	10.45	7.17
2	0.125	0.108	0.282	0.246	0.37	46.70	13.17	11.84
3	0.45	0.108	0.169	0.246	0.32	40.39	6.82	9.93
4	0.125	0.108	0.282	0.246	0.04	5.04	1.42	1.24

Tab.III.23 Vérification à E.L.S

$$M_{x1} = 31.88kN.m$$

$$M_{y1} = 30.18kN.m$$

- **les moment dues aux charges réparties**

$$q = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x = 0.294kN.m \\ M_y = 0.206kN.m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{xT} = 32.17kg.m \\ M_{yT} = 30.38kg.m \end{cases}$$

Moment en travée

$$M_{xt} = 0.75M_{xT} = 24.13kN.m$$

$$M_{yt} = 0.75M_{yT} = 22.78kN.m$$

Moment en appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{xT} = 16.08 \text{ kN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{An}} y_1 \quad \text{avec} \begin{cases} y_1 = 5.11cm \\ I_{An} = 21345.42cm^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 5.77MPa < \bar{\sigma} = 15MPa$$

État limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_s = \frac{15xM_{ser}}{I} (d - y) = 155.96MPa < \bar{\sigma}_s = 266.67MPa$$

- Schéma de ferrailage :

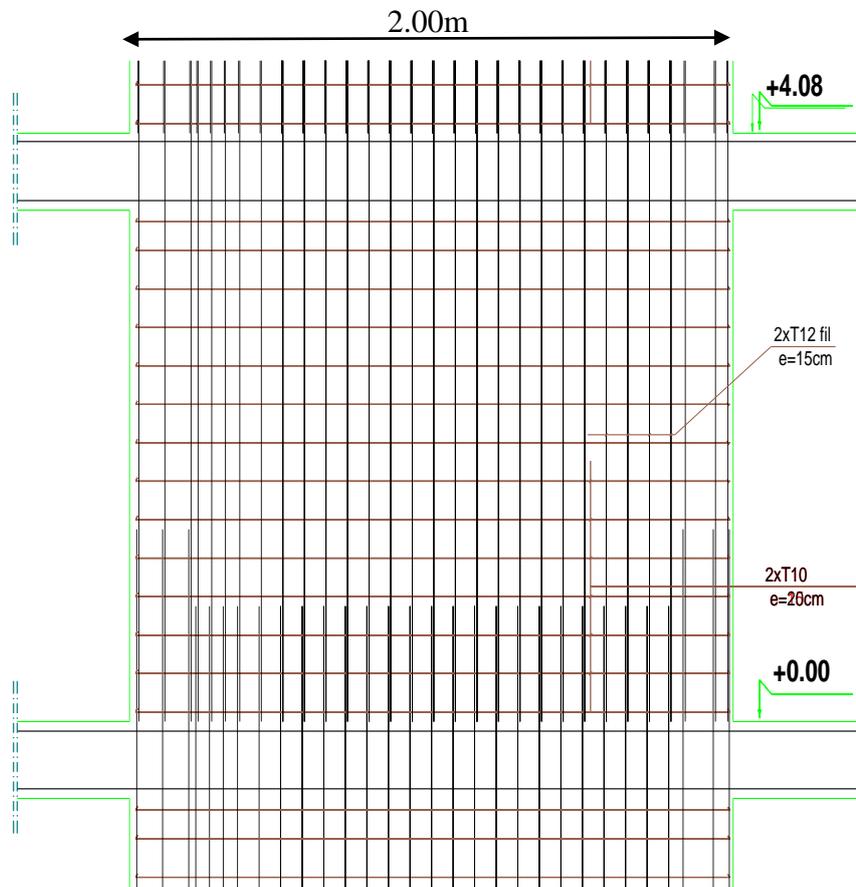


Fig.III.19 Ferrailage voile d'ascenseur

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

IV.1 Introduction :

. La plupart des tremblements de terre se produisent au niveau des failles qui délimitent les plaques tectoniques de l'écorce terrestre. Des tensions apparaissent lorsque ces plaques se déplacent mutuellement de manière lente. La libération soudaine de l'énergie de déformation ainsi accumulée dans la croûte terrestre, ou dans la couche sous-jacente appelée manteau, provoque un ébranlement local dont une partie de l'énergie se transforme en ondes sismiques à la surface de la terre

La création d'une faille ou, plus fréquemment, le glissement le long d'une faille existante, constitue le mécanisme générateur d'un séisme.

L'endroit où se produit le séisme est appelé foyer ou hypocentre et la projection de ce point sur le sol est appelée épicentre (fig.IV.1).

L'hypocentre peut se situer à une profondeur très variable : quelques kilomètres à plus de 100km.

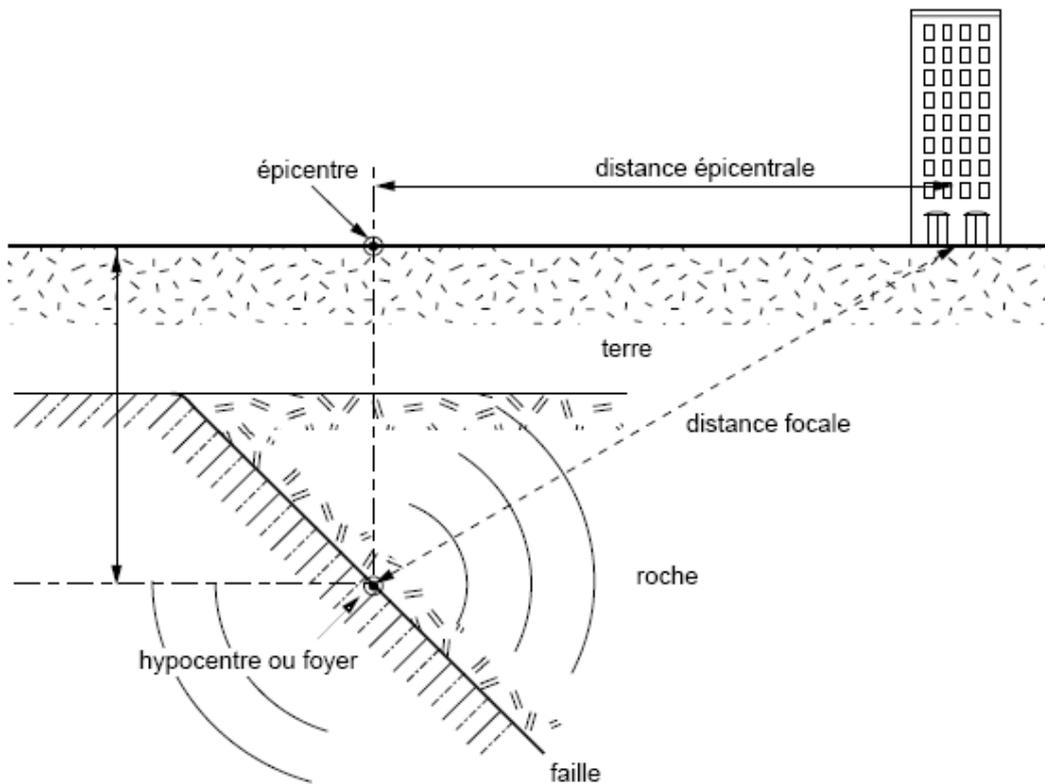


Fig. IV.1 foyer ou hypocentre.

IV.1.2- propagation des ondes sismiques

A partir du foyer la secousse sismique se propage sous forme d'ondes qui, compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface un mouvement vibratoire complexe difficilement prévisible en un site donné.

On distingue deux types d'onde : les ondes de volume et les ondes de surface.

a/ Les ondes de volume

Elles prennent naissance au foyer et se propagent à l'intérieur du manteau terrestre sous deux formes :

les ondes longitudinales se caractérisant par des compressions et dilatations alternées se propageant à une vitesse de 7 à 8 km/s ;

les ondes transversales se caractérisant par une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant du cisaillement et se propageant à une vitesse de 4 à 5 km/s (fig. IV.2).

b/ Les ondes de surface Elles sont générées par les ondes de volume qui arrivent à la surface et se propagent à la vitesse de 1,5 à 5 km/s. On distingue :

les ondes de RAYLEIGH pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical ; elles entraînent des compressions et des cisaillements dans le sol ;

les ondes de LOVE pour lesquelles les points du sol se déplacent tangentiellement à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation ; elles n'entraînent que des contraintes de cisaillement (fig. IV.2).

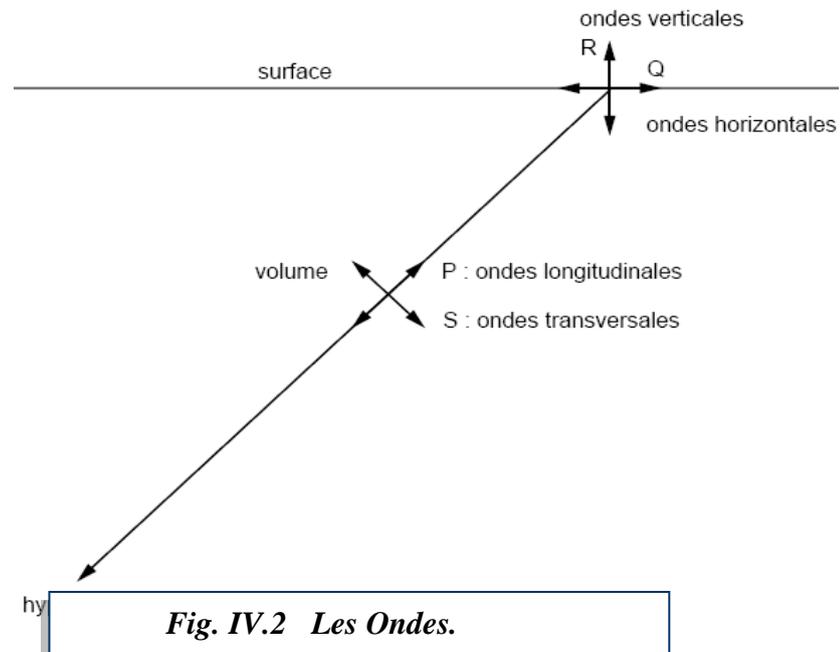


Fig. IV.2 Les Ondes.

IV.1. 3.Choix de la méthode de calcul :

Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

Cette méthode étant applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

La symétrie en plan.

La régularité des formes planes en plan et en élévation.

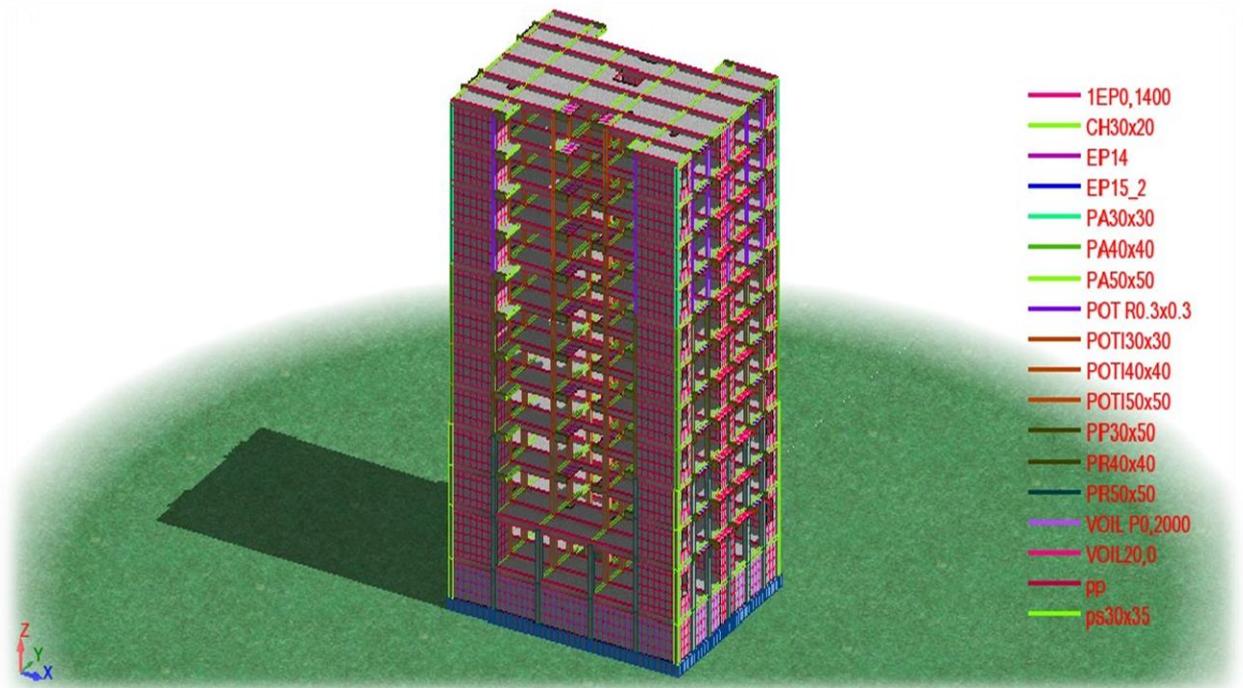
La hauteur des constructions de groupe d'usage 2 zones IIa , doit être inférieure à 23m.

Méthode dynamique modale spectrale

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentés par un spectre de réponse de calcul.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement



Calcul sismique :

Vu l'irrégularité en plan et la hauteur de notre construction qui dépasse 23 m ,ainsi pour assurer une meilleure modélisation, on a utilisée la méthode dynamique.

L'étude sismique est effectuée par le logiciel "ROBOT v.2009 "

Logiciel ROBOT millenium:

ROBOT millenium est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner tout type de structures. il permet ainsi de vérifier les résultats obtenus.

Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT millenium :

Définition de la structure en mode graphique par un éditeur conçu a cet effet.

Possibilité de présentation des différents types de résultats de calcul (efforts internes , déplacements...etc.)

Possibilité d'effectuer plusieurs types d'analyse des structures (statique et dynamique).

Fig. IV.3 la structure sur le « ROBOT2009»

IV.1. 4.préparation des données de robot millenium :

La force sismique totale appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et verticale.

A : coefficient d'accélération de la zone

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{On a } \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \implies A=0.15 \quad (\text{tableau 4.1 R.P.A99v 2003})$$

Classification du site:

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

On retrouve les dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide caractérisé par une vitesse de l'onde de cisaillement $V_S \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

Les périodes :

T1 ,T2 :périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

$$\text{Site3} \quad \Rightarrow \quad \left. \begin{array}{l} T1=0.15s \\ T2=0.50s \end{array} \right\} \text{ (tableau 4.7 R.P.A99V2003)}$$

T :période fondamentale de la structure :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

avec h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 37.74$ m

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 de RPA99 Ver.2003. pour les portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie

$$\Rightarrow C_T = 0.05$$

$$\Rightarrow T = 0.77$$

η : Facteur de correction d'amortissement : (article 4-3 R.P.A99V2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

pour $\xi = 10\% \Rightarrow$ voiles ou mur (remplissage béton armé/maçonnerie)
(tab 4.2R.P.A99V2003)

donc : $\eta = 0.76 > 0.7$

Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

La valeur de Q est déterminée par la formule :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 des RPA 99/Ver. 2003

Critère q »	Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0(Observé)
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05 (N/observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10 (N/observé)

Tab. IV.2 Facteur de qualité Q

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \Rightarrow Q = 1.15$$

R : coefficient de comportement

R=5 \Rightarrow (Mixte portiques/voiles avec interaction) \Rightarrow Tableau 4.3 R.P.A99

Facteur d'amplification dynamique moyen D

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

pour un période T = 0.72 sec on a : $D = 2.5 \eta (0.5 / 0.71)^{2/3} \Rightarrow D = 1.74$

IV.1. 5. Calcul du poids totale de chaque plancher :

W : Poids de la structure est égal à la somme des poids, W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec} \quad W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5. du RPA, $\beta = 0.2$.

IV.1. 6. Résultats du ROBOT millénium v 2009 :

Après utilisation de robot v2009, les résultats sont comme suite :

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

$$\begin{aligned} X &= 13.703 \text{ (m)} \\ Y &= 10.659 \text{ (m)} \\ Z &= 15.198 \text{ (m)} \end{aligned}$$

Moments d'inertie centraux de la structure:

$$\begin{aligned} I_x &= 569066552.797 \text{ (kg*m}^2\text{)} \\ I_y &= 736186114.194 \text{ (kg*m}^2\text{)} \\ I_z &= 497338071.276 \text{ (kg*m}^2\text{)} \\ \text{Masse} &= 3267794.767 \text{ (kg)} \end{aligned}$$

Conversion des charges en masses :

Cas conversion	Direction de la conversion	coefficient	Direction de la masse
1	z	1.0000	XYZ

2	z	0.2000	XYZ
---	---	--------	-----

Tab. IV.3 CONVERSION DES CHARGES EN MASSES

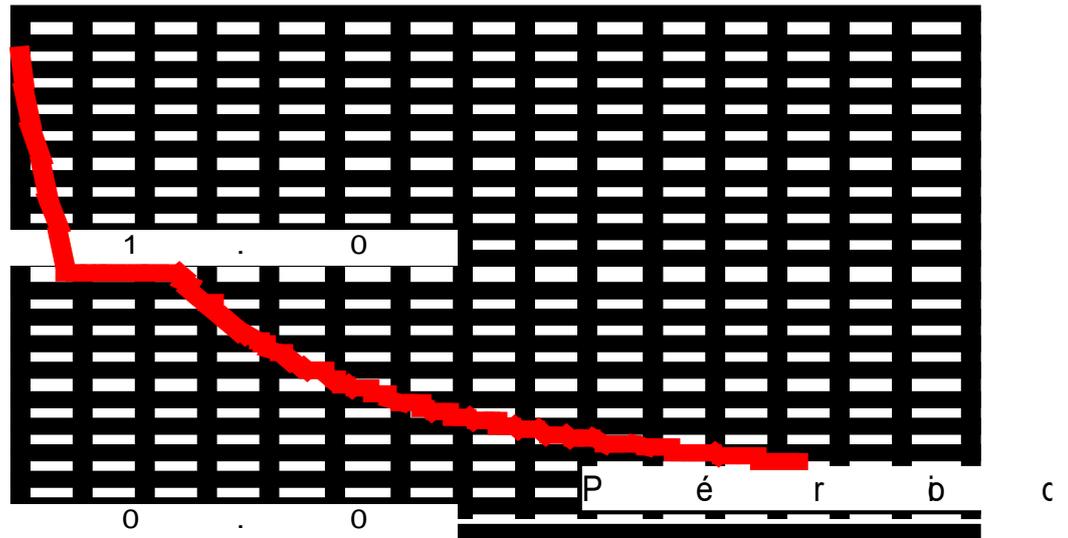
Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

A c c é é r a t b n
2 . 0



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : x = 5.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\square\square = [7/(2+\square)]^{0,5} = 1.000$

A = 0.150

T1 = 0.150 T2 = 0.500

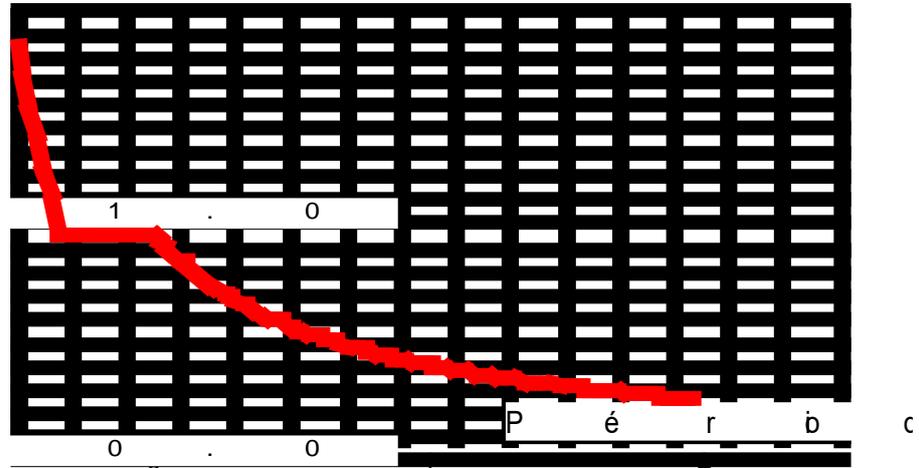
Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000

A c c é ë r a t b n
2 . 0



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S3

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement : 5.000

Amortissement : x = 5.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\eta)]^{0,5} = 1.000$

A = 0.150

T1 = 0.150 T2 = 0.500

Nombre de modes à considérer :

Pour les structures représentés par des modèles plans dans deux directions orthogonales; le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a 90% au moins de la masse totale de la structure.

où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Les périodes dynamiques sont :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]		
5/ 1	1,0057	0,9944	0,0004	61,7079	#ind#	0,0004	61,7079	#ind#		
5/ 2	1,4096	0,7094	1,2966	61,7161	#ind#	1,2962	0,0082	#ind#		
5/ 3	1,4639	0,6831	62,5910	61,7162	#ind#	61,2944	0,0000	#ind#		
5/ 4	2,1420	0,4669	62,5929	63,2322	#ind#	0,0019	1,5160	#ind#		
5/ 5	2,2861	0,4374	62,7729	63,2370	#ind#	0,1800	0,0048	#ind#		
5/ 6	2,8204	0,3546	62,7738	70,9884	#ind#	0,0009	7,7514	#ind#		
5/ 7	3,5508	0,2816	62,8619	70,9889	#ind#	0,0881	0,0005	#ind#		
5/ 8	3,9677	0,2520	65,5881	71,0041	#ind#	2,7261	0,0152	#ind#		
5/ 9	4,1491	0,2410	65,6198	71,0198	#ind#	0,0317	0,0157	#ind#		
5/ 10	4,2660	0,2344	65,6205	73,1541	#ind#	0,0007	2,1343	#ind#		

Tab. IV.4 Les périodes

D'après les résultats de tableau, on constate que :

La période dynamique $T_{dyn} = 0,9944s$, par contre $1.3T_{sta} = 1.001s$

Donc : la condition de art 4.2.4.4 du RPA 99/version 2003 est vérifiée ($1.3T_{sta} \geq T_{dy}$).

Le premier mode de vibration est une translation suivant l'axe (xx')

Le 2eme est une translation suivant l'axe (yy')

Et le 3eme mode de torsions.

2-Vérification des déformations : [Art 5 .10/ RPA99Ver2003]

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

SENS X-X' :

Niveau	$\Delta_k (m)$	1% h	Vérification
RDC	0,0014	0.0408	OK
1	0,0023	0.0306	OK
2	0,0034	0.0306	OK
3	0,0038	0.0306	OK
4	0,0063	0.0306	OK
5	0,0079	0.0306	OK
6	0,0095	0.0306	OK
7	0,0114	0.0306	OK
8	0,0132	0.0306	OK
9	0,0150	0.0306	OK
10	0.0167	0.0306	OK

Tab. IV.6 Vérification des déformations (x-x)

SENS Y-Y' :

Niveau	$\Delta_k (m)$	1% h	Vérification
RDC	0,0029	0.0408	OK
1	0,0049	0.0306	OK
2	0,0072	0.0306	OK
3	0,0099	0.0306	OK
4	0,0126	0.0306	OK
5	0,0153	0.0306	OK
6	0,0179	0.0306	OK
7	0,0214	0.0306	OK
8	0,0247	0.0306	OK
9	0,0280	0.0306	OK
10	0,0300	0.0306	OK

Tab. IV.7 Vérification des déformations (y-y)

3-Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [Art 5 .9/ RPA99Ver2003]

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

avec :

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^+} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$

h_k : hauteur de l'étage k

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

◆ **Sens X-X:**

niveau	P	Δk (m)	V	hk	V*hk	P* Δk	θ	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	661337.49	0.0014	2930.72	4.08	11957.33	925.87	0.077	ok
1	542677.53	0.0023	2545.58	7.14	18175.44	1248.15	0.068	ok
2	543318.58	0.0034	2194.17	10.2	22380.53	1847.28	0.082	ok
3	516311.08	0.0048	2271.27	13.26	30117.04	2478.29	0.082	ok
4	516316.33	0.0063	2002.91	16.32	32687.49	3252.79	0.099	ok
5	539760.43	0.0079	1706.05	19.38	33063.25	4264.10	0,00646	ok
6	516527.75	0.0095	1350.13	22.44	30296.91	4907.01	0,00655	ok
7	496140.15	0.0114	1466.89	25.5	37405.69	5655.99	0,00644	ok
8	495356.23	0.0132	1059.44	28.56	30257.61	6538.70	0,00624	ok
9	530567.58	0.0150	589.71	31.62	18646.63	7958.51	0,00587	ok
10	541208.68	0.0167	28.06	34,68	973.12	9038.18	0,00517	ok

Tab. IV.8 Vérification de l'effet P- Δ (x-x)

◆ **Sens Y-Y:**

niveau	P	Δk (m)	V	hk	V*hk	P* Δk	θ	$\theta_k \leq 0.10$
RDC	51441,09	0,0008	3024,14	4.08	12338,5	41,1529	0,00406	ok
1	45660,42	0,0021	2954,8	7.14	21097,3	95,8869	0,00485	ok
2	40915,3	0,0038	2855,19	10.2	29122,9	155,478	0,00548	ok
3	36170,18	0,0059	2712,89	13.26	35972,9	213,404	0,00588	ok
4	31664,04	0,0082	2537,22	16.32	41407,4	259,645	0,00619	ok
5	27157,9	0,0107	2321,01	19.38	44981,2	290,59	0,00636	ok
6	22651,76	0,0134	2064,26	22.44	46322	303,534	0,00634	ok
7	18145,62	0,016	1766,96	25.5	45057,5	290,33	0,00628	ok
8	13818,73	0,0186	1442,56	28.56	41199,5	257,028	0,00608	ok
9	9491,84	0,0211	1079,24	31.62	34125,6	200,278	0,00575	ok
10	5164,95	0,0235	676,99	34,68	23478	121,376	0,00508	ok

Tab. IV.9 Vérification de l'effet P- Δ (y-y)

On remarque que $\theta < 0.1$ pour tous le niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé.

Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude des portiques et des voiles de contreventement qui assurent la stabilité globale de la construction vis-à-vis les différentes sollicitations.

V-5 Ferrailage des éléments du portique :

Pour pouvoir déterminer les différentes sollicitations et les déformations dans les éléments concernés, on doit déterminer les combinaisons d'actions qui sont :

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ Pour l'état limite ultime (E.L.U) $1,35 G + 1,5 Q$ (CBA 93).
- ✓ Pour l'état limite de service (E.L.S)..... $G + Q$ (CBA 93).
- ✓ Pour les poutres $G + Q \pm E$ (RPA 99).
- ✓ Pour les Poutres $0,8G+E$ (RPA 99).
- ✓ Pour les poteaux et les voiles $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$ (RPA 99).

V-5-1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont considérées comme des éléments soumis aux efforts tranchants et moments fléchissant,

Alors le calcul se fait en flexion simple.

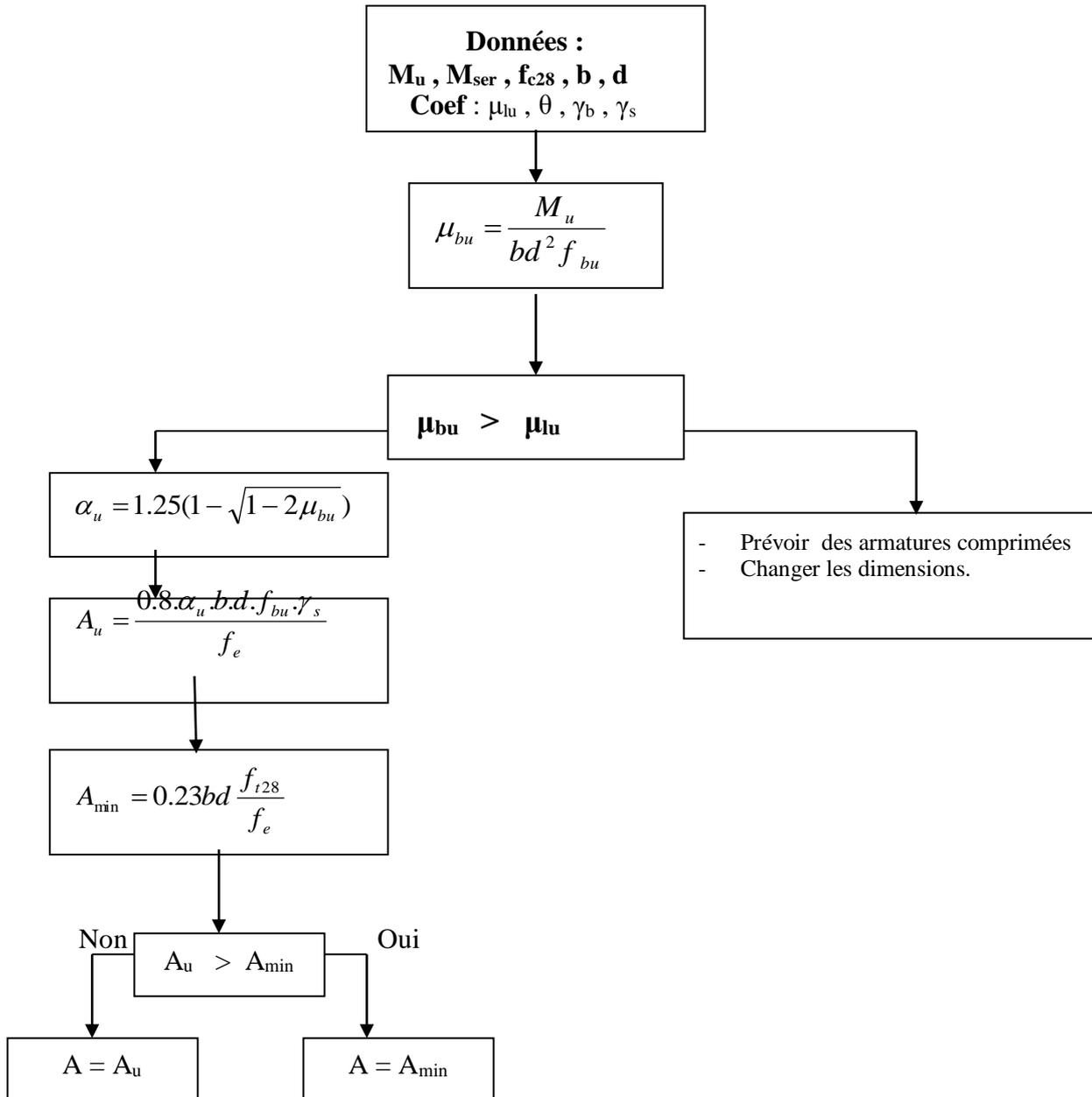
La fissuration considérer peu préjudiciable, la section d'armatures finale $A = \text{Max} (A_u, A_{cnf}, A_{RPA})$

Tel que :

A_u : section d'armature calculé en flexion simple. Le calcul est effectué à l'aide d'une programmation selon l'organigramme de calcul suivant:

Organigramme de calcul :

Flexion simple



✓ Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple en doit vérifier la

formule suivante : $A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{c28}}{f_e}$

✓ Condition de l'RPA :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de

* Beta= .901
 * Sigma_s=347.83 Mpa

3) Les sections des armatures fictives :

```

=====
+-----+
| Af = 7.58 cm2 |
| A'f = .00 cm2 |
+-----+
* A = 3.69 cm2
* Amin= .87 cm2
* A = 3.69 cm2
  
```

4) Les sections des armatures réelles:

```

=====
+-----+
| Asup= .00 cm2 |
| Ainf= 3.69 cm2 |
+-----+
  
```

La poutre Plus défavorable	les moments max en kn.m		FERAILLAGE en (cm2)				
	Mt	Ma	At	Aa	Amin (RPA)	At (adopte)	Aa (adopte)
secondaire	55.93	51.16	3.69	4.92	1.14	3HA14	3HA12fil +3HA12 ch
principale	109.22	116.45	7.03	8.74	1.63	3HA16	3HA14fil +3HA12ch

❖ **Disposition constrictive :**

Calcul des armatures transversales :

✓ Selon BAEL 91 Art 7.2.2 :

Le diamètre des armatures d'âme est donné par l'inéquation suivante :

$$\Phi_t \leq \left\{ \frac{h}{35} = 11.42, \frac{b}{10} = 30, \Phi_t = 12 \right\} \Rightarrow \Phi_t = 8mm$$

$$L'espace\ des\ cours\ des\ cadres : S_t \leq \begin{cases} \min(0.9d, 40cm) = 33.3cm \\ \frac{A_t f_e}{0.4b} = 57.43cm \end{cases}$$

✓ Selon RPA 99 Art 7.5.2.2 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

➤ Dans la zone nodale et en travée ces armatures comprimées sont nécessaires :

$$Min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \Phi_t\right) = Min(10, 14.4) = 10cm$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq 20, \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

$$\text{Alors : } A_t = 0.003 \times S \times b = 1.35\text{cm}^2 \Rightarrow \Phi_t = 8\text{mm}$$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

❖ Diverses vérifications :

1- Vérification à L'ELS ($\sigma_{bc}; \sigma_s$)

- Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**, la fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Position de l'axe neutre ($A' = 0$) :

$$b \cdot y_1^2 + 30(A + A') y_1 - 30(d \cdot A + d' \cdot A') = 0$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1$$

- Contrainte admissible de béton comprimé $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = \min \{ 0.13f_{c28}; 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa}$

2- Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U) :

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa] Avec :}$$

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_u doit être en plus égale au plus des deux valeurs : $\left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

3- Justification de la contrainte d'adhérence [B.A.E.L 91 A.6.1.3] :

La liaison entre une armature et le béton est mesurée par la contrainte d'adhérence τ_s définie

par la formule : $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum u}$

- On à :
- V_u : effort tranchant [N] ;
 - u : périmètre utile d'une barre ou d'un paquet de barres [mm] ;

La contrainte d'adhérence ultime τ_{su} est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{su} = \psi_s f_{t28} \text{ [MPa] Avec :}$$

- ψ_s : Coefficient de scellement donné par C.B.A 93 ; cas des armatures hautes résistance $\psi_s = 1.5$

Donc : $\tau_{su} = 3.15$ [MPa]

4- Vérification de flèche :

$f_{limite} = \frac{l}{500}$ Pour la portée qui est au plus égale à 5m.

Les poutres	M _{tser} KN.m	M _{aser} KN.m	V _u KN	V _s KN	$\sigma_{(t)bc}$ MPa	$\sigma_{(a)bc}$ MPa	τ_u MPa	τ_s MPa	f mm	f _{lim} mm
secondaire	37.01	40.36	81.18	59.01	8.77	8.40	0.85	0.22	0.30	10.60
Principal	80.18	85.39	178.62	129.09	9.62	9.83	1.32	0.27	0.63	10.60

Tab. IV.12 Vérification de la flèche (p-s)(p-p)

Schéma de ferrailage des poutres principales :

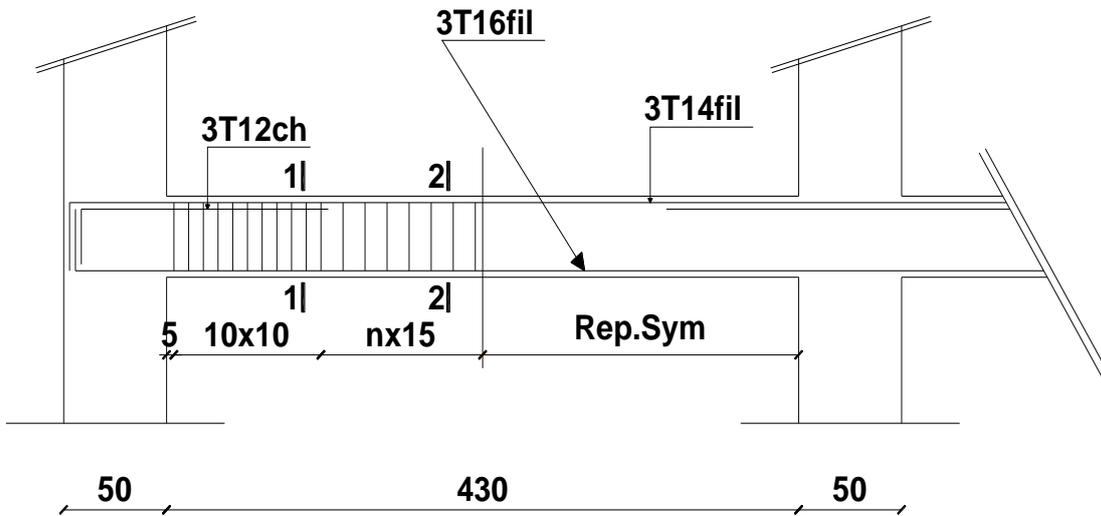
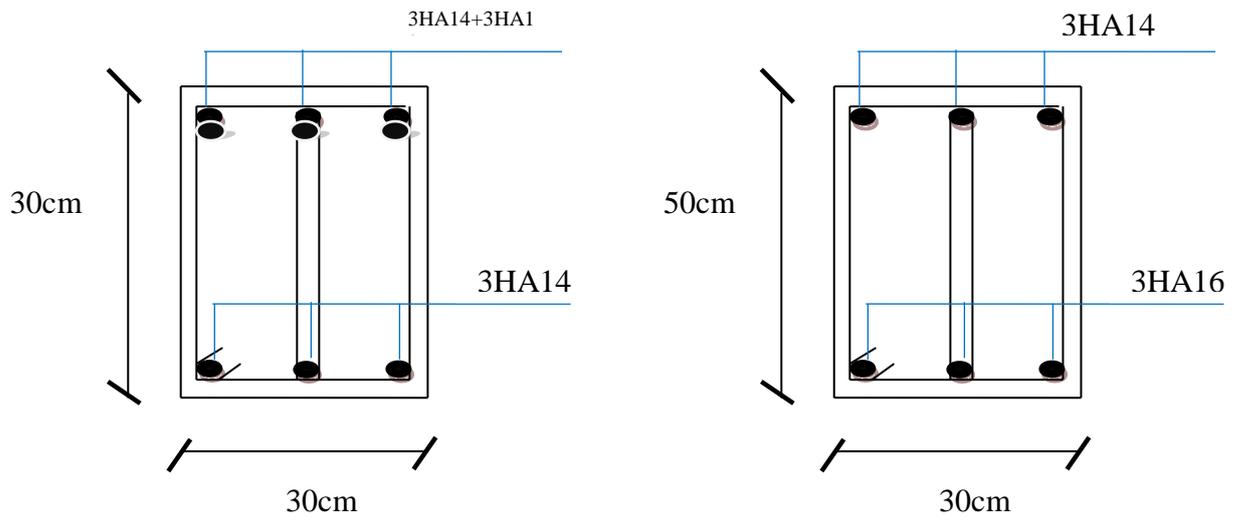


Fig. IV.5 Schéma de ferrailage longitudinale de la poutre p



V.4.2 Ferrailage des poteaux :

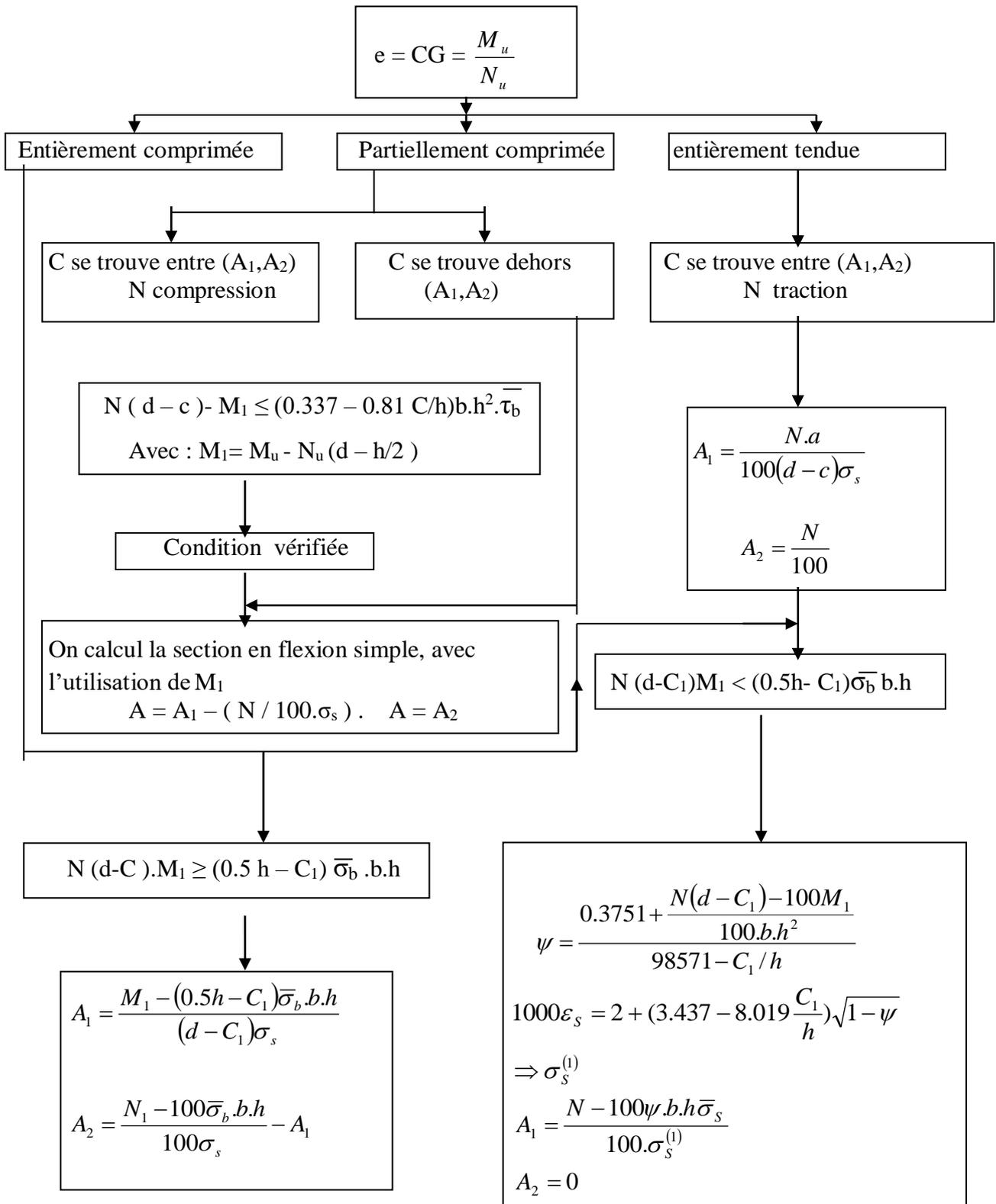
Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et la base dans les sens transversaux et longitudinaux, des efforts normaux, des efforts tranchants.

Ils seront donc calculés en flexion composée, la fissuration étant comme peu préjudiciable.

La section d'armature obtenue par : $A = \max(A_u, A_{\min}, A_{RPA})$ avec :

A_u : Section d'armature calculée en flexion composée à l'aide d'une programmation selon l'organigramme de calcul suivant:

Organigramme de calcul
(Flexion composée)



Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée on doit vérifier la condition

suivant : $A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{c28}}{f_e}$

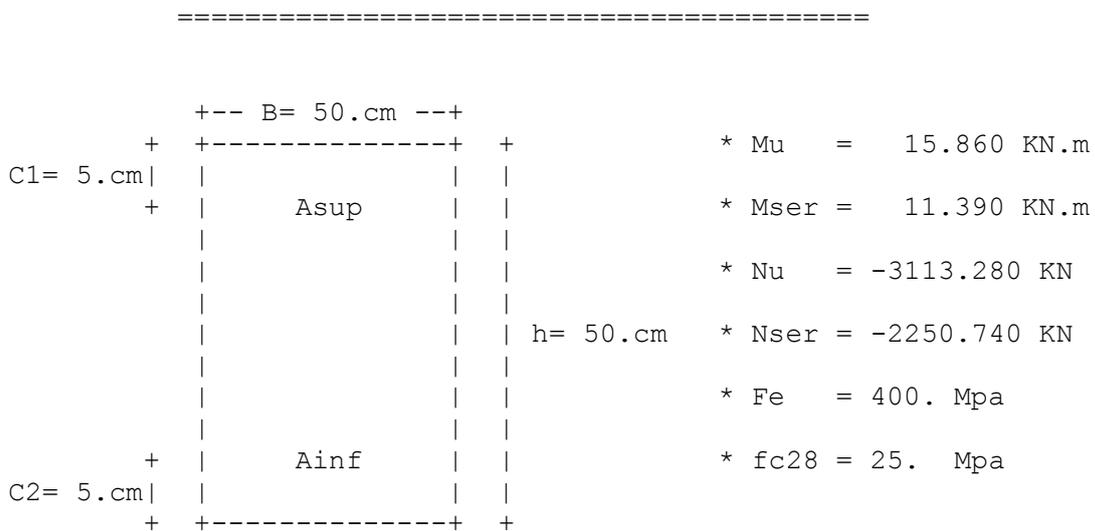
Condition de l'RPA 99 Art 7.4.2 :

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets ;
- ✓ Leur pourcentage minimale sera de : 0.8% en zone IIa ;
- ✓ Leur pourcentage maximale sera de :
 - 3% en zone courante ;
 - 6% en zone de recouvrement ;
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm ;
- ✓ La longueur minimale des recouvrement est de : 40ϕ en zone IIa ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25cm en zone IIa ;

☉ **POTEAUX 50X50**

➤ **Cas états limite ultime**

* Calcul d'une section en Rectangulaire :



* Section rectangulaire Compression ELU:

1) calcul a l'état ultime de résistance :

- ```

=====
* Sigma_b= 14.17 Mpa
* Sigma_S=347.83 Mpa
* A' = .00 cm2

```

2) Détermination du type de sollicitation:

- ```

=====
* e1=   .51 cm
* Lf/h=  3.06
* On a Lf/h<Max{15;[20e1/h=   .2cm]} ==> Le calcul revien a la flexion
composée avec un moment fictif Mf=Nu(e1+e2+ea) :
* Alfa=MG/Mu=   .51
* ea=  2.00 cm
* e2=   .43 cm
* M*=  91365.09 N.m
  
```

* Section rectangulaire flexion composée, N effort de compression ELU
:

=====
1) Détermination du type de sollicitation:
=====

* $e_0 = 2.93$ cm
* $e = 22.93$ cm
* $M_1 = 714021.10$ N.m
* (1) = 453333.40 N.m
* (2) = 531290.90 N.m
On a (1) < (2) ==> Section entièrement comprimée:

2) Calcul 'dune Section entièrement comprimée:
=====

* (3) = 708333.40 N.m
On a (2) < (3) ==> $A_2' = 0$
* $BCI = .868$
* $1000ES' = 2.976$
* $1000EL = 1.739$
On a $1000ES' > 1000EL$ ==> $\sigma_{S1}' = Fe / \gamma_{S1}$
* $\sigma_{S1}' = 347.83$ Mpa
* $A_1' = 1.13$ cm²
* $A_{min} = 8.00$ cm²

3) Calcul des armatures:
=====

+-----+
| $A_{sup} = 8.00$ cm² |
| $A_{inf} = .00$ cm² |
+-----+
* Flexion composée section rectangulaire ELS :
=====

1) Détermination de la nature de sollicitation :
=====

* $B_0 = 2620.0$ cm²
* $V_1 = 24.1$ cm
* $V_2 = 25.9$ cm
* $MG = -9227.47$ N.m
* $I_{xx}' = 566634.90$ cm⁴
* $e_G = -.41$ cm
* $I_{xx}' / (B_0 \times V_2) = 8.3$ cm
On a $e_G < I_{xx}' / (B_0 \times V_2)$ ==> section entièrement comprimée.

2) Détermination des contraintes :
=====

* $\sigma_0 = 8.59$ Mpa
* $K = -.02$
* $\sigma_{B1} = 8.20$ Mpa
* $\sigma_{B2} = 9.01$ Mpa
* $\sigma_{S1} = 124.20$ Mpa
* $\sigma_{S2} = 133.97$ Mpa

3) Vérification des contraintes:
=====

* $\sigma_{B_bar} = 15.00$ Mpa


```

* e0= 3.48 cm
* e = 23.48 cm
* M1 = 548567.20 N.m
* (1)= 591304.40 N.m
* (2)= 386080.80 N.m
On a (1)>(2) ==> Section Partiellement comprimée.

On revient a la flexion simple avec un moment fictif Mf:
=====
* Mf= 548567.20 N.m

          * Calcul en flexion simple :
          =====

1) Calcul de Sigma_b et u:
=====
* Sigma_b=18.48 Mpa
* u=.293
* On a u>uAB=0.186 ==> Pivot B et A'?

2) Vérification de l'existence de A':
=====
* 1000EL=2.000
* Alfa_L= .636
* uL= .380
On a u<ul ==> Pivot B et A' n'existe pas.

3) Calcul de Alfa, beta et Sigma_s:
=====
* Alfa= .446
* Beta= .822
* Sigma_s=400.00 Mpa

4) Les sections des armatures fictives:
=====
+-----+
| Af = 37.10 cm2 |
| A'f = .00 cm2 |
+-----+

5) Les sections des armatures réelles:
=====
+-----+
| Asup= .00 cm2 |
| Ainf= .00 cm2 |
+-----+

* Puisque Asup=Ainf=0 donc on prend une armature minimale:
=====
+-----+
| A(totale)= 8.00 cm2 |
+-----+
          * Flexion composée section rectangulaire ELS :
          =====

1) Détermination de la nature de sollicitation :
=====
* B0= 2620.0 cm2
* V1 = 25.0 cm

```

* V2 = 25.0 cm
 * MG = 11390.00 N.m
 * Ixx' = 568833.30 cm⁴
 * eG = .51 cm
 * Ixx'/(B0xV2) = 8.7 cm
 On a eG < Ixx'/(B0xV2) ==> section entièrement comprimée.

2) Détermination des contraintes :

=====

* Sigma_0 = 8.59 Mpa
 * K = .02
 * Sigma_B1 = 9.09 Mpa
 * Sigma_B2 = 8.09 Mpa
 * Sigma_S1 = 134.87 Mpa
 * Sigma_S2 = 122.85 Mpa

3) Vérification des contraintes:

=====

* Sigma_B_bar = 15.00 Mpa
 * Sigma_B1 < Sigma_B_bar et Sigma_S1' < Sigma_S_bar ==>
 Ferrailages convenable.

4) Les sections des armatures:

=====

```
+-----+
| Asup= 4.00 cm2 |
| Ainf= 4.00 cm2 |
+-----+
```

Section	N _{max} kn	M _{cor} Kn.m	A _{cal} Cm ²	A _{min} Cm ²	A _{ARPA} Cm ²	A _{adopt}
50x50	3113.28	15.86	0.0	2.71	20	4HA20+4HA16
40x40	1965.14	32.31	0.0	1.69	12.8	4HA16+4HA14
30x30	1011.59	28.21	0.0	0.90	7.2	8HA14

❖ Calcul des armatures transversales :

✓ Selon BAEL 91 :

- Le diamètre des armatures transversales au moins égale à $\frac{1}{3}\Phi_l$
- Leur espacement est au plus égale à : $(15\Phi_l, a + 10cm, 40cm)$

✓ Selon RPA 99

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h f_e} \text{ Tel que :}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul ;

h : hauteur total de la section brute ;

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à 2.5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,50} = 4,28 \geq 5 \dots \Rightarrow \rho = 3,75$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$\left\{ \begin{array}{ll} t \leq \min(10\Phi, 15cm) & \text{en zone I et IIa} \\ t \leq 10cm & \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 10cm$$

- Dans la zone courante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} t \leq 15\Phi_l & \text{en zone I et IIa} \\ t \leq \min\left(\frac{b}{2} = 25cm, \frac{h}{2} = 25cm, 10\Phi_l = 14cm\right) & \text{en zone IIb et III} \end{array} \right\} \Rightarrow t = 15cm$$

Où Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On à :

$$V_{u\max} = 81.25KN$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 81.25 \times 0,1}{0,5 \times 400} \times 10 = 1.52cm^2, \text{ Soit: } 4HA8 (A=2.01cm^2).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t.b}$ en % donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3% ;

Si $\lambda_g \geq 3$: 0.8% ;

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$$\frac{A_t}{t.b} = 1.80\% \geq A_t = 2.1cm^2 \dots \dots \dots OK$$

Calcul de la longueur de recouvrement :

✓ 40 \emptyset en zone I et IIa.

✓ 50 \emptyset en zone IIb et III.

Pour $\emptyset = 20$ mm \longleftrightarrow **lr = 0.8 m**

❖ **Diverses vérifications :**

1- Vérification à L'ELS (σ_{bc} ; σ_s)

- Contrainte maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- Contrainte maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

▪ Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

sections	Ms (kn.m)	Ns(kn)	(Mpa σ_{bc})	(Mpa $\overline{\sigma}_{bc}$)	vérification
50x50	23.11	1421.77	9.09	15	OK
40x40	11.32	2250.74	12.27	15	OK
30x30	20.24	733.52	12.83	15	OK

2- Vérification au flambement :

La vérification du flambement dans les poteaux consiste à la vérification de la condition suivant :

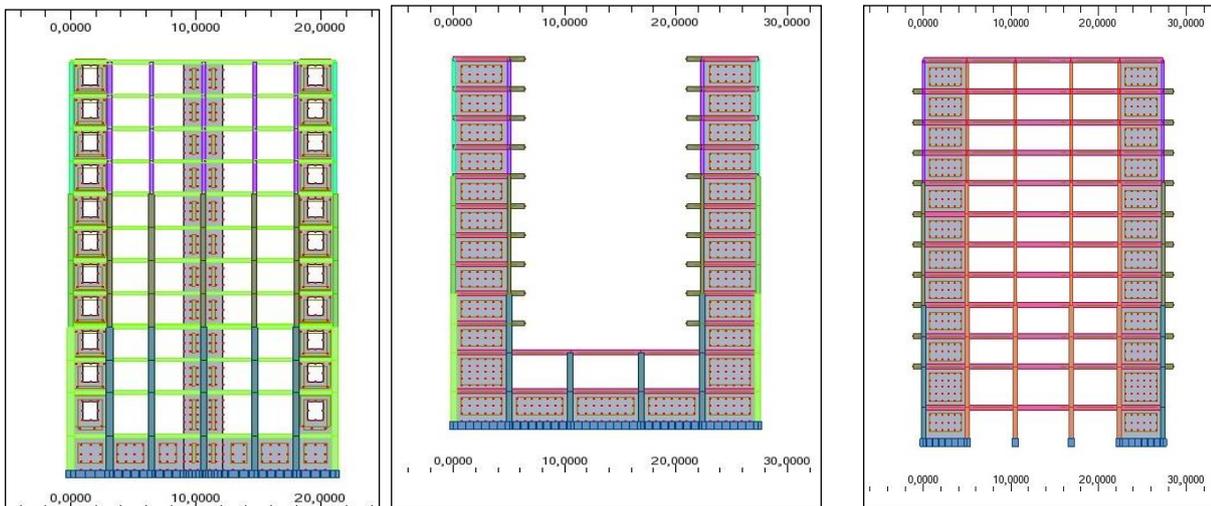
$$\lambda < 70, \lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

- l_f : étant la longueur de flambement : $l_f = 0.7l_0$
- i : rayon de giration de la section, calculé dans le plan de flambement $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : moment quadratique de la section dans le plan de flambement ;
- B : l'aire de section.

Élément	L (m)	L _f (m)	i (m)	λ	$\lambda < 70$
50×50	3,68	2,57	0,144	17.18	Vérifie
40×40	2.66	1.86	0,115	16.10	Vérifie
30x30	2.66	1.86	0.087	21.5	Vérifie

V.4.3 Ferrailage des refends :



Selon RPA 99 :

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendu est de 0,20%.
- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section de voile 0,15%.
 - En zone courant 0,10%.

-Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant.

On devra disposer les ferrillages suivants :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

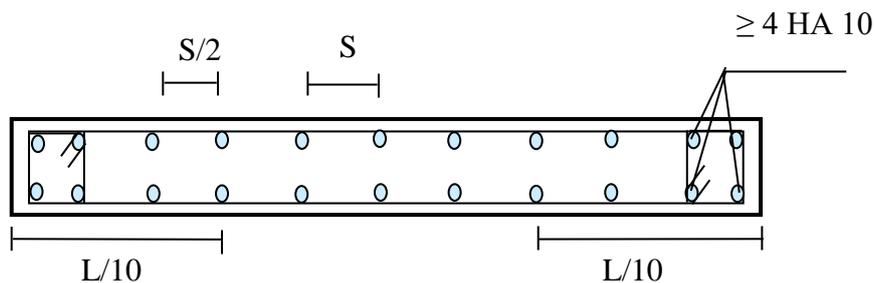


Fig.IV.11 Disposition des armatures verticale

V.4.3.1 Ferrillages longitudinales :

N.B : le calcul se fait chaque trois niveaux et on adopte le ferrillage de l'élément le plus sollicité.

A_u : Section d'armature calculée en flexion composée.

A_{v min} : Section d'armature minimale du RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.4.3 P77).

$$A_{vmin} = 0.002.b.h.$$

$$A_{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.15% . .

$$A_{cmin} = 0.0015.b.h - \text{RPA99 « version 2003 »}$$

Refend //X-X

A) Les voiles de largeur = 5.00 m :

voile	M (KN.m)	N (KN)	A _{calcul}	A _{cnf}	A _{RP}	A _{adopté}
La plus defavorable	4.29	581.12	0.00		15	2x5HA14

Refend //Y-Y

A) Les voiles de largeur = 3.10 m :

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	A _{calcul}	A _{cnf}	A _{RP}	A _{adopté}
RDC-1-2	10.45	206.42	0.00		9.3	2x5HA12

A) Les voiles de largeur = 2.00 m :

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	A _{calcul}	A _{cnf}	A _{RPA}	A _{adopté}
RDC-1-2	17.57	821.51	0.00		6	2x4HA12

A) Les voiles de largeur = 3.1 m :

-Les voiles avec des ouvertures :

Niveau	M (KN.m)	N (KN)	A _{calcul}	A _{cnf}	A _{RPA}	A _{adopté}
RDC-1-2	17.63	821.51	0.00		9.3	2x5HA12

❖ **Vérification au cisaillement :**

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec τ_b est la contrainte de cisaillement dans le béton

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4V_{calcul} ;$$

b_0 : l'épaisseur de voile ;

d : hauteur utile égale 0.9h ;

h : hauteur totale de la section brute ;

SENS X-X :

L = 5.00 m

	V (KN)	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa	Vérification
	873.72	0.13	5	OK

SENS Y-Y :

L = 3.10 m

	V (KN)	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa	Vérification
	206.42	0.051	5	OK

L = 2.00 m

Niveau	V (KN)	τ_b MPa	$\bar{\tau}_b$ MPa	Vérification
RDC-1-2	821.51	0.23	5	OK

Avec ouvertures :

L = 3.10 m

Niveau	V (KN)	τ_b MPa	$\overline{\tau_b}$ MPa	Vérification
RDC-1-2	821.51	0.39	5	OK

V.4.3.2 Ferrillages horizontales :

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.15%.

Pour une bande de 1m linéaire on a : $A_t = 0.0015.b.h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{cm}^2$;

On prend : 2x5HA10 pm (deux nappes), L'espace est égale à : $S_t = 20 \text{cm}$.

❖ Distributions constructives :

Selon RPA 99 :

- L'espace des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S \leq 1,5 a = 30 \text{ cm} \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \dots\dots (1)$$

- A chaque extrémité du voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile, Cet espace d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.....(2).

D'après (1) et (2) on choisit :

- $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.
- $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courant.

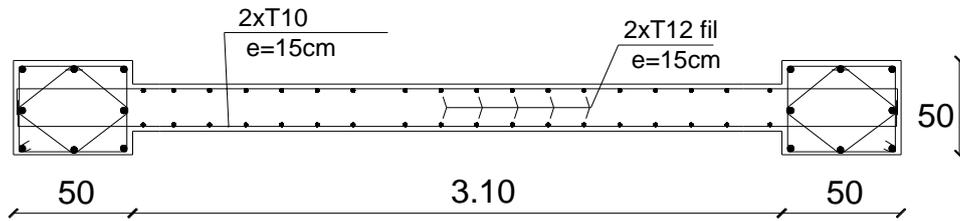
Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.15%.

$A_{cmin} = 0.0015.b.h = 3.00 \text{cm}^2$ On prend: 5HA10/ml

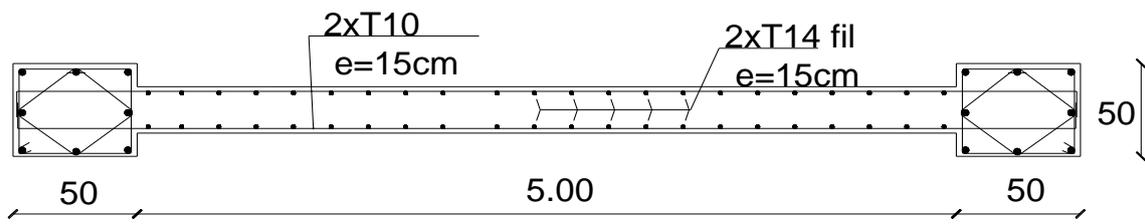
Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✓ $40\Phi = 48 \text{cm}$ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\Phi = 24 \text{cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.3.3 -Schéma de ferrillage des voiles :

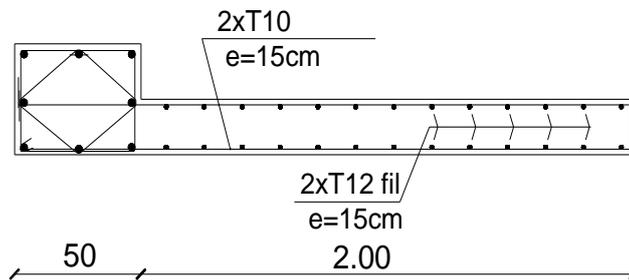


Type1



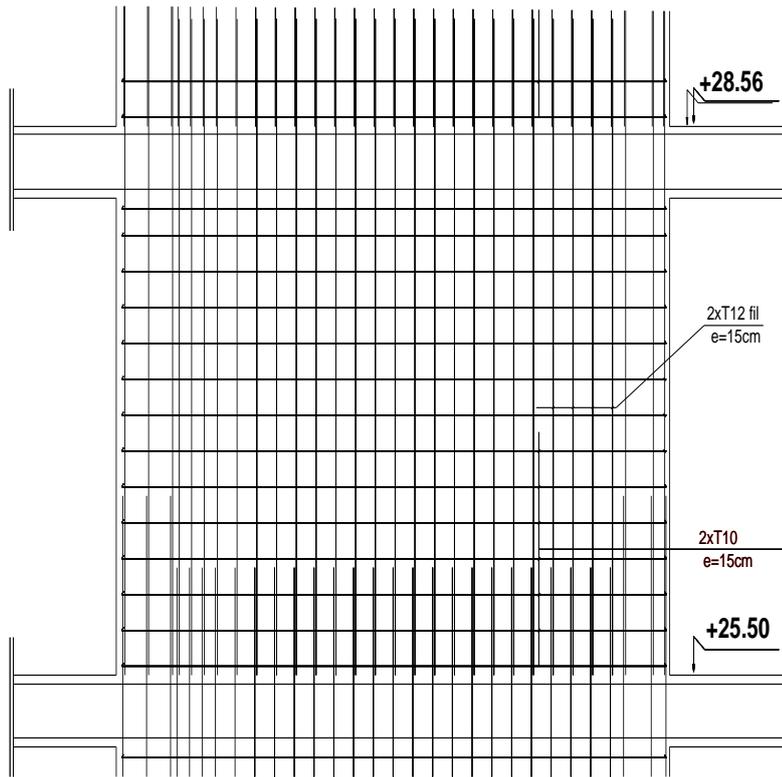
Type2

Fig.IV.12 Schéma de ferrailage des voiles



Type3

Coupe horizontale



Type 1

Coupe verticale

Fig.IV.13 Schéma de ferrailage des voiles

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

V.1. Introduction :

La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations profondes (pieux et barrettes) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent. Entre les deux extrêmes, fondations superficielles et fondations profondes, on trouve les fondations semi-profondes dont la base se trouve au-dessus de la profondeur critique, mais pour lesquelles le frottement latéral ne peut être négligé : il s'agit des puits et pieux courts ou des barrettes de faible profondeur et de la plupart des caissons. il faudra adapter, suivant les cas, les méthodes retenues pour les fondations superficielles ou pour les fondations profondes.

V.2. Types de fondations superficielles courants:

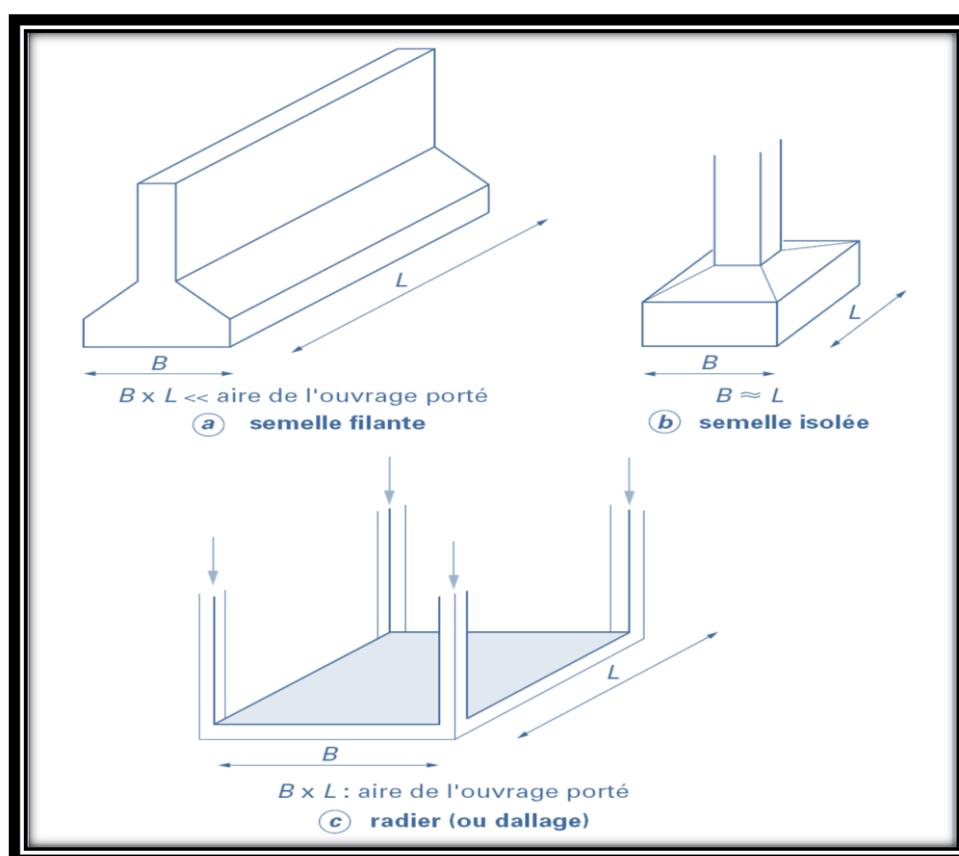


Fig-V. 1 Les types des fondations

On distingue (figure V.1) :

- les **semelles filantes**, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées) ;
- les **semelles isolées**, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B) ;
- les **radiers** ou **dallages**, de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

V.3-Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La facilité de réalisation.

Conception des fondations pour notre structure :

a/ calcul des semelles :

Si on néglige les semelles filantes sous les voiles ; nous avons calculé la surface totale des semelles isolées sous le poteau le plus sollicité

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du Bâtiment ($S_s / S_b < 50\%$)

Avec : N_{max} est l'effort maximal a la base du poteau sous-sol le plus sollicité.

M_{max} est le moment correspond.

$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte admissible du sol. (3bar)

$N_{max} = 2250.74\text{KN}$ (a partir de logiciel ROBOT2009).

$M_{max} = 11.39\text{KN.m}$ (a partir de logiciel ROBOT2009).

on a : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$ (a=b=50cm) $\Rightarrow A=B$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{11.39}{2250.74} = 0.005$$

$$e < \frac{B}{6} = 0.08 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_s = 3\text{bar} \quad (\text{Jean-Pierre Mougine / p249})$$

On a: $A=B$

$$\sigma = \frac{2250.74}{B^2} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_s = 300\text{KN/m}^2$$

$$\text{Equation du 3}^{\text{eme}} \text{ degré} \Rightarrow B=2.78\text{ m} \Rightarrow B^2=7.73\text{m}^2.$$

Nous avons 54 poteaux dans notre structure donc la surface totale des fondations est :

$$S_{tot} = 42 \times 7.67 = 324.66\text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 28.1 \times 21.6 = 606.96\text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 324.6 / 606.96 = \mathbf{53.48\%}$$
 de la surface totale du bâtiment.

$S_s > 0,5 S_b$ condition non vérifiée

Donc le choix de **radier générale** s'impose.

Ceci qui nous amène à envisager un radier général comme fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la force de pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.

- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilite de l'exécution.

V.4. Etude du radier :

Si la capacité du sol est faible, les semelles deviennent très larges et tendent à occuper tout l'entre axe des poteaux. On peut opter alors pour un radier général, qui est une fondation superficielle occupant la totalité de la surface de la construction.

Le radier permet d'avoir une surface maximale de répartition des charges pour un espace donné. Ce qui entraîne une pression de contact minimale et dans la plupart de cas un coefficient de sécurité maximal à la rupture.

A cause de la hauteur du minaret et de son poids on prévoit un radier qui englobe le minaret ainsi que tous les poteaux qui entourent le minaret ceci procurera une stabilité accrue à l'ouvrage

4.1 Dimensions du radier :

- **Épaisseur du radier :**

La hauteur de radier sera déterminée par conditions suivantes :

- **Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles.

L_e : longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier

Avec
$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{D'ou : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 5.60m \quad E = 3.21 \times 10^6 t/m^2 \quad K = 4000t/m^3$$

$$h \geq 84.58$$

- **Condition forfaitaire :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow h \geq \frac{560}{10} = 56\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

On prend : $h = 0.85\text{m} = 85\text{cm}$

- **Calcul de la surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{\sum N_U}{S_{\min}} \leq \sigma_{sol}$$

D'où :
$$S_{\min} \geq \frac{\sum N_U}{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = 3\text{bar} = 30\text{t} / \text{m}^2 \quad \sum N_U = 10311.87\text{ t}$$

Donc : $S_{\min} = 343.73\text{m}^2$

L'emprise totale du radier est de : $(28.1 \times 21.6) = 606.96\text{ m}^2 > 295.21\text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, né au moins, nous avons prévu un débordement (D).

- **Calcul du D (débordement) :**

$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30\text{cm})$, $D \geq \text{Max} (42.5\text{cm} ; 30\text{cm})$ Soit : $D = 50\text{ cm}$

D'où : $S_r = S + D \times 2 \times (X+Y) = 656.66\text{ m}^2$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

X : Longueur de bâtiment.

Y : Largeur de bâtiment. Alors la surface de radier est $S_r = 656.66\text{m}^2$

- Vérification de non poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique

à 45° . La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times \frac{h_R \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 317.46\text{ t} = 3.17\text{MN}$$

μ_c : Périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

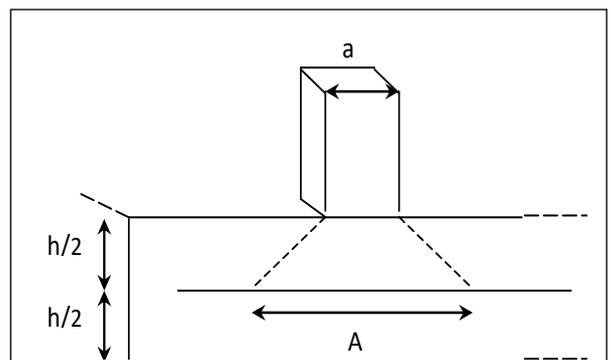


Fig-V.2 Vérification au poinçonnement

$$\mu_c = 2(A + B) = 2[(a + h_R) + (b + h_R)] = 4(0.50 + 0.85) = 5.4 \text{ m}$$

$$N_u = 3.44 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement.

- Condition de résistance au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MPA}$$

Nous vérifions l'effort tranchant sous l'effet de l'effort normal ramené par voile le plus sollicité (V) qui devient un appui au radier renversé.

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

$$b = 1 \text{ m} \quad , \quad d = 0.9h_r = 0.76 \text{ m.}$$

$$V_u = \frac{Q_u \times L_{\max}}{2} \quad Q = \frac{N_u}{S_R} = 0.134 \text{ MPA}$$

$$N_u = 10311.87 \text{ t} = 1031.18 \text{ MN} \quad S_R = 656.66 \text{ m}^2$$

$$Q = 0.157 \text{ MPA} \Rightarrow V_u = 0.439 \text{ MN/m}$$

$$\tau_u = 0.578 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa}$$

-Vérification au non soulèvement (effet de sous pression) :

La condition à vérifier est :

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \quad \text{Avec :}$$

$$W = W_{bat} + W_{rad} = 6597.481 \text{ t}$$

$$F_s = 1.5 \text{ Coefficient de sécurité}$$

$$\delta = 1 \text{ t} / \text{m}^3 : \text{ Poids volumique de l'eau}$$

$$Z = 3.91 \text{ m} : \text{ Hauteur d'ancrage du radier}$$

$$S_R = 656.66 \text{ m}^2 : \text{ Surface de radier}$$

$$F_s \times \delta \times Z \times S = 4142.80 \text{ t}$$

$$W \geq F_s \times \delta \times Z \times S \quad \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

a- Etat limite de service (ELS) : $\overline{\sigma_s} = 30t / m^2$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser} + P_{rad}}{S_{rad}} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{7516.89 + 6597.48}{656.66} = 21.49t / m^2 < 30t / m^2 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b- Etat limite ultime (ELU) : $\overline{\sigma_s} = 1.5 \times 30 = 45t / m^2$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ult} + P_{rad}}{S_{rad}} < \overline{\sigma_s}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{10311.87 + 6597.48}{656.66} = 25.75t / m^2 < 45t / m^2 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Vérification des contraintes sous le radier :

Sous les combinaisons (G+Q ± E), on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_X}{I_X} \cdot V_Y + \frac{M_Y}{I_Y} \cdot V_X$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_X}{I_X} \cdot V_Y - \frac{M_Y}{I_Y} \cdot V_X$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M_X : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

M_Y : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

S : section du radier $S_{rad} = 656.66m^2$

V_x, V_y : L'axe neutre de radier ,

I_X, I_Y : inertie du radier dans le sens X et Y respectivement

$$I_X = I_Y = \frac{21.6 \times 28.1^3}{12} = 39938.47 m^4$$

$$V_x = V_y = 0.425 m$$

$$M_x = 103.36t/m^2$$

$$M_y = 1049.56 t/m^2$$

$$N_{(GQE)} = 11044.54 t$$

$$\sigma_1 = 16.82t / m^2$$

$$\sigma_2 = 16.81t/m^2 \quad \text{et}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 16.81t/m^2 < 30 t/m^2 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

4.2- Ferrailage du radier :

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés par la contrainte moyenne et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés

➤ **Méthode de calcul :**

Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programmé dans le logiciel de calcul "SAP 2000" (voir le fichier « radier » enregistrer dans le CD ci-joint).

Sens	M _s (kn.m)	M _i (kn.m)	A _s calculé (cm ²)/ml	A _i calculé (cm ²)/ml	A _s adopté (cm ²)/ml	A _i adopté (cm ²)/ml
X-X	562.30	810.63	20.38	30.47	9HA20	9HA25
Y-Y	482.87	752.31	18.17	28.87	9HA20	9HA25

Tab V.1 Ferrailage de radier

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{s\min} = 9.17cm^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- Contrainte de compression de béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{Sr}}{I} y_1$

	M _{ser} (kn.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Vérification
Sens X-X	560.39	9.64	15	OK
Sens Y-Y	551.15	8.93		OK

Tab V.2 Vérification à l'ELS

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4MPa) = 2.5 \quad ; \quad \text{et} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

	Vu (kn)	τ_u (MPa)	(MPa) $\bar{\tau}_u$	Vérification
Sens X-X	1330.21	1.56	3.33	OK
Sens Y-Y	1583.18	2.14		

Tab V. 3 Vérification au cisaillement

➤ **La Vérification du tassement :**

Le calcul du tassement du sol dans le radier est pratiquement plus importants critères de choix de fondations.

Le tassement admissible est de (05 cm)

Éléments	U1 (m)	U2 (m)	U3 (m)	R1 (rad)	R2 (rad)	R3 (rad)
54	0	0	0	-0.000011	0.000091	0
55	0	0	0	-0.000035	0.000111	0
56	0	0	0	-7.659E-07	0.000129	0
57	0	0	0	0.000035	0.000099	0
58	0	0	0	0.000021	0.000021	0
59	0	0	0	-0.000103	0.000007821	0
60	0	0	0	0.000018	-0.000011	0
61	0	0	0	-0.00000454	-0.000024	0
62	0	0	0	-0.000013	-0.00004079	0
63	0	0	0	0.000103	0.000044	0
64	0	0	0	-0.000127	-0.000047	0
65	0	0	0	0.00003	-0.00004	0
66	0	0	0	-1.066E-07	-0.000028	0
67	0	0	0	-0.000032	-0.000039	0
68	0	0	0	0.000125	-0.000049	0

Tab.V.4 Vérification des tassements

➤ **Schéma de ferrailage du radier :**

Sens x-x

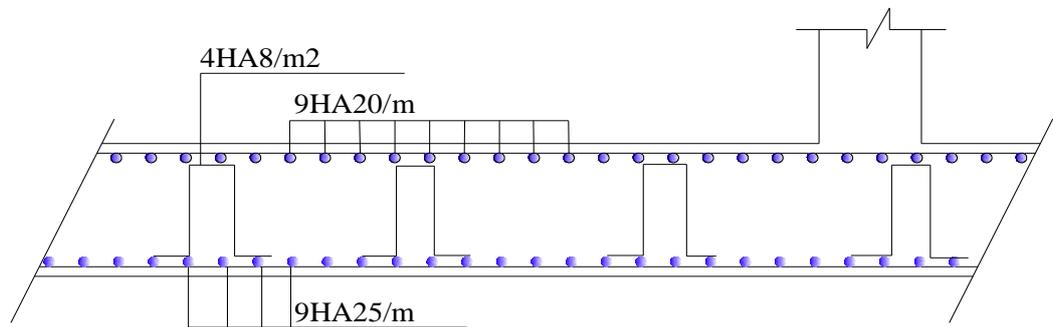


Fig-V.5 : Schéma de ferrailage de radier sens (x-x)

Sens y-y

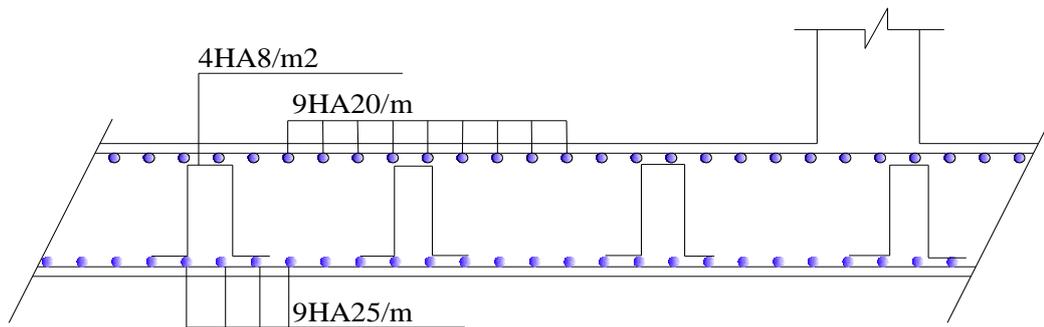


Fig-V.6 : Schéma de ferrailage de radier sens (y-y)

V.5. Etude du Voile périphérique :

V.5.1 Introduction :

Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur $e \geq 15$ cm ;
- les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical)

Le voile du S/S sera calculé comme un mur de soutènement soumis à une pression latérale due à la poussée des terres

V.5.2 Dimensionnement par la R.P.A 99 V 2003 « Art: 10.1.2 » :

Les voiles doivent avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ Epaisseur ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont de deux nappes

Donc on adaptera une épaisseur de 20 cm.

$$\alpha = 10 \text{ kn/m}^2 \text{ m}$$


V.5.3 Calcul la Contrainte de poussée :

$$K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,33$$

$$\sigma = \gamma \cdot h \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \text{ Avec}$$

$\gamma = 16.8 \text{ kN/m}^3$ poids volumique des terre.

$h = 2.86 \text{ m}$ hauteurs des voile.

$\Phi = 30^\circ$ angle de frottement.

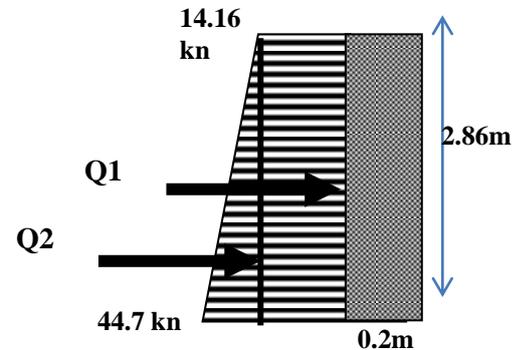


Fig-V.7 Diagramme des contraintes

(Terres) $Q_1 = 1.5 (q h K_a) = 1.5 (10 \times 2.86 \times 0.33) = 14.16 \text{ kn}$

(Surcharge) $Q_2 = 1.35 (1/2 \times \gamma \times h^2 \times K_a) = 1.35 (0.5 \times 16.8 \times 2.86^2 \times 0.33) = 30.60 \text{ kn}$

(Fissuration préjudiciable \Rightarrow ELS)

$$M_s = M_{\text{ter}} + M_{\text{sur}} = Q_1 d_1 + Q_2 d_2$$

Avec $d_1 = h/3$, $d_2 = h/2$

$$M_s = 20.24 + 29.07 = 49.34 \text{ KN.m}$$

Q	Valeur Kn	Bras	moment en Kn m
Q1	14.16	1.43	20.24
Q2	30.60	0.95	29.07
			$\Sigma = 49.34$

Tab.V.6 Moment de calcul

V.5.4 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de 10 KN/m répartie sur le sol avoisinant.

Le calcul de ferrailage se fait à la flexion composée.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux ;

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)

❖ Ferrailage vertical :

$$\mu = \frac{M_s}{\sigma_s b d^2} \Rightarrow \mu = 0,366 \Rightarrow \beta = 0.4823$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s d \beta} = 4.45 \text{ cm}^2$$

N°	M (kn.m)	Au (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop}
01	49.34	4.45	8.5	2x5HA12

Tab.V.7 ferrailage du voile périphérique

❖ **Ferrailage horizontal :**

D'après RPA 99 « version 2003 » le pourcentage minimum d'armatures horizontales est : 0.10%.

Pour une bande de 1m linéaire on a : $A_t = 0.0010.b.h = 0.0010 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$;

On prend : 2x6HA10 (deux nappes), L'espacement est égale à : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Distributions constructives :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieure à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S = \min \begin{cases} 1.5a = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

Selon RPA 99 « Version 2003 » (Art 7.7.2 P57), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

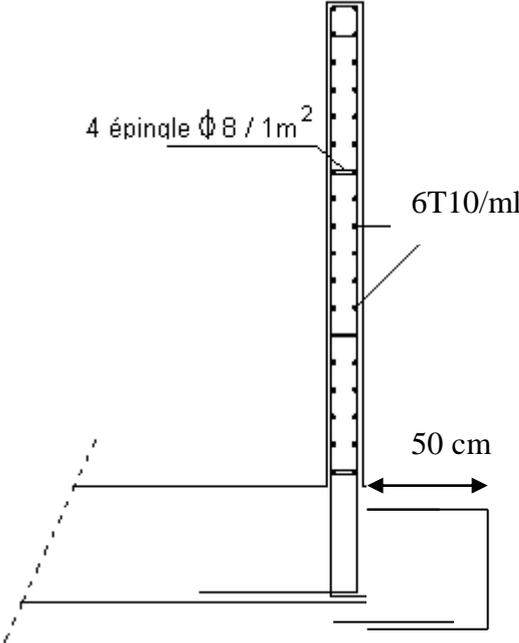
$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec τ_b est la contrainte de cisaillement dans le béton

$$\text{Où : } \tau_b = \frac{\bar{V}}{b.d} \text{ avec } \bar{V} = 1.4 V_{u\text{calcul}} ;$$

$$V_{u\text{calcul}} = 133.02 \text{ KN} \Rightarrow \tau_b = 3.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié};$$

V.5.5- Schéma de ferrailage du voile périphérique:



Coupe vertical

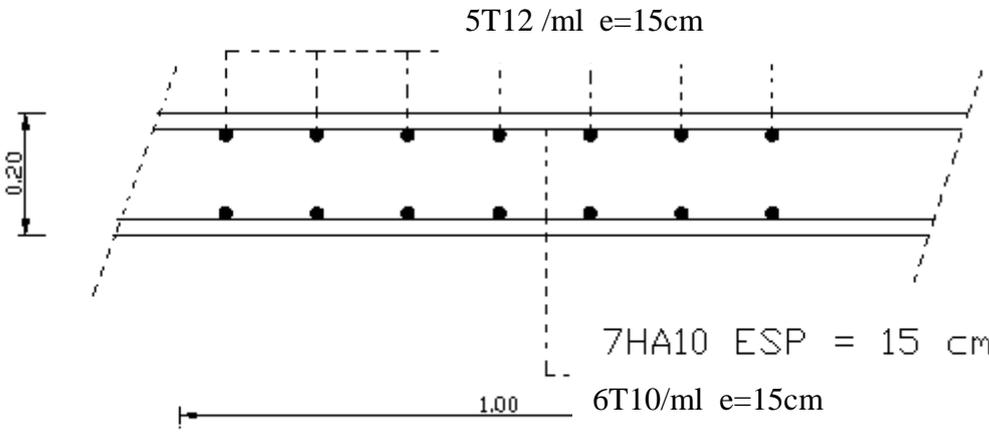


Fig-V.8 Schéma de ferrailage

conclusion

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.