

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut de Technologie

Département de Génie Civil



Projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de **Master** en :

Domaine : **SCIENCE ET TECHNOLOGIE**

Filière : **Travaux Publics**

Spécialité : **voies et ouvrage d'art**

Thème

Etude d'un *bâtiment a usage d'habitation (R+5)*

Réalisé par : TAHRAOUI RAJAA

Devant le Jury composé de

Mr . Guellil

Président

Mr. SAID

Examineur

Mm .ABDELBARI

Encadreur

REMERCIEMENT

*Je remercie **Allah** d'avoir donné la force de terminer mon travail.*

*Je remercie mon encadreur Mm. ABDELBARI SALMA. Pour
accepté mon thème*

*Je remercie aussi la directrice du bureau d'étude de madame
BENSAIDA FATIMA, Sis a Ain-Temouchent, qui ma facilité les taches et
aidé dans l'élaboration de mon thème*

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ❖ *Mes chers parents TAHROUI MOHEMED et GUEDOUDOU YAMINA*
- ❖ *Mes sœurs SAFAA et ASMAA*
- ❖ *A mon frère OUSSAMA*
- ❖ *Toute la famille TAHRAOUI*
- ❖ *Mes amies.*
- ❖ *Toute la promotion de Master2 génie civil.*
- ❖ *Tous les professeurs qui m'ont encouragé*

Résumé

Ce projet présent est une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (05) étages, implanté à AIN TEMOUCHENT. Cette région est classée en zone sismique « IIa » selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose de trois parties :

La première partie : C'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments de la structure, ensuite la descente des charges de la structure et enfin le pré dimensionnement des éléments.

La deuxième partie : A pour objectif d'étude des éléments secondaires (Les planchers, acrotère, balcon, ascenseur,).

La troisième partie : A pour but de calculer le ferrailage des différents éléments de la structure en ce basant sur les recommandations du CBA 93 ; BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99 version 2003.

ملخص :

هذا المشروع هو دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق تحت ارضي و (5)طوابق زائدة .
و يقع في عين تموشنت، و تصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية وفقا
نسخة 2003
وتتكون هذه الدراسة من ثلاثة اجزاء:

الجزء الاول :هو وصف عام للمشروع مع عرض الظهور المعماري و الهيكلية و
نزول الاحمال . وإعطاء الابعاد الاولية للعناصر
الجزء الثاني : تهدف الدراسة الى العناصر الثانوية
الجزء الثالث : يهدف الى حساب تعزيز مختلف عناصر الهيكل لى تعليمات

كل من **RPA99 ;CBA 93 ;RPA99** معدل 2003

Introduction générale :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction civiles.

Les ingénieurs civils ou ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

*Très variées, leurs répartissent dans cinq grands domaines d'intervention :
structures, géotechnique et hydraulique, transport, et environnement.*

Le génie civil est une expression désignant les domaines de la construction en général :

- Les aspects liés à la stabilité des constructions : l'ouvrage sur le sol où il est implanté doit résister durant sa construction et tout au long de sa vie aux diverses sollicitations (le poids propre de l'ouvrage, les charges d'exploitations, les charges climatiques, les séismes, etc.) ;
- Le confort des usagers le cas échéant : thermique, visuel en adaptant l'éclairage à l'usage, acoustique (isolation des bruits extérieure et correction acoustique de l'ambiance intérieur), renouvellement de l'air (l'utilisateur doit avoir suffisamment de dioxygène pour vivre même si le *bâtiment est très étanche pour éviter les déperditions thermiques*).

SOMMAIRE

Remerciment	2
Dédicaces	3
Résumé	4
ملخص:	5
Introduction générale :	6
Les figures	9
Les tableaux	10
1..... Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	12
1.1 INTRODUCTION :	12
1.2 Situation et implantation de l'ouvrage	13
1.3 Caractéristiques géométriques:	15
1.4 Les caractéristiques des matériaux :	18
1.4.1 Introduction :	18
1.4.2 Composition du béton :	18
1.5 Autres caractéristiques :	23
1-6. Les aciers :	24
1-6-1 Différent types d'aciers :	24
1.6 Diagramme déformation – contrainte (B.A.E.L91 modifié99.p78)	26
1.7 Les actions :	27
1.8 Règle des trois pivots : (BAEL91révisé99) :	28
2. Pré dimensionnement des éléments	30
2.1 INTRODUCTION :	30
2.2 PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHERS :	30
2.3 Pré dimensionnement des poutres:	32
2.4 Pré dimensionnement des poteaux :	35
2.6 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :	39
3 .Evaluation et descente des charges.....	43
3.1 INTRODUCTION :	43
3.2 Les planchers :	43

3.3Balcons :	46
3.4-L'acrotère	46
3.5Cloison extérieure	47
3.6Cloison intérieur.....	48
4Calcul des éléments secondaires Acrotère ; escalier	50
4.1étude de l'acrotère :	50
4.1.1Introduction :	50
4.1.2Dimension de l'acrotère :	50
• FERRAILLAGE :	54
4.1.3Croquis de ferrailage :.....	60
4.2LES ESCALIERS	61
4.2.1 Définition générale :	61
4.2.2 Composition d'un escalier :.....	61
4.2.3Dimensions des escaliers:.....	61
4.2.4 Evaluation des charges :.....	64
4.2.5Ferrailage:	67
4.2.6Ferrailage d'un escalier :.....	72
4.3Etude de la poutre palière :	73
Conclusion	79
Bibliographie	80

Les figures

Figure 1: Vue façade principale du bâtiment	13
Figure 2: Plan de situation	14
Figure 3: Vue élévation du bâtiment	16
Figure 4: Plan (outocad)	17
Figure 5: Evaluation de la résistance fei en fonction de l'âge du bâtiment	20
Figure 6: Diagramme des contraintes-déformation pour le béton	21
Figure 7: Diagrammes des contraint du béton à l'ELS	23
Figure 8: Diagramme déformation-contrainte	26
Figure 9: Diagramme déformation limites de la section	28
Figure 10: schéma d'une dalle à corps ceux	31
Figure 11: Coupe d'élévation du voile	40
Figure 12: coupe de voile en plan pour différents cas	41
Figure 13: plancher terrasse inaccessible	44
Figure 14: plancher étage courant	45
Figure 15: coupe transversale de mure extérieure	47
Figure 16: ferrailage d'acrotère	60
Figure 17: Schéma d'un escalier	61
Figure 18: Escalier -vue en plan-	66
Figure 19: ferrailage d'un escalier	72
Figure 20: ferrailage de poutre palière	78

Les tableaux

Tableau 1:caractéristiques géométrique	15
Tableau 3:Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse	44
Tableau 4:Evaluation des charges permanentes du plancher.....	45
5:Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon	46
Tableau 6:Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	47
Tableau 7:charge permanente et charge d'exploitation cloison intérieur	48
Tableau 8:Evaluation des charges du plier.....	64
Tableau 9:Evaluation des charges de paillese.....	65

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

1. Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

1.1 INTRODUCTION :

Ce travail consiste à l'étude d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation,

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtiment

Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la [BAEL] et le [RPA]



Figure 1: Vue façade principale du bâtiment

1.2 Situation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage sera implanté dans la wilaya d'Ain-Temouchent « Boulevard Mohamed Khemessti EL Malah » qui est classée selon le règlement parasismique Algérien RPA comme étant une zone sismicité moyenne (II)

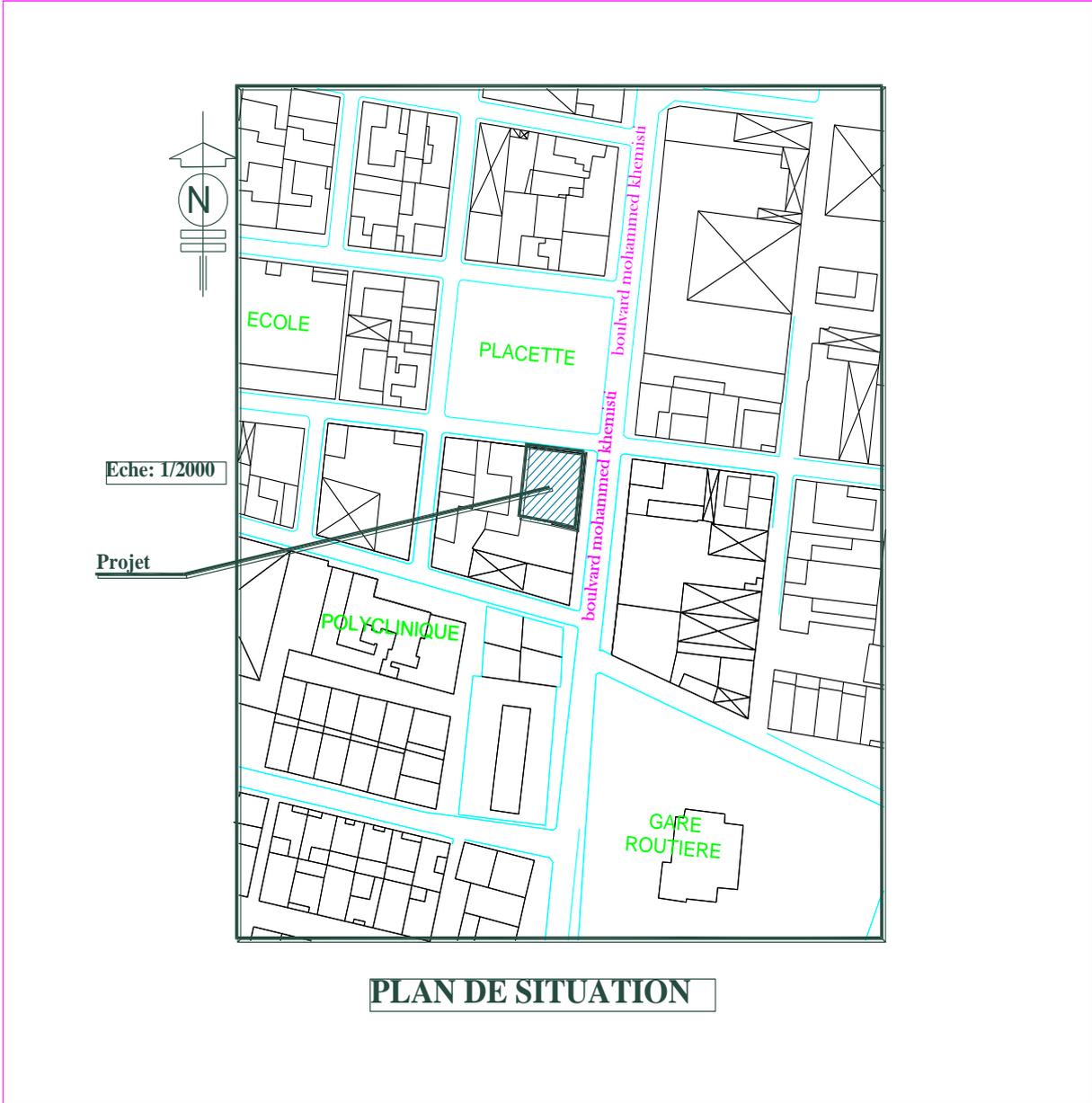


Figure 2:Plan de situation

1.3 Caractéristiques géométriques:

Longueur totale du bâtiment	20.31m
Largeur totale du bâtiment	30.26m
Hauteur totale du bâtiment	30.05m
Hauteur du sous sols	3.40m
Hauteur du RDC	3.74m
Hauteur des étages courants	3.06m

Tableau 1:caractéristiques géométrique

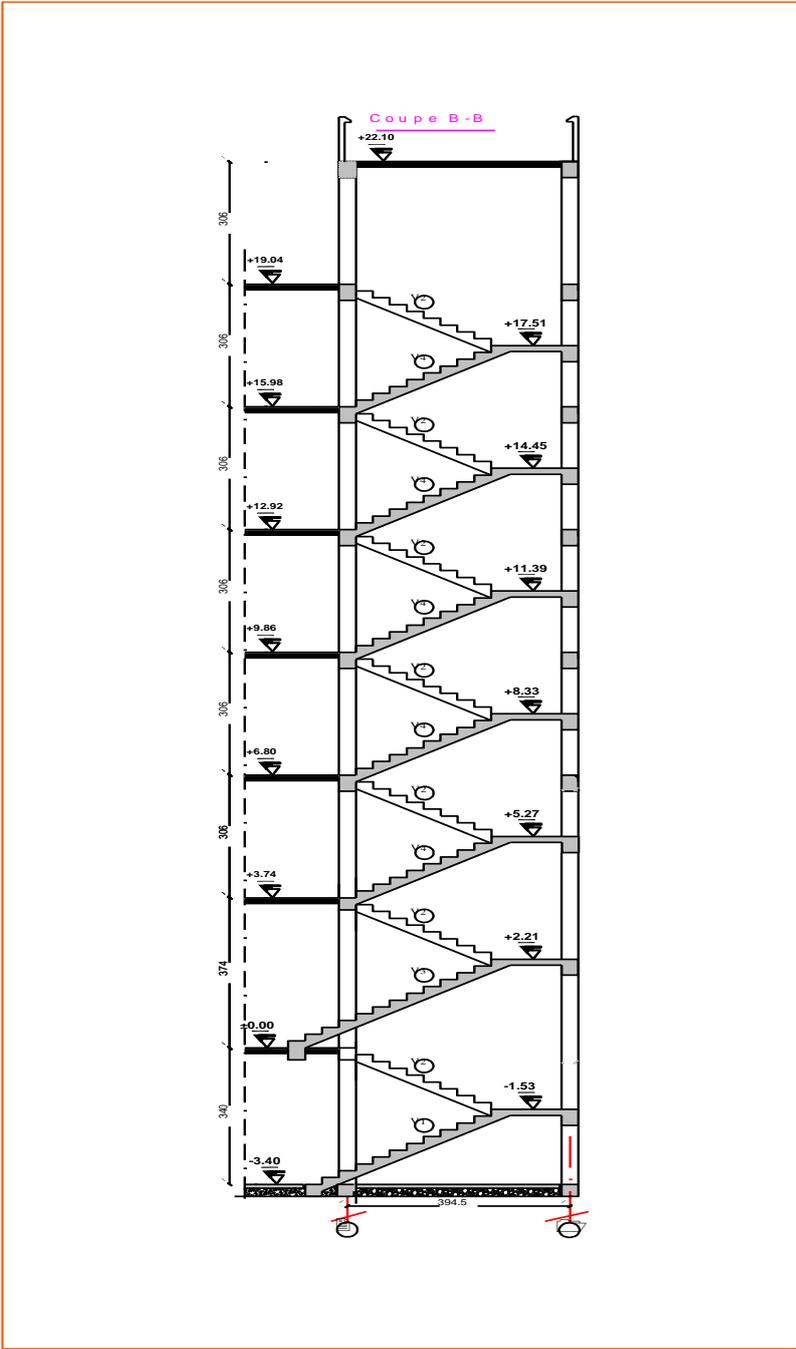


Figure 3: Vue élévation du bâtiment

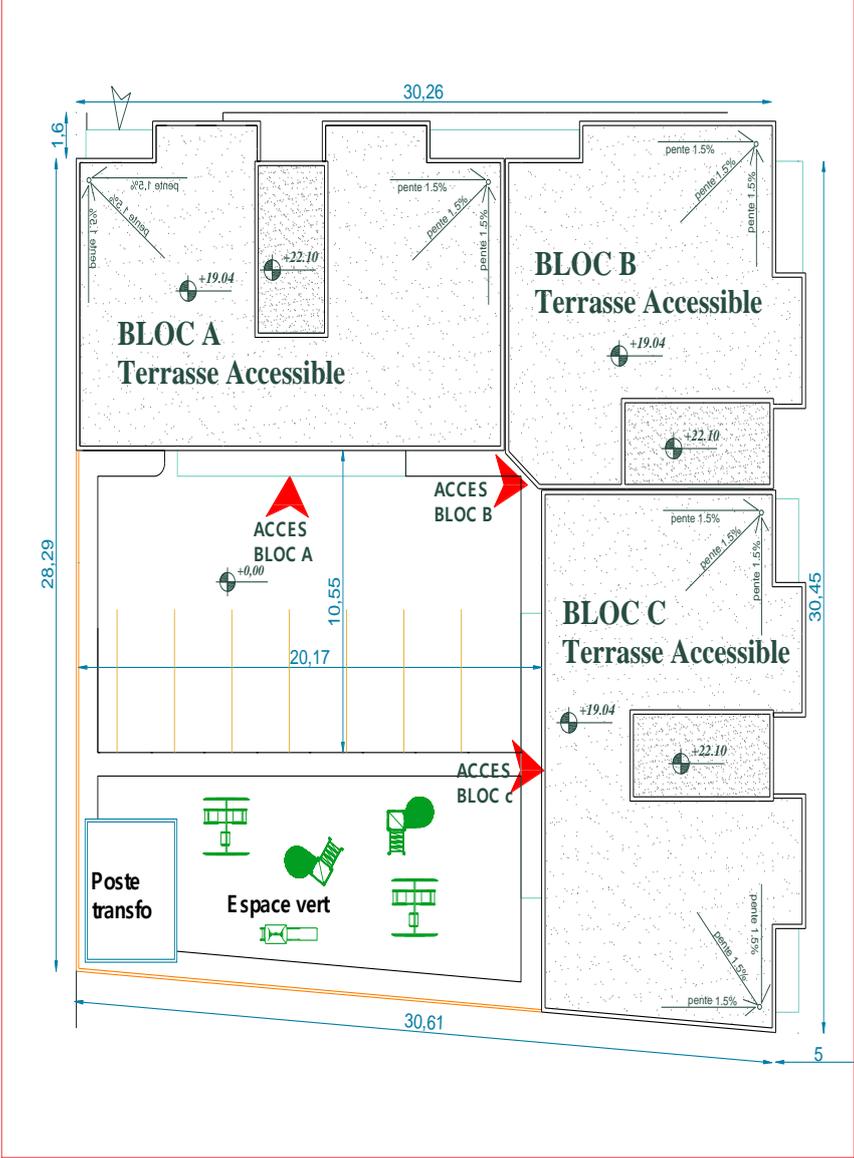


Figure 4: Plan (outocad)

1.4 Les caractéristiques des matériaux :

1.4.1 Introduction :

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minéral.

Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc...), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est -à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physique et chimique du mélange.

Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier, ou coulée sur chantier.

*Le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Le béton est conforme aux règles **BAEL91** et **RPA99** modifié en **2003**.*

1.4.2 Composition du béton :

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminée par son utilisation .en effet, ses propriétés physique et mécanique dépendent de sa composition de facteurs extérieurs, tels que la température.

a. Ciment :

Le ciment est une poudre fin de couleur grise ou blanche qui durcit en présence d'eau.

C'est l'un des éléments de composition du béton.

Il assure un rôle primordial, puisqu'il constitue le liant principal du béton i.e. il assure la cohésion des composants.

b. Granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

- Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.*
- Les granulats naturels provenant de concassage des roches.*

b. Adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

d.eau

C'est un fluide qui hydrate le ciment.

- *Le dosage des constituants d'un béton courant est :*

350kg/m³ —————> ciment (C.P.A325).

174kg/m³ —————> sable ($\varphi < 5\text{mm}$).

366kg/m³ —————> gravier ($\varphi < 25\text{mm}$)

140kg/m³ —————> eau de gâchage

1.4.2.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

A- Masse volumique :

-La masse volumique béton à granulats courants (normal) —> 2200 ÷ 2400Kg/m³

-La masse volumique béton à granulats légers —————> 700 ÷ 1500Kg/m³

-La masse volumique béton à granulats légers —————> 3500 ÷ 4000kg/m³

-La masse volumique du béton armé —————> 1500kg/m³

B- Déformations du béton indépendantes des charges appliquées :

B-1-Déformation thermique : *le coefficient de dilatation du béton varie de $7 \cdot 10^{-6}$ à $12 \cdot 10^{-6}$ le coefficient de dilatation de l'acier est de $11 \cdot 10^{-6}$, d'ou le béton armé $10 \cdot 10^{-6}$*

B-2- Le retrait hygrométrique : *le béton après sa confection (fabrication) contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle le **retrait**.*

B-3- Facteur et influence du retrait : *le retrait augmente avec :*

- la proportion d'éléments fins : le retrait augmente si l'élément est fin.

*- la quantité du ciment : le retrait augmente si la quantité du ciment augmente. -
addition des adjuvants : plus d'eau qui réagit.*

- la sécheresse de l'air : plus le climat est sec plus il y'a du retrait.

Pour les constructions courantes, les effets du au variation de température et au retrait seront négligés, si on prévoit des joints de dilatation tout les 20 à 30 mètre.

1.4.2.2 Résistance mécanique du béton :

a) Résistance à la compression :

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par un essai aux éprouvettes cylindrique ($\Phi 16\text{cm}$, $h = 32\text{cm}$)

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

La résistance à la compression varie avec le temps suivant la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 40 \text{MPa} \quad (j \leq 28 \text{jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95j} \quad \text{Pour } f_{cj} \geq 40 \text{MPa} \quad (j \geq 28 \text{jours}) \quad \text{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

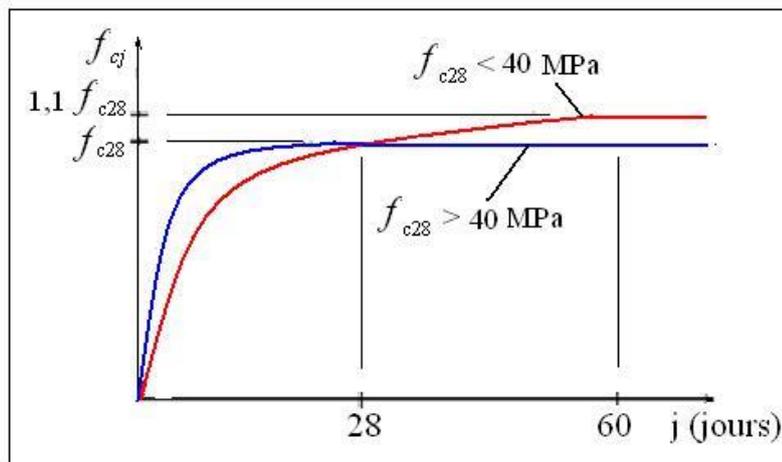


Figure 5: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du bâtiment

b) Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2)}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$

1.4.2.3 Valeurs de calcul à la compression :

-Contrainte limite à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

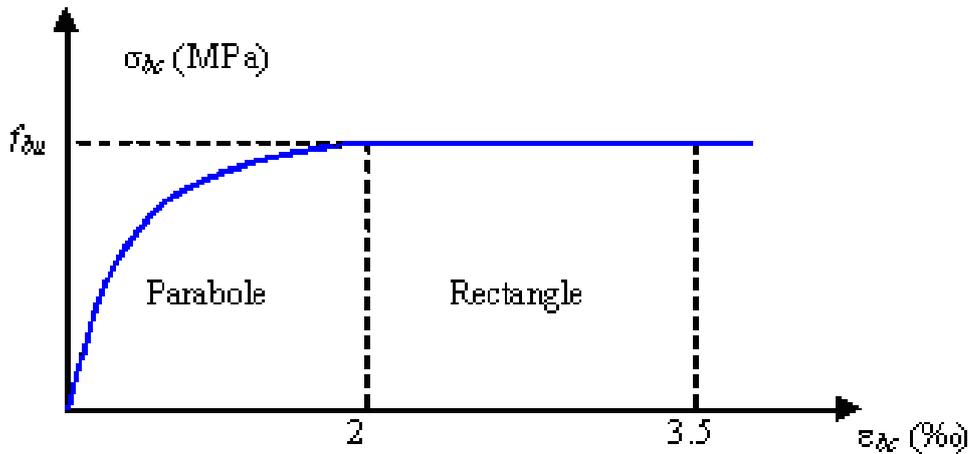


Figure 6: Diagramme des contraintes-déformation pour le béton

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t > 24 \text{ heures} \\ 0,95 & \dots\dots\dots 1 \text{ heures} < t < 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \dots\dots\dots t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

- t : la durée d'application des charges

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPA} \quad \text{Pour :} \quad \gamma_b = 1,50$$

$$f_{bu} = 18,48 \quad \text{Pour :} \quad \gamma_b = 1,15$$

1.4.2.4 Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91 modifié 99.p80) :

C'est un diagramme contraint déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U

(en compression 2 ‰ et 3.5‰)

-2 ‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

-3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \xi_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \quad f_{bc} = 0,25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \xi_{bc} (4 \times 10^3 \times \xi_{bc})$$

$$2 \leq \xi_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \quad f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

1.4.2.5 Module de déformation longitudinale du béton :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{tj} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

Pour les vérifications courantes :

$$j \geq 28 \text{ jours on a :} \quad E_{tj} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}}$$

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPA}$$

$$E_{V28} = 10818,86 \text{ MPA}$$

On a :

$$\bar{\tau}u = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MAP}) ; \text{ si la fissuration non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}u = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MAP}) ; \text{ si la fissuration préjudiciable.}$$

▪ **Contrainte limite à l'ELS :**

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

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

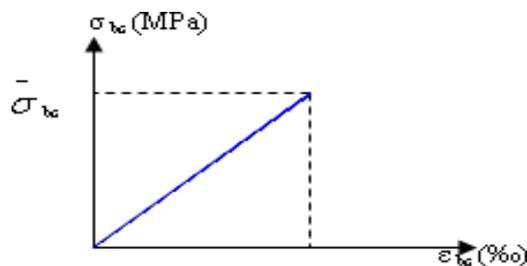


Figure 7: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS

1.5 Autres caractéristiques :

-Module de déformation longitudinale du béton à court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000 f_{c28}^{1/3}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad E_{ij} = 3214.2 \text{ MPA}$$

À long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation

finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage). Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 1/3 E_{ij}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad E_{vj} = 1071.4 \text{ MPA}$$

- **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ → Pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ → Pour le calcul des déformations à l'ELS.

-Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2(\nu+1)} \quad \nu = 0 \longrightarrow G = 0.5E_{ij}$$
$$\nu = 0.2 \longrightarrow G = 0.42E_{ij}$$

1-6. Les aciers :

C'est l'alliage fer et carbone. On distingue des aciers doux, des aciers mi-durs et des aciers durs.

Acier doux → % carbone 0,15 - 0,25 %

Acier mi dur et dur → % carbone 0,25 - 0,45%

1-6-1 Différent types d'aciers :

- Acier rond lisse.

- Acier haute adhérence.

- Treillis soudés.

a) Acier rond lisse :

L'acier se forme de barre, en principe d'une longueur de 12 m et une section circulaire et ils ont une surface qui est lisse. Les diamètres généralement utilisés sont les suivants :

6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 32 ; 40mm.

Les ronds lisses sont utilisés en deux nuances (catégories). Qui sont notées par :

FeE220 ou FeE215 Fe = 215 Mpa.

FeE240 ou

FeE235 Fe = 235 Mpa.

Nuance	Fe (Mpa)	E	Fr
FeE215	215	1,075	330 - 490
FeE235	235	1,175	410 - 490

b) Acier haute adhérence : les barres à haute adhérence ont une section sensiblement circulaire qui présente des nervures d'une hauteur de 0,5 à 3 mm (la hauteur est suivant le diamètre) pour améliorer l'adhérence entre l'acier et le béton. Les diamètres ou les barres à haute adhérence utilisés sont : 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25 ; 25 ; 32 ; 40 mm. les hautes adhérences se divisent en deux nuances :

FeE400 → Fe = 400 Map.

FeE500 → Fe = 500 Map.

Nuance	Fe (Mpa)	E	Fr
FeE400	400	2	480
FeE500	500	2.5	550

c) Les treillis soudés : certain élément dans le B.A tel que les dalles, les murs voile sont armé suivant deux directions perpendiculaire. On utilise pour cela les treillis soudés qui sont constitués par des fils se croisant et qui seront soudés aux point du croisement. Les treillis soudés sont composés de fils porteurs de diamètre plus important disposés dans le sens des efforts principaux et de fils de répartition de diamètre plus faible, disposés dans le sens perpendiculaire. Les diamètres couramment utilisés sont les suivants :

3 - 3,5 - 4 - 4,5 - 5 - 6 - 7 - 8 - 9 - 10 - 12 mm.

Les espacements entre fils porteurs :

75 - 100 - 125 - 150 - 200 mm.

Les espacements entre fils de répartition :

100 - 150 - 200 - 250 - 300 mm.

Contraintes limites :

1. Contraintes limites à l'ELU :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{Aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{Aciers écrouis}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \quad .\text{en situation courante} \quad \sigma_s = 384\text{MPa} \\ \gamma_s = 1 \quad .\text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400\text{MPa} \end{array} \right.$$

2. Contrainte limite de service :

$$\sigma_s = f(\varepsilon\text{‰})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Cas des combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$$

1.6 Diagramme déformation - contrainte (B.A.E.L91 modifié 99.p78)

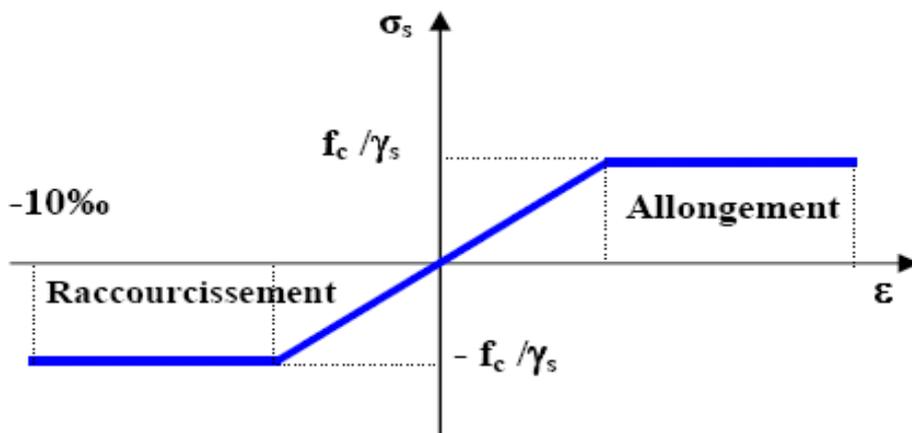


Figure 8: Diagramme déformation-contrainte

1.5.1. Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation

- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{MPa})$

- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{MPa})$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses (RL)

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA)

- Actions et sollicitations :

1.8 Règle des trois pivots : (BAEL91révisé99) :

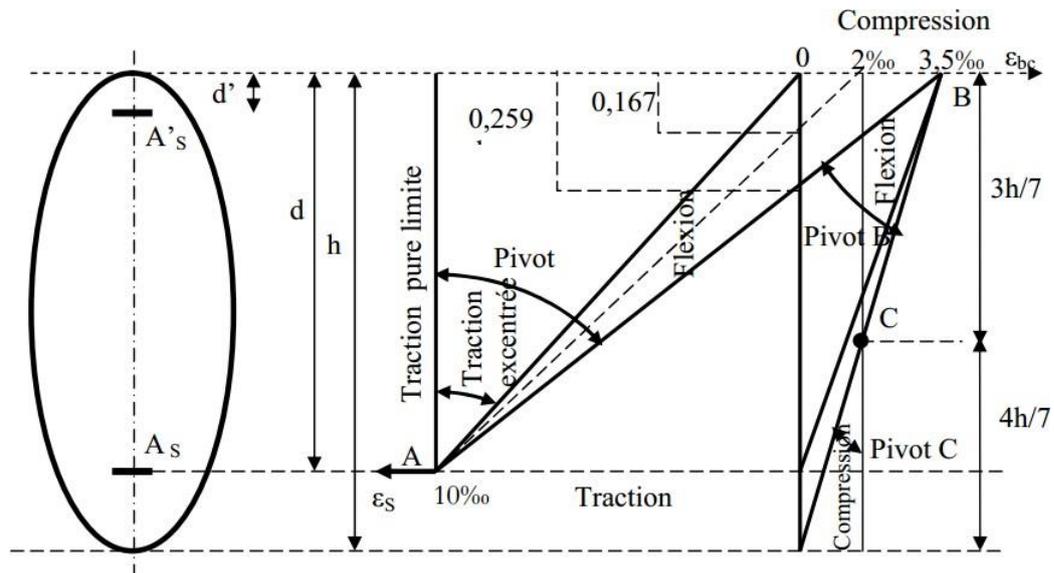


Figure 9: Diagramme déformation limites de la section

En résumé :

- ❖ **Pivot A** : Traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- ❖ **Pivot B** : Flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ❖ **Pivot C** : Compression simple ou composée.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement

Des éléments

2. Pré dimensionnement des éléments

2.1 INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement est très important, son but est de déterminer des sections préliminaires économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

2.2 PREDIMENSIONNEMENT DU PLANCHERS :

Les plancher sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport en plan.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

-la facilité de réalisation.

-les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 3,90m)

-diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

Résistance au feu :

D'après [BEAL 91]

- $E=7\text{cm}$ —————> pour une heure de coupe-feu
- $E=11\text{cm}$ —————> pour deux heures de coupe-feu
- $E=17,5$ —————> pour un coupe-feu de quatre heures

-Condition de flèche :

La hauteur de la poutrelle sera déterminée comme suit :

$$\frac{l_{\max}}{25} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{20}$$

L : la plus grande portée dans le sens des nervures entre nus. Dans notre cas : $L_{\max}=510\text{ cm}$

$$\frac{510}{25} \leq ht \leq \frac{510}{20}$$
$$20,4\text{cm} \leq ht \leq 25,5\text{cm}$$
$$ht=21\text{cm}$$

- **Condition d'isolation thermique :**

- *La Condition est vérifiée.*

Soit : $ht = 21 \text{ cm}$

Donc : 16 cm de corps creux et 5 cm de dalle de compression.

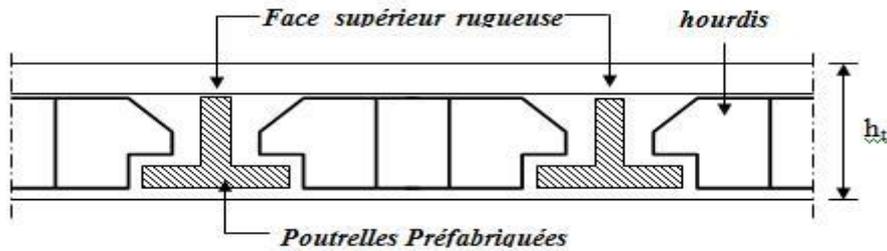


Figure 10:schéma d'une dalle à corps creux

Dimension des poutrelles :

On a : 16cm du corps creux + 5cm dalle de compression,
 $h_0 = 5 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 = \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 = \frac{l}{10} \quad 50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right.$$

L_1 : la distance entre nue des nervures = 65 cm.

l : longueur de la plus grande travée ($l=525,5 \text{ cm}$)

b_0 : Largeur de la nervure

Avec $b_0 \geq \frac{ht}{2}$ donc $b_0 \geq \frac{21}{2} \longrightarrow b_0 \geq 10,5$

Par suite $b_0=13 \text{ cm}$

Avec : $b_0 \geq \frac{ht}{2}$ donc : $b_0 \geq \frac{21}{2} \longrightarrow b_0 \geq 10,5$

$$b_1 = \min \quad b_1 = \frac{510}{10} = 52 \quad 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$30 \leq b_1 \leq 40$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour conclure : } b_1 \leq 26 \\ b_1 = 52,5 \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right\} \text{ alors : } b_1 = 26\text{cm}$$

$$\text{Alors : } b = 2b_1 + b_0 = 2(26) + 13$$

$$= 65\text{cm}$$

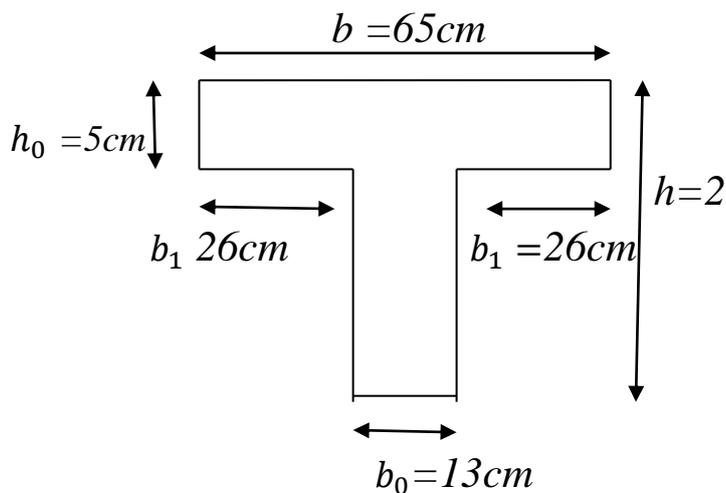


FIG: dimension de la poutrelle

2.3 Pré dimensionnement des poutres:

Une poutre est une pièce mécanique de forme ou d'enveloppe convexe parallélépipédique, conçue pour résister à la flexion.

Les poutres :

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

Selon BAEL91 :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

- Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec: L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

- Les poutres longitudinales : $L=529cm$

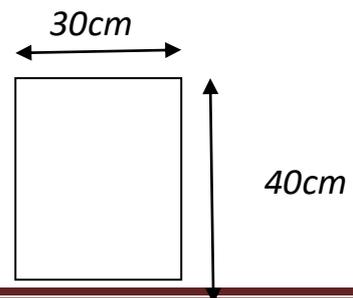
Par BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{529}{15} \leq h \leq \frac{529}{10} \implies 35,22 \leq h \leq 52,9 \quad h=40 \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 12 \leq b \leq 28 \end{cases}$$

On prendre : $h = 40 \text{ cm}$; $b=30cm$

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h=40cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{cases}$$



$$\frac{b}{h} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

Type2 :

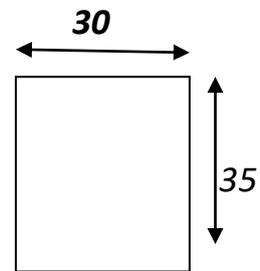
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{529}{15} \leq h \leq \frac{529}{10} \quad 35,26 \leq h \leq 52,9 \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 10,5 \leq b \leq 24,5 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35 cm**

b = 30 cm

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{b}{h} = 0,85 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$



Les poutres transversales : L = 415 cm

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \implies 27,66 \leq h \leq 41,5 \implies h = 30$$

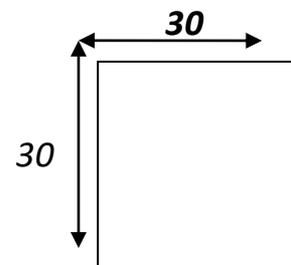
$$0,3h \leq b \leq 0,7h \implies 9 \leq b \leq 21$$

On prend : **h = 30 cm**

b = 30 cm

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{b}{h} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$



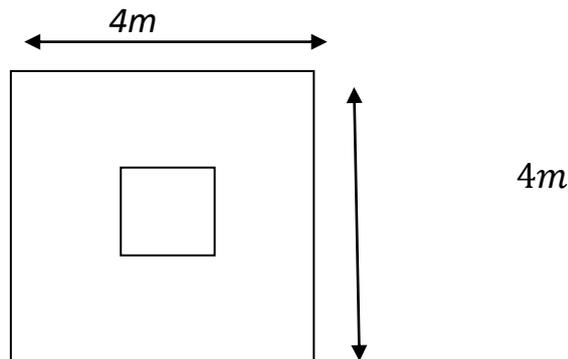
a) poteaux :

Selon les prescriptions du PRA 2003 les dimensions des poteaux doivent vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (h, b) \geq 25\text{cm} \\ \min (h, b) \geq \frac{h}{20} \quad \text{« Zone II .a »} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

2.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Le poteau le plus sollicité (poteau centrale)



c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : $S = 16\text{m}^2$.

Avec : S : surface supporté par le poteau le plus défavorable

.On suppose une charge moyenne de : $Q = 1 \text{ t /m}^2$

$$N_u = Q S n$$

– Q : Charge moyenne répartie de 1 t /m^2 .

– n : nombre d'étage (plancher).

Poteaux de sous sol (n = 7)

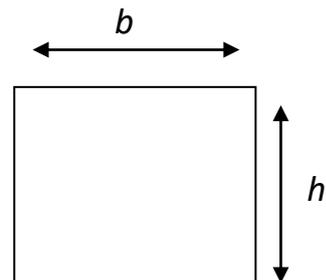
$$N_u = 1 \times 16 \times 7 = 112\text{t}$$

$$N_u = 1,12\text{MN}$$

Selon les prescriptions du PRA 2003 les dimensions des poteaux doivent vérifier

les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(h,b) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(h,b) \geq \frac{h}{20} \text{ cm} \quad \text{« Zone II .a »} \\ \text{L'élancement } \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$



condition de non flambement :

Considérons une section rectangulaire de dimensions $b \times h$ avec : b / h

L'élanement: $\lambda = L_f / i$

Avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie.

$$\left. \begin{array}{l} I = \frac{hb^2}{12} \\ B = h \times b \\ I = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{array} \right\} \rightarrow \lambda = L_f / i \quad \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b}$$

il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section »

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0,7l_0 = 214,2\text{cm}$

$b \geq \sqrt{12} \frac{214,2}{35}$

$b \geq 21,20\text{cm}$

soit : $b = 45$ « Pour les raisons d'architecture »

calcul Br :

On a : $Br = (\alpha - 0.02) (b - 0.02)$

Br : est la section réduite du béton

Calcul la section réduite du béton :

$Nu \leq \alpha Br \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{As f_e}{\gamma_s Br} \right) \right] \dots \dots \dots [BAEL 91]$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \text{ETUDE D'UN BATIMENT R+5} \end{array} \right.$

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,708$$

$$\lambda = 50 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,603$$

λ : L'élanement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (ici en prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici en prend $f_e = 400 \text{ MPa}$)

Br : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmètre tel que :

Poteaux rectangulaires $Br = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

$$\text{On a le pourcentage d'armature est de 1\%} \quad \Longrightarrow \quad \frac{A_s}{Br} = \frac{1}{100}$$

$$\text{Donc : } Nu \leq \alpha Br \left[\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100Br} \right) \right]$$

$$Br \leq \frac{Nu}{\alpha} \left[\frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100Br} \right)} \right]$$

On a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$. $f_e = 400 \text{ MPa}$. $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1,15$

$$\lambda \leq 35 \quad \longrightarrow \quad Br \geq 0,064 Nu$$

$$Br \geq 0,064 \times 1,12 = 0,07 \text{ m}^2$$

Et on a : $Br = (a-0.02)(b-0.02)$

Si on choisit un poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

$$Br = (0,45-0,02)(0,45-0,02) = 0,184 \text{ m}^2$$

$$Br = 0,184 \text{ m}^2 \geq 0,064Nu = 0,07 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Cv}$$

Vérification vis-à-vis du flambement :

D'après les règles de BAEL 91, l'élancement λ

est donné par la relation suivante: $\lambda = Lf / i$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , \quad Lf = 0,7l_0$$

$$\text{Donc : } \lambda = (0,7L_0\sqrt{12})/b$$

$$= (0,7 \times 306\sqrt{12})/45 = 16,48$$

$$\lambda = 16,48 \leq 45 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Vérification vis-à-vis de RPA 2003 :

D'après RPA 2003 nous avons pour la zone (IIa)

$$h = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$b = 45 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = 15,3 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 1 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte un poteau de $(45 \times 45) \text{ cm}^2$ au sous-sol et RDC et pour les différents étages

2.6 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié

par l'article 7.7 de [RPA 99].

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- *Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.*
- *Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.*
- *Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.*
- *Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.*

D'après le [RPA 99] article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

- *L : longueur de voile.*
- *e : épaisseur du voile.*

-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.

$$e_{min} = 15cm.$$

A partir de la hauteur d'étage $h_e = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq \frac{h}{25} \quad e \geq \frac{306}{25} \quad e \geq 12,24cm$$

$$e \geq \frac{h}{22} \quad e \geq \frac{306}{22} \quad e \geq 13,9cm$$

$$e \geq \frac{h}{20} \quad e \geq \frac{306}{20} \quad e \geq 15,30cm$$

$$e \geq \max\left(e_{min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq \max(15, 12.24, 13.9, 15.3)$$

$$e \geq 15$$

on adopte que : $e = 20\text{cm}$; $e = 18\text{cm}$

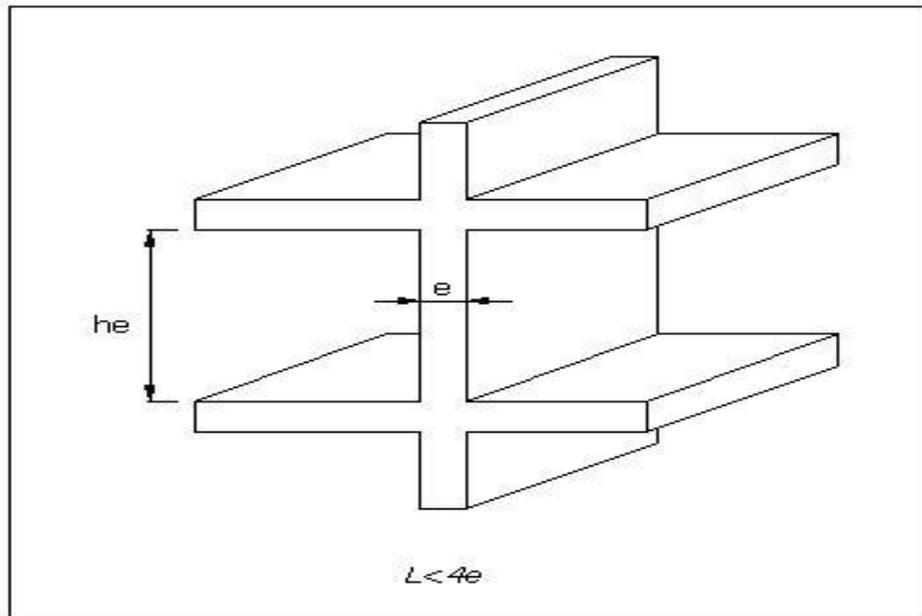


Figure 11: Coupe d'élévation du voile

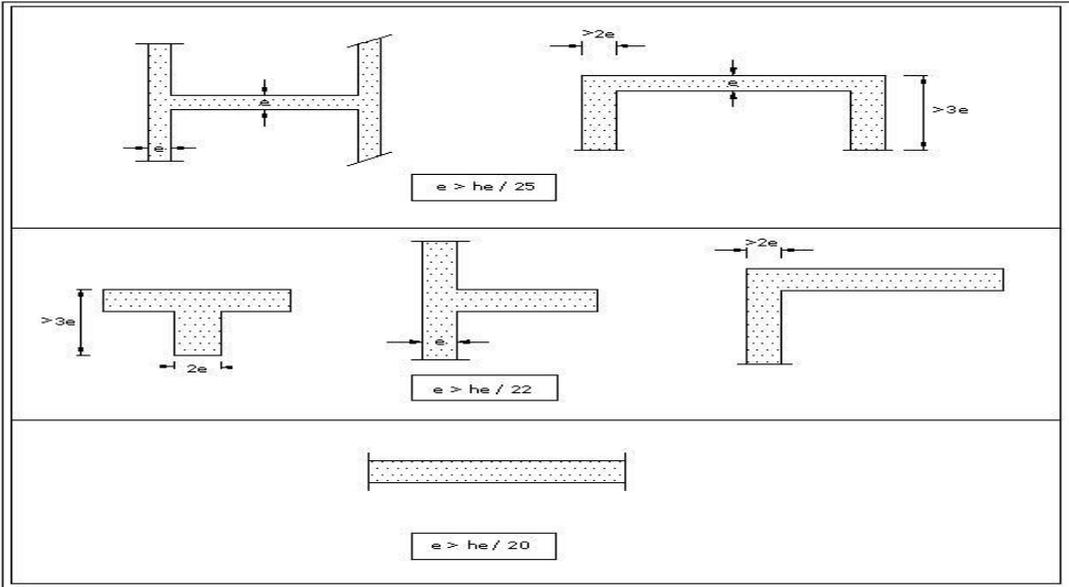


Figure 12: coupe de voile en plan pour différents cas.

CHAPITRE III

Evaluation et Descente

Des charges

3 .Evaluation et descente des charges

3.1INTROUDUCTION :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

Les types des charges :

-Charges permanentes :

Elles ont pour symbole de terme G, Elles résultant du poids propre des éléments porteurs et non porteurs Elles sont déterminées à partir :

Poids volumique des matériaux exprimé en KN/m^3

Poids spécifique des éléments exprimé en KN/m^2

-Charge variable :

On distingue deux familles principales : Les charges d'exploitation et les charge climatiq

3.2Les planchers :

Plancher terrasse (inaccessible) :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

CHAPITRE III : Evaluation et des charges

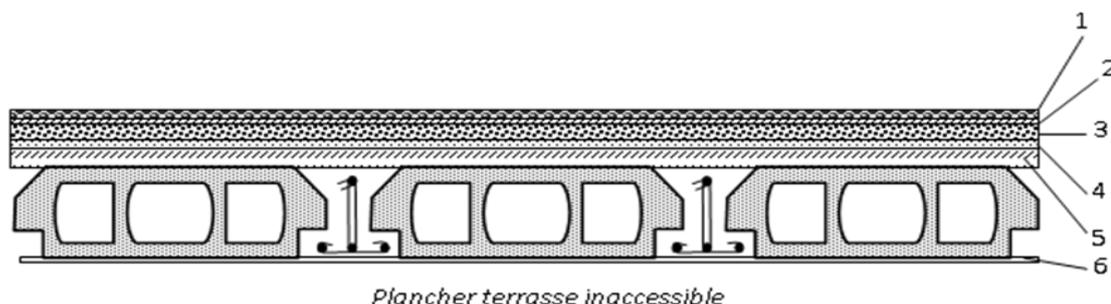


Figure 13:plancher terrasse inaccessible

- **Charge permanente :**

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumiques (kg /m ³)	Poids (kg/m ²)
1-Gravillon de protection	4	17	0.68
2- Etanchéité multi couche	2	-	0.12
3-Isolation thermique	5	3	0.15
4-Forme de pente	8	22	1.76
5- Dalle en corps creux	16+5	-	2.8
6- Enduit de plâtre	2	10	0.20

G=	5.71	(kN/m ²)
Q=	1	(kN/m ²)

Tableau 2:Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse

- **Planchers étages courant :**

CHAPITRE III : Evaluation et des charges

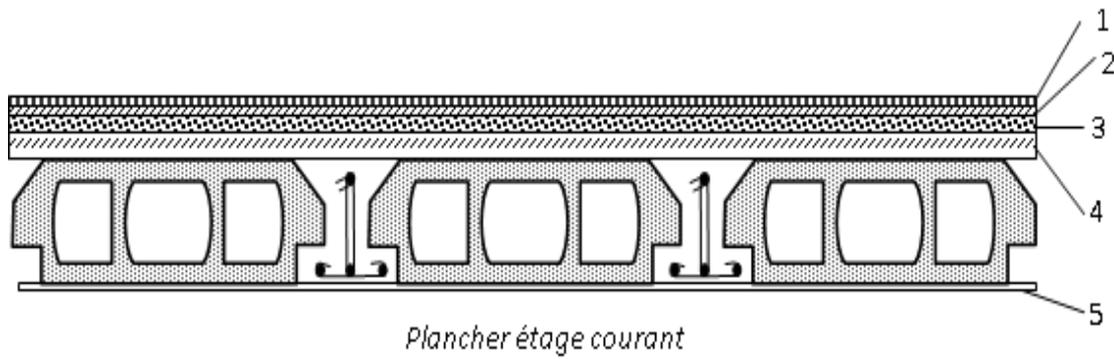


Figure 14:plancher étage courant

Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumiques (kg /m ³)	Poids (kg/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Couche de sable	2	19	0.38
4-Dalle en corps creux	16+5	-	2.8
5-Enduit de plâtre	2	18	0.36
6-Brique creux	/	/	1.00

G=	5.34	(kN/m ²)
Q=	1.5	(kN/m ²)

Tableau 3:Evaluation des charges permanentes du plancher

CHAPITRE III : Evaluation et des charges

3.3 Balcons :

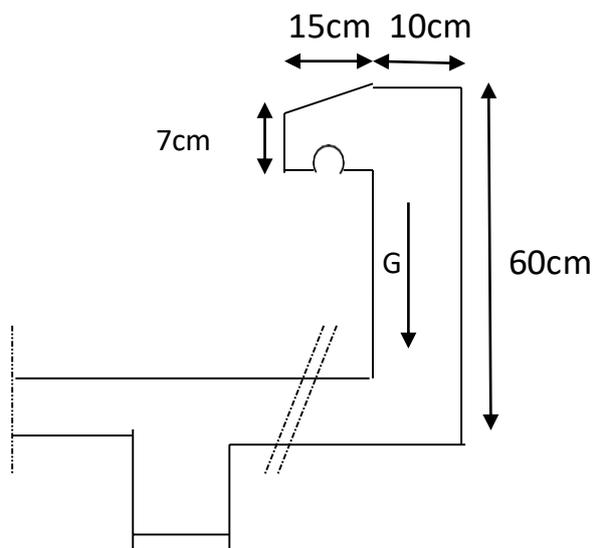
-les balcons sont en dalle pleine

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumiques (kg /m ³)	Poids (kg/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	19	0.38
4-Brique creux	-	-	1.00
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
6-Enduit de ciment	2	18	0.36

G=	6.29	(kN/m ²)
Q=	3.5	(kN/m ²)

4:Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon

3.4-L'acrotère



On fait les calculs pour 1m de longueur.

Charge permanente :

CHAPITRE III : Evaluation et des charges

$G_{arc}=25$ Sarcr (l'acrotère est fait en B.A)

$$G_{arc} = \left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,05 \times 0,1) + (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) \right] \times 25$$

3.5 Cloison extérieure

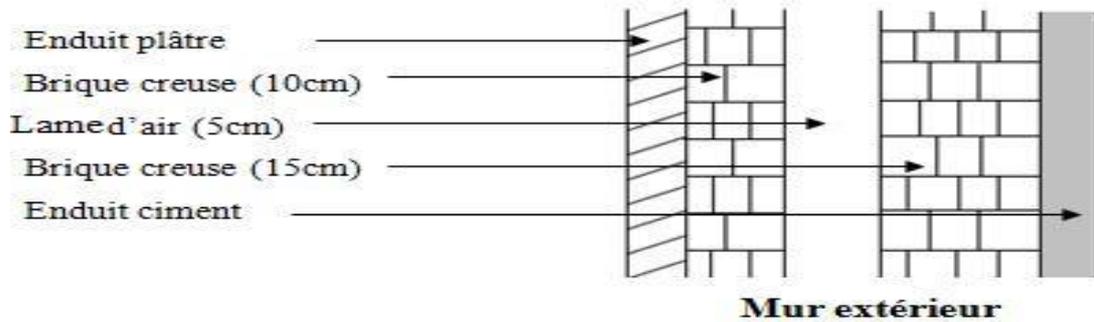


Figure 15: coupe transversale de mure extérieure

Matériaux	Epaisseur(cm)	Poids volumiques (kN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3Lame d'air	5	-	-
4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76	(kN/m ²)
-----	------	----------------------

Tableau 5: Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

CHAPITRE III : Evaluation et des charges

3.6 Cloison intérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
1-Enduit de plâtre	2	10	0.2
2-Brique creux	10	-	0.9
3-Enduit de plâtre	2	10	0.2

G =	130	(KN /m ²)
-----	-----	-----------------------

Tableau 6: charge permanente et charge d'exploitation cloison intérieur

CHAPITRE IV

Calcul des éléments secondaires Acrotère ; escalier

4 Calcul des éléments secondaires Acrotère ; escalier

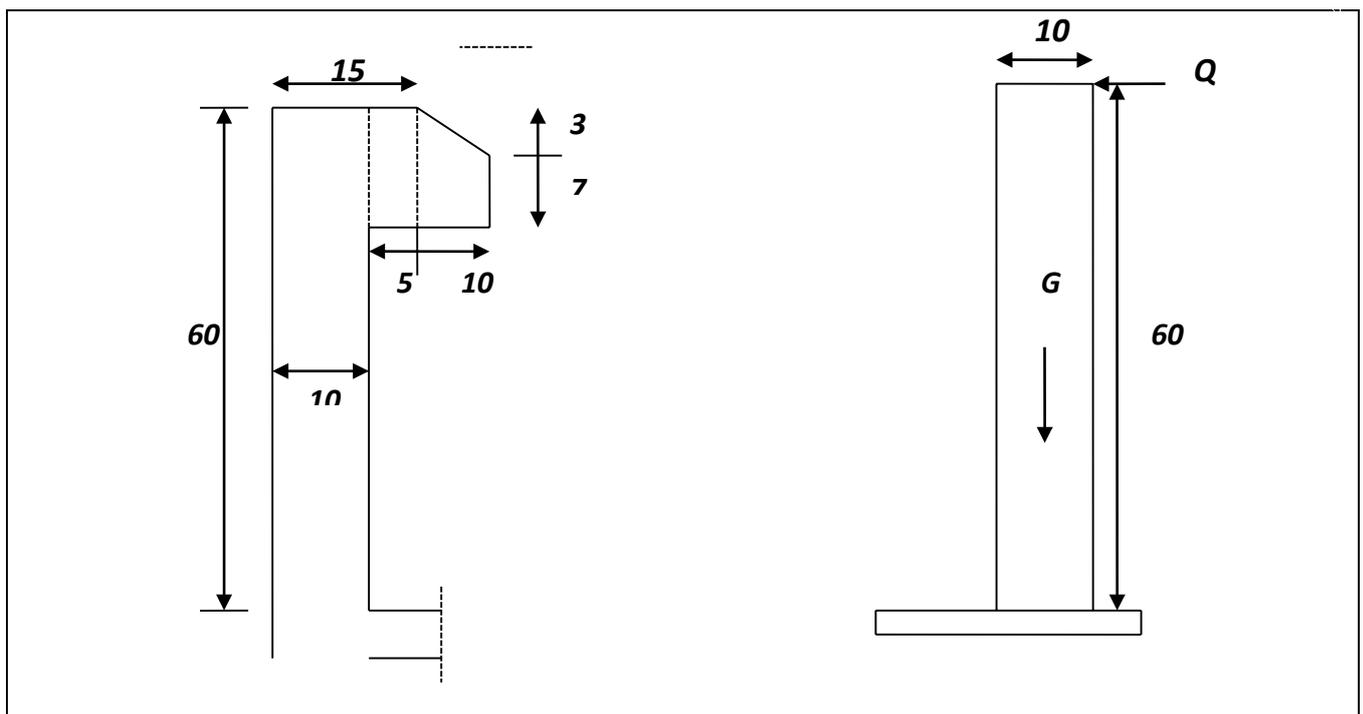
4.1 étude de l'acrotère :

4.1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'E.L.U et à E.L.S.

4.1.2 Dimension de l'acrotère :



a) charge permanente :

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,15 \times 0,07 + (0,03 \times 0,15)/$$

$$S = 0.0727 \text{ m}^2$$

b) Surcharge d'exploitation :

(de la main courante de personne).

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

c) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante

$$Fp = 4CpWp$$

$A = 0,15$ **A** : Coefficient d'accélération de zone (zone II).

$Cp = 0,80$ **Cp**: facteur de force horizontale (élément en console).

$Wp = 1,818 \text{ KN/ml}$ **Wp** : poids de l'acrotère.

$$\text{D'où : } Fp = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,818 \implies Fp = 0,87 \text{ KN/ml}$$

- **Pour G :** $N_G = 1,818 \text{ KN/ml}$; $M_G = 0$; $T_G = 0$
- **Pour Q :** $N_Q = 0$; $M_Q = H \times Q = 0,6 \text{ KN/ML}$; $T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
- **Pour Fp :** $N_{Fp} = 0$; $M_{Fp} = 0,6 \times 0,87 = 0,522 \text{ KN/ml}$

$$T_{Fp} = Fp = 0,87 \text{ KN/ml}$$

On a : $Fp \leq Q$

Alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- ❖ Poids propre : $N_G = 1,818 \text{ KN/ml}$
- ❖ Surcharge s : $Q = 1 \text{ KN/ml}$
- ❖ Un moment : $M_E = Q \cdot h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$
- ❖ Un effort tranchant : $T_Q = 1 \text{ KN/ml}$

EVALUATION DES SOLLICITATIONS :

Etat limite ultime :

$$N_u = 1,35 \times N_G = 1,35 \times 1,818 = 2,45 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

○ **Etat limite de service :**

$$N_{ser} = N_G = 1,818 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

○ **Vérification de non flambement:**

Le calcul se fait à l'état limite ultime, notre acrotère est assimilé à une console:

$$L_f = 2L_0$$

$$= 2 \times 0,6 \longrightarrow L_f = 1,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = \frac{1,2 \sqrt{12}}{a}$$

$$\lambda = 41,57$$

- {
L_f : la longueur de flambement.
a : l'épaisseur de l'acrotère.
λ : l'élanement

L'excentricité:

$$e_0 = a/6 \longrightarrow e_0 = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$$\longrightarrow e_0 = 1,7 \text{ cm}$$

$$e_1 = M_u / N_u \longrightarrow e_1 = \frac{0,9}{2,45} = 0,36$$

$$\longrightarrow e_1 = 0,36 \text{ cm}$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_1 > e_0 \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée.} \\ e_0: \quad \text{l'excentricité du noyau central.} \end{array} \right.$

e_1 : l'excentricité du Premier ordre

$$\lambda_{max} = M_{max} [50 \min, (100, e\sqrt{a})] \text{ cm}$$

$$= M_{max} [50 \min, (100, 0,36\sqrt{0,1})] \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = 50 \text{ cm}$$

On a : $\lambda = 41.57 \leq \lambda_{max} = 50 \text{ cm}$

Donc : pas de risque de flambement.

• **L'excentricité totale de calcul :**

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = M_{max}(2 \text{ cm}, (60/250)) \quad e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = (3 \times Lf^2 / 10000 \times h)(2 + a \cdot \varphi)$$

$$a = 0$$

$$\varphi = 2$$

Donc :

$$e_2 = (3 \times (1 \times 2)^2 / 10000 \times 0,1)(2 + a \cdot \varphi)$$

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$= 2 + 36 + 0,86 \longrightarrow e = 38,58 \text{ cm}$$

• **Calcul du coefficient de majoration : (δf)**

$$\delta f = \begin{cases} \min [1 + 0.15 (\lambda/35)^2 (a/e_1)^2; 1.4] & \dots \text{si : } e_1 / a > 0.75 \\ 1 + 0.2 + (\lambda/35)^2 & \dots \text{si : } e_1 / a \leq 0.75 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{LF\sqrt{12}}{a} = \frac{1.2\sqrt{12}}{0.1} \quad \lambda = 41.57$$

$$e_1 / a = 3.6 > 0.75$$

$$\text{Donc: } \delta f = \min [1.4; 1 + 0.15 (\lambda/35)^2 (a/e_1)]$$

$$\min [1.4; 1 + 0.15 (41.57/35)^2 (0.1/0.36)]$$

$$\delta f = \min [1.4; 1.059]$$

$\delta f = 1.059$

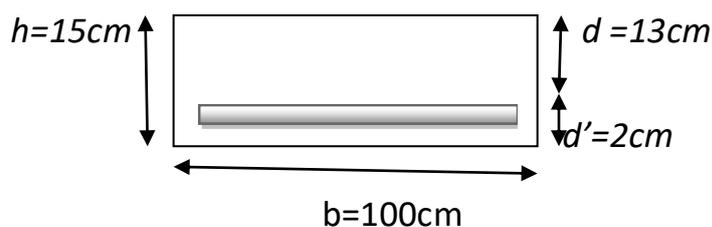
• **FERRAILLAGE :**

➤ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 15\text{cm} \\ b = 100\text{cm} \\ d = 13\text{cm} \end{array} \right.$$

Schémas de Coupe transversales de l'acrotère



- **Les sollicitations majorées :**

$$N_u = 1,059 \times 2,45 = 2,594 \text{ KN}$$

$$M_{uG} = N_u (e_0 + e_a) = 2,594(0,36 + 0,02) = 0,99 \text{ KN.m}$$

- **Calcul à la flexion simple :**

On peut maintenant terminer le calcul par assimilation à la flexion simple.

$$\sigma_{bu} = f_{bu} = (0,85 \cdot f_{c28}) / \gamma_b \quad \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$$

- **Le moment réduit :**

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M_{uA}}{b_0 d^2 f_{bu}} \\ &= \frac{1,688}{1 \times 0,13^2 \times 14,16} \end{aligned}$$

$$\mu = 0,007$$

$$\mu < \mu_c = 0,186 \quad \text{pas d'acier comprimé.}$$

$$\text{On a : } \xi_s = 1\% \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0,008$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \quad Z = 13 \text{ cm}$$

$$A_f = M_{uA} / Z \times \sigma_s \quad A_f = 37,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{A_f - N_u}{\sigma_s} \quad A_s = 0,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à l'E.L.S :**

- **Position du centre de pression :**

$$N_{ser} = 1,818 \text{KN. m}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{KN. m}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,818} = 0,33 \text{m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = 0,025 \text{m}$$

$e_s > e_0 \implies$ La section est partiellement comprimée (S.P.C)

- **Sollicitations majorées :**

$$N_{ser}^* = \gamma_f \times N_{ser} = 1,059 \times 1,818$$

$$= 1,92 \text{KN. m}$$

$$M_{ser/G}^* = (\gamma_f \times M_{ser}) + (N_{ser}^* \times e_a)$$

$$= (1,059 \times 0,6) + (1,92 \times 0,02) = 0,67 \text{KN. m}$$

- **Le moment fictif:**

$$\begin{aligned} M_{serA}^* &= M_{serG}^* + N_{ser}^* \times \left(d - \frac{h}{2}\right) \\ &= 0,67 + 1,92(0,13 - 0,15/2) \end{aligned}$$

$$M_{serA}^* = 0,142 \text{KN. m}$$

- **Calcul a flexion simple:**

-La contrainte du béton est donnée à ELS par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPA}$$

-La contrainte de l'acier :

$$\sigma_{sc} = \min(2/3 f_c, 150 \times \eta \text{MPA})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_{SC} = \min(2/3 \times 400,150 \times \eta \times 1.6)$$

$$\sigma_{SC} = 240 \text{MPA}$$

- **Calcul du moment limite de service M_1 :**

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2)/(1 - 3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_{sc}) = 0,484$$

$$\mu_r = 0,203$$

$$M_1 = 0,0195 \text{KN.m}$$

$M_{serA}^* < M_1$ (pas d'armateur comprimé).

$$Z = d(1 - \alpha_r/3)$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{(Z \cdot \sigma_s)} = \frac{0,142}{(0,10 \times 240)} = 059 \text{cm}^2$$

- **Calcul à la flexion compose:**

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^*}{\sigma_s} = 0,59 - \left(\frac{1,92}{240}\right)$$

$$A_{ser} = 0.58 \text{cm}^2$$

• **Pourcentage minimal d'armatures longitudinales:**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}[A_u, A_{ser}, A_{min}]$$

$$A_s = \text{Max}[0.36, 0.58, 1.56]$$

$A_c = 1.56 \text{ cm}^2$

Nous adoptons un ferrailage symétrique :

$$4 \text{ T } 10 / \text{ml} \dots\dots\dots A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u < \tau'_u$

$$\tau_u = \frac{Vu_{max}}{b_0 d}$$

$$Vu = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{0,0015}{(1 \times 0,13)} = 0,0015$$

$$\tau'_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 3 \text{ MPA}\right)$$

$$= \min(2.5 \text{ MPA}, 3 \text{ MPA})$$

$\tau'_u = 2.5 \text{ MPA}$

$\tau_u < \tau'_u$: pas de risque de cisaillement

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_{ser}$$

$$K = N_{ser}/l.Y$$

- **On du centre de pression (C):**

C : c'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : la distance de l'axe neutre au centre de pression.

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{0,15}{2} - 0,025$$

$C = 0,05m$

$C > 0$ le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section.

- **Les armatures de répartition**

$$\frac{4.13}{4} := 0.78cm^2$$

On adopte : 4 T 10 = 3.14 cm².

$$L'espacement : S_t = \frac{60}{3} = 20cm$$

4.1.3 Croquis de ferrailage :

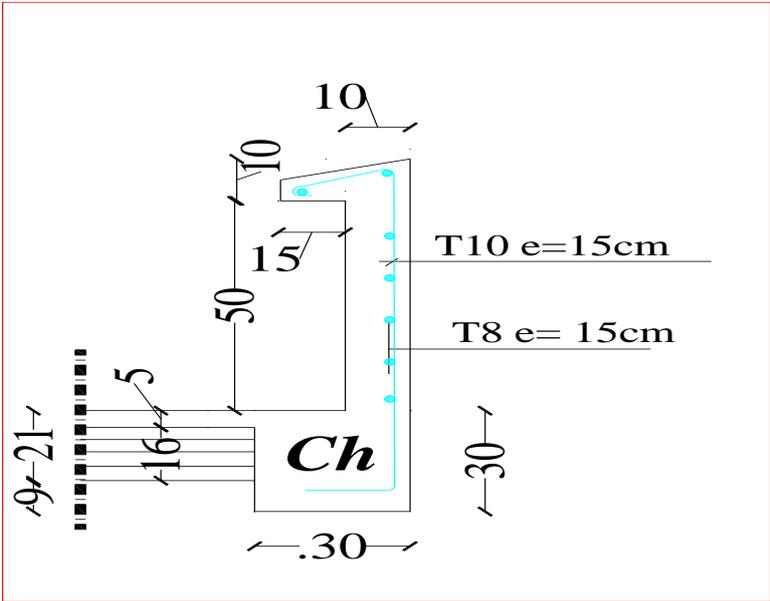


Figure 16:ferrailage d'acrotère

4.2 LES ESCALIERS

4.2.1 Définition générale :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

4.2.2 Composition d'un escalier :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre. Le plafond qui monte sous les marches s'appelle pailasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

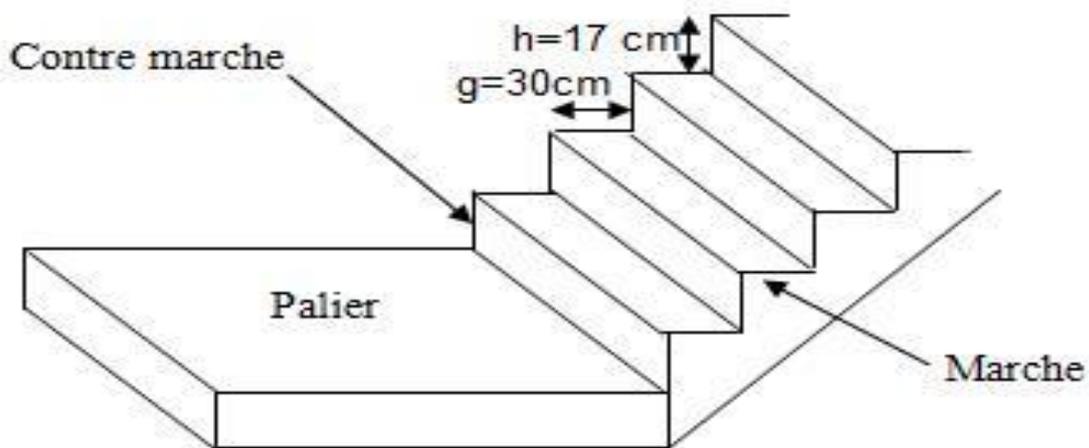


Figure 17:Schéma d'un escalier

4.2.3 Dimensions des escaliers:

Le choix de dimension en fonction de la condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir la condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre facilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :
 $14cm \leq h \leq 20cm$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22cm \leq h \leq 33cm$

- Pour vérifie que la condition convient, on utilise la Formule empirique de « BLONDEL » :

Avec : $59cm \leq m \leq 66cm$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{cm} \leq h = 17\text{cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g = 30 \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 64 \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte :

$$h = 17\text{cm}$$

$$g = 30$$

h : Hauteur de la marche (contre marche).

g : Largeur de la marche.

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Nombre de contre marches.

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.

$$\text{Hauteur: } H = 3.40\text{m}(\text{sous} - \text{sol})$$

$$\text{Hauteur: } H = 3.74\text{m}(\text{RDC})$$

$$\text{Hauteur: } H = 3.06\text{m}(\text{Etages courants})$$

$$N_c(\text{sous} - \text{sol}) = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$$

$$N_c(\text{RDC}) = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22$$

$$N_c(\text{Etages courants}) = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 20 contremarches entre chaque étage : 10 contremarches pour *sous – sol*

On aura 22 contremarches entre chaque étage : 11 contremarches pour RDC.

On aura 18 contremarches entre chaque étage : 9 contremarches pour niveau étage courant.

$$n = N_c(\text{sous} - \text{sol}) - 1 = \text{marches pour niveau sous} - \text{sol}$$

$$n = N_C(RDC) - 1 = 10 \text{ marches pour niveau RDC.}$$

$$n = N_C(\text{Etages courants}) - 1 = 8 \text{ marches pour niveau etages courants}$$

-Inclinaison de la pailasse:

$$\alpha = \text{artg} \frac{0.17}{0.30} = 29.54^\circ$$

-La longueur de la volée :

$$L_V = N_C \times g = 10 \times 30 = 300 \text{ cm}$$

$$L_{V2} = N_C \times g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

$$L_{V3} = N_C \times g = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

-Inclinaison de la pailasse:

$$\alpha = \text{artg} \frac{0.17}{0.30} = 29.54^\circ$$

$$L = \frac{300}{\cos 29.54} = 344$$

$$L = \frac{270}{\cos 29.54} = 310$$

$$L = \frac{400}{\cos 29.54} = 276$$

-L'épaisseur de la pailasse :

Type « 1 » :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Longrightarrow \quad \frac{344}{30} \leq e \leq \frac{344}{20}$$

$$11.4 \text{ cm} \leq e \leq 17.2 \text{ cm}$$

Type « 2 » :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Longrightarrow \quad \frac{310}{30} \leq e \leq \frac{310}{20}$$

$$10.3 \text{ cm} \leq e \leq 15.5 \text{ cm}$$

Type « 3 » :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \implies \frac{276}{30} \leq e \leq \frac{276}{20}$$

$$9.2cm \leq e \leq 13.8cm$$

On adopte $e = 15cm$

4.2.4 Evaluation des charges :

a). Le palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
Carrelage <i>horizontal</i>	2	22	0.44
Mortier de pose	2	22	0.44
Dalle pleine (15 cm)	15	25	3.75
-Enduit en ciment	2	20	0.40
G=5.03 KN /m ²			
Q=2.5 KN /m ²			

Tableau 7:Evaluation des charges du plier

B). La volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN /m ²)
<i>Carrelage horizontal</i>	2	22	0.44
<i>Mortier de pose horizontal</i>	2	20	0.40
<i>Carrelage vertical (2cm)</i>	2	22	0.44
<i>Mortier de pose vertical</i>	2	20	0.40
<i>Marche</i>	$\frac{17}{2}$	25	2.125
<i>Poids propre</i>	15	25	3.75
<i>Garde-corps</i>	-	-	1.7

$G=9.25 \text{ KN /m}^2$
$Q=2.5 \text{ KN /m}^2$

Tableau 8: Evaluation des charges de paillasse

• Calcul des sollicitations à ELU :

On a la combinaison à **L .E.L.U** :

On a deux paliers et trois paillasses

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 1.35 \times 5.03 + 1.5 \times 2.5 = 10.54 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 1.35 \times 9.25 + 1.5 \times 2.5 = 16.23 \text{ KN/ml}$$

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{(q_1 L_1 + q_2 L_2) \times 2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

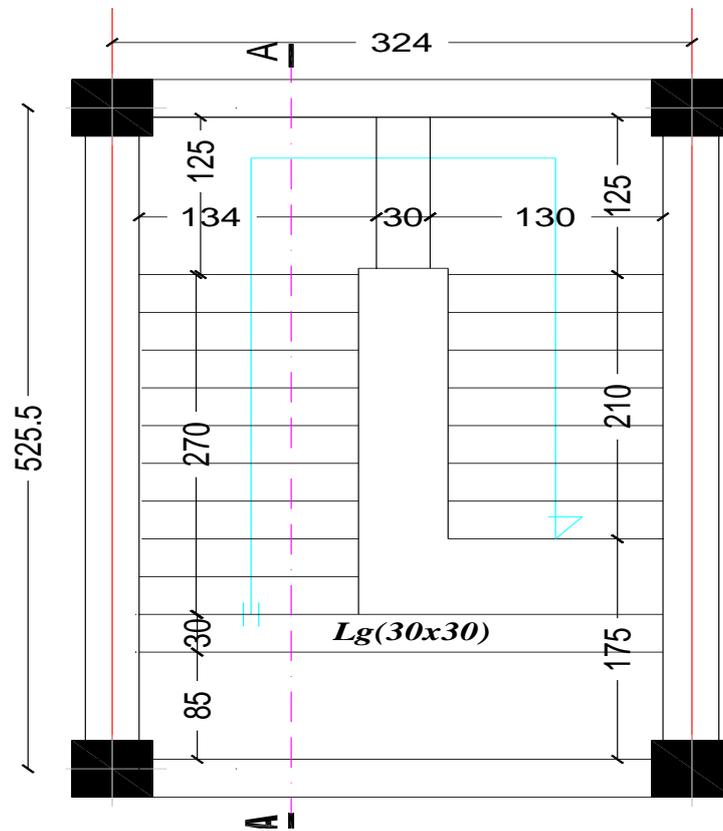


Figure 18:Escalier -vue en plan-

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_1 = 1.25\text{m} \\ L_2 = 2.70\text{m} \\ L_3 = 0.3\text{m} \end{array} \right.$$

$$q_{eq} = 27.96\text{KN/ml}$$

Calcul des moments : $l = 4.25\text{m}$

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq}l^2}{8} = 63.128KN.m$

.moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 53.6591KN.m$

.moment sur appui : $M_a = 0.30M_0 = 18.93KN.m$

4.2.5 Ferrailage:

ELU :

a- En travée:

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$$

Avec : $c = c' = 2cm$ et : $d = h - c = 0.15 - 0.02 = 0.13m$

$$b = 1m$$

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85f_{c28})/\gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 14.16MPa$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$\mu = \frac{53.6591}{1.0,13^2 \cdot 14,16} = 0.23$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.34$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.86$$

$$A_f = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{53,65}{0,86 \cdot 0.13 \cdot 348}$$

$$A_f = 1.3cm^2 \text{ soit : } 2HA12=2,26cm^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{13.7}{4} = 3.24$$

Vérification: Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.006f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1 \text{MPa}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{cm}^2$$

$A_s \geq A_{min}$ Condition vérifiée

Le choix : 2HA12 = 2,26cm²

Calcul de l'espacement:

$$S_t < S_{tmax} = \min(3h; 33\text{cm}) = \min(39; 33 \text{ cm})$$

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

b- En appuis:

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$
$$= \frac{18,93}{1.0 \cdot 13^2 \cdot 14,16} = 0.082 \text{cm}^2$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.107$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.58$$

$$A_f = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,93}{0,58 \cdot 0,13 \cdot 348}$$

$$A_f = 0.72 \text{ cm}^2$$

Vérification au cisaillement:

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\bar{\tau} = \min(2f_{c28}; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$f_{c28}; 3 \text{ MPA} = 2,50 \text{ MPA}$$

$$v = q_{eq} \frac{L}{2} = \frac{27,96 \times 4,24}{2} = 58,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} =$$

$$0.45 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,45 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

b) calcul à E.L.S :

On a la combinaison à L .E.L.S :

On deux palier et trois paillasse

$$q_{ser} = g + q \dots \dots \dots \text{ pour (1ml)}$$

$$\text{Palier : } q_1 = q_3 = 5,03 + 2,5 = 7,53 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse : } q_2 = 9,25 + 2.5 = 11,75 \text{ KN/ml}$$

Charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{(q_1 L_1 + q_2 L_2) \times 2 + q_2 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

On a : $L_1 = 1.25m$

$$L_2 = 2.70m$$

$$L_3 = 0.3m$$

Alors : $q_{eq} = 20,15KN/ml$

Vérification à l'E.L.S :

Calcul des moments : $l = 4,25m$

.moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = 45,49KN.m$

.moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 38,55KN.m$

.moment sur appui :

$$M_a = 0.3M_0 = 13,64KN.m$$

Vérification des contraintes maximales du béton :

Il faut vérifier :

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

.En travée : $\alpha = 0.33$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

$$f_{c28} = 25MPA$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0.33 \leq 0.44$ Condition vérifiée

.Sur appui : $\alpha = 0.25 \leq 0.44$ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification des fissurations est inutile.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{425} = 0.04 \geq 0.033 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.042 \geq 0.033 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{13.7}{100.13} = 0.010 \leq 0.010 \dots CV$$

On a tous les conditions sont vérifiées

Donc le calcul de la flèche est Inutile

4.2.6 Ferrailage d'un escalier :

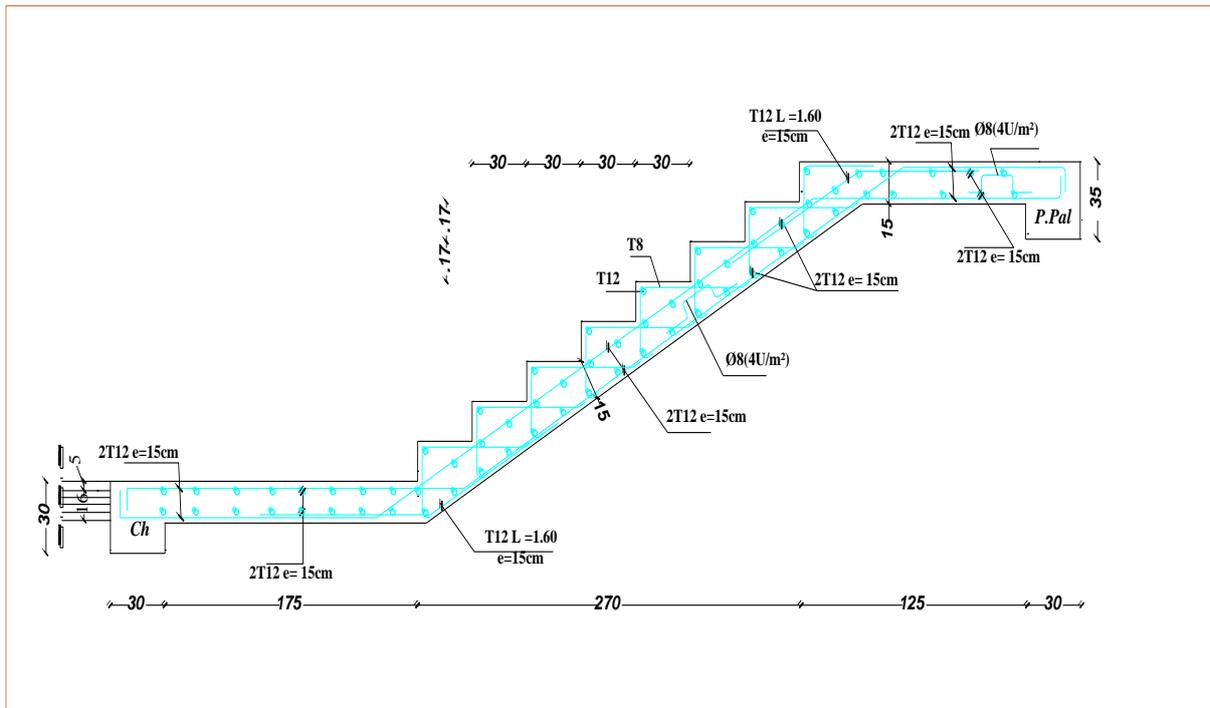


Figure 19: ferrailage d'un escalier

4.3 Etude de la poutre palière :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier.

La poutre palière sert d'encastrement au palier, prévue pour être un support d'escalier elle est normalement noyée dans l'épaisseur du palier.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm}$$

$$\frac{324}{15} \leq h \leq \frac{324}{10}$$

$$21,6 \leq h \leq 32,4 \text{ cm}, \text{ on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

- **La largeur b de la poutre palière doit être :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h \leq b \leq 0.7h \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}; \text{ On prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Selon le RPA99/ version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 ; h = 30 \text{ cm}; \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ b \geq 20 ; b = 30 \text{ cm}; \dots\dots\dots \text{Vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifier} \end{array} \right.$$

Donc on choisit une section de la poutre palière :

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

- **Calcul a la flexion :**
- **Evaluation des charges :**

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml}$

Poids des paliers et paillasse : $R = \frac{q_{eq}l}{2} = \frac{27,96 \times 4,25}{2} = 59,415 \text{KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 0.3 \times 25 = 0.75 \text{KN/ml}$$

- **Calcul a l'E.L.U :**

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

- **Combinaisons de charges :**

$$\begin{aligned} q_u &= 1.35G + 1.5Q + R = 1.35 \times 2,625 + 1.5 \times 0.75 + 59.415 \\ &= 64.08 \text{KN/ml} \end{aligned}$$

Les moments : $l = 3.24 \text{m}$

- ❖ Le moment isostatique : $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 84.08 \text{KN.m}$
- ❖ Le moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 71.47 \text{KN.m}$
- ❖ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 \times M_0 = 25.224 \text{KN.m}$

- **Ferraillage de la**

- **Calcul des armatures :**

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = (0.85f_{c28})/\gamma_b \quad \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.16 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = M_u / z\sigma_s$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot 2.1}{400} = 1.159 \text{cm}^2 \text{ soit } 3T8$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 35 = 32 \text{cm}$$

SECTION	B	D	Mu(KN.M)	μ	A	Z(cm)	As	$A_{ADOPTÉ}$
Travée	30	32	71.47	0.225	0.16	29.99	6.8	3T20=9.42cm ²
Appui	30	32	25.22	0.087	0.06	30.88	2.4	3T12=3.39cm ²

$$A_r = \frac{A_{ADOPTÉ}}{4} = \frac{9.42}{4} = 2.33 \text{cm}^2 \quad \text{soit } 3T14=4.62 \text{cm}^2$$

$$A_r = \frac{A_{ADOPTÉ}}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.84 \text{cm}^2 \quad \text{soit } 3T8=0.85 \text{cm}^2$$

Donc on prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} 3T12 (3.39 \text{cm}^2) \\ 3T14 (4.62 \text{cm}^2) \end{array} \right.$$

Calcul à l'E.L.S :

Les charges sollicitées :

Charge permanente :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml}$

Poids des paliers et paillasse : $R = \frac{q_{eq}l}{2} = \frac{27,96 \times 4,25}{2} = 59,415 \text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 0.3 \times 2.5 = 0.75 \text{KN/ml}$$

Combinaisons de charges :

$$q_u = G + Q + R = 2,625 + 0.75 + 59.415 = 62.79 \text{KN/ml}$$

Les moments : $l = 3.24 \text{m}$

- ❖ Le moment isostatique : $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 82.39 \text{KN.m}$
- ❖ Le moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_0 = 70.03 \text{KN.m}$
- ❖ Le moment sur appui : $M_a = 0.3 \times M_0 = 24.71 \text{KN.m}$

Vérification à l'E.L.S :

Contrainte maximale du béton :

- **En travée : $\alpha=0,16$**

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{71.47}{70.03} = 1,02$$

$$\left(\frac{Y-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.26$$

$$\alpha=0,16 \leq 0.26 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Sur appui : $\alpha=0.06$**

$$Y = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25.22}{24.71} = 1,02$$

$$\left(\frac{Y-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) = 0.26$$

$$\alpha=0,06 \leq 0.26 \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{324} \geq \frac{1}{16} = 0.10 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow 0.10 \geq 0.084 \dots\dots\dots CV$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{6.8}{30 \times 32} = 0.007 \geq 0.01 \dots\dots\dots CV$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

Ferraillage de poutre palière :

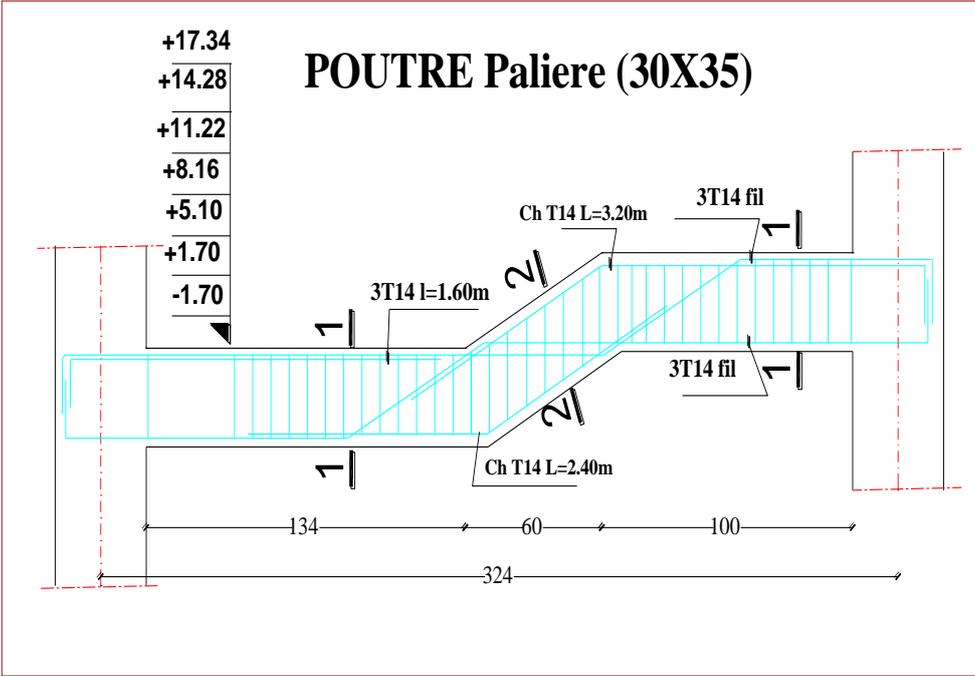


Figure 20:ferraillage de poutre palière

Conclusion

Le projet de fin d'études a été pour nous un cadre de perfectionnement dans le domaine du bâtiment et surtout un rapprochement entre la réalité du terrain et la théorie acquise durant notre cycle de formation d'ingénieur. Ce projet nous a permis d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même sur l'application de certains règlements et méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Cette étude nous a permis l'application de toutes les connaissances théorique acquise durant notre formation.

L'étude technique d'un bâtiment relève de plusieurs paramètres difficiles à déceler avec précision qui de la part de l'ingénieur de bonne connaissances tant sur les principes de dimensionnement que sur l'impact environnemental et financier.

Bibliographie

Références bibliographiques :

-Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU CBA93 :

-calcul des ouvrages en béton armé.

-Règles parasismique Algérienne RPA99 version **2003** ;

Calcul des ouvrages en Béton armé **M.BELZOUGUI**

-Cours du Béton armé (année 2017)

-

Béton armé TEC185 Mr **BARAKA ABDELHAK**

les logiciels

- Autodesk AutoCAD 2013
- Microsoft office Word 2007
-
- Microsoft office EXCEL 2007