

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université KasdiMerbah Ouargla

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département deGenie civil et Hydraulique



C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de
Master, Filière:Génie civil

Spécialité : Etude et contrôle des bâtiments et routes

Thème

**Etude d'un Bâtiment (R+5) à usage d'habitation
implanté àOran**

Présenté par :

❖ **BEKKOUCHE Zineb**

Soumis au jury composé de :

ELABADI M.S	Grade: M.A.A	univ ouargla	Président
MAOUCHE. H	Grade: M.C.B	univ ouargla	Examineur
BELFERRAG. A	Grade: M.C.B	univ ouargla	Encadreur
MEZIANI. N	Grade: M.A.A	univ ouargla	Co-Encadreur

Année Universitaire: 2019 / 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي يُصَوِّرُ
الْإِنسَانَ فِي أَحْسَنِ
تَقْوِيمٍ

Résumé:

Ce travail vise à étudier un bâtiment à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus cinq étages (R+5), qui sera implanté dans la wilaya d'Oran, qui est classée en la zone sismique IIa selon les règles parasismiques algériennes RPA 99, La stabilité de l'ouvrage est assurée par un système auto-stable (poteaux, poutres), L'étude et l'analyse de ce structure ont été établies par le logiciel **ROBOT** version 2012. Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003.

Mots clés: Bâtiment d'habitation, système auto-stable, zone sismique IIa, béton armé, RPA99(V2003), BAEL91.

ملخص

يهدف هذا العمل إلى دراسة مبنى سكني مكون من طابق ارضي بالإضافة إلى خمسة طوابق? يتم انجازه بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية IIa وفقا لقواعد الزلازل الجزائرية RPA99 version 2003 يتم ضمان استقرار الهيكل من خلال نظام ذاتي الاستقرار (أعمدة, عوارض). تم إنشاء دراسة و تحليل هذا الهيكل بواسطة برنامج ROBOT version 2012. حساب كل الأبعاد و التسليح للعناصر يتوافق مع القواعد المعمول بها (,BAEL91 RPA99 2003).

الكلمات المفتاحية: مبنى سكني, نظام ذاتي الاستقرار, منطقة زلزالية IIa, خرسانة مسلحة, RPA99(version2003), BAEL91.

Abstract:

This work aims to study a building for residential use consisting of a ground floor plus five floors (R + 5), which will be located in the state of Oran, is classified in seismic zone IIa according to the Algerian seismic rules RPA 99, The stability of the structure is ensured by a self-stable system (columns, beams), The study and the analysis of this structure were established by the software ROBOT version 2012. Calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely the BAEL91 edit 99 and RPA99 release 2003.

Keywords: Residential building, self-stabilizing system, seismic zone IIa, reinforced concrete, RPA99 (V2003),BAEL91

Dédicaces

Je dédie ce mémoire:

A ma mère, la source de ma bonheur, qui n'a cessé de croire en moi et a toujours prié et m'a souhaité le meilleur.

A mon père que dieu lui fasse miséricorde, l'homme qui m'a élevé et qui n'a rien laissé me manquer et qui a toujours été mon lien et la source de mon courage pour toutes les années des études.

A ma petite sœur et mes chers frères.

A mes amis, et tous ceux qui ont partagé ma joie et m'ont soutenu dans mes pires moments.

BEKKOUCHE ZINEB

Remerciement

Mes premiers remerciements iront à mon dieu qui m'a aidé à accomplir cet étude. Et mes remerciements spéciaux pour les professeurs « Belferrag. A » et « Meziani. N » qui m'a permis de bénéficier de leur encadrement, je vous remercie pour votre patience ,et votre conseils.

Spécial remerciements à l'ingénieur « Bouhnik. A » et à mon collègue « Guerricha .A.N » qui m'ont aidé dans cette étude.

Enfin mes remerciements vont à mes proches et mes amis qui m'a toujours soutenues et encourages au cours de la réalisation de ce mémoire.

Sommaire

Introduction générale.....	1
Chapitre I: présentation de projet et caractéristiques des matériaux	
I .1.Introduction.....	2
I.2. Présentation de l'ouvrage	2
I.2.1. caractéristiques géométriques.....	2
I.2.2 Description de l'ossature	2
I.3. Règles de calcul.....	3
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	3
I .4.1. Caractéristiques Béton.....	3
I .4.2.Caractéristique d'acier	6
I.5. Hypothèses de calcul	8
I.5.1.E.L.U.R.....	8
I.5.2.E.L.S.....	8
Chapitre II: Prédimensionnement des éléments	
II .1. Introduction.....	9
II.2. Prédimensionnement des planchers.....	9
II.2.1. Les planchers en corps creux.....	9
II.2.2.Les Poutrelles.....	10
II.3.Prédimensionnement des escaliers.....	10
II.3.1. Caractéristiques techniques.....	11
II.3.2.Inclinaison de la pailleasse.....	11
II .4. Prédimensionnement des poutres.....	12
II.4.1.Les poutres principales (transversales).....	12
II.4.2. Les poutres secondaires (longitudinales).....	12
II .5. Prédimensionnement des poteaux.....	13
II.6. Evaluation des charges et surcharges.....	14
II.6.1.Plancher terrasse (inaccessible).....	14
II.6.2. Plancher étage courant.....	15
II.6.3.Poids propre des murs extérieurs.....	16

II.6.4.Poids propre des escaliers.....	16
II.6.5.Poids des poutres longitudinales.....	17
II.6.6 Poids des poutres transversales.....	17
II.6.7.Poids des poteaux.....	17

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Etude de plancher a corps creux.....	18
III.1.1. Introduction.....	18
III.1.2. Dimensionnement des poutrelles.....	18
III.1.3. Méthode de calcul (Méthode forfaitaire).....	18
III.1.4. Type des poutrelles étudiées.....	19
III.1.5. Evaluation des charges et surcharges.....	20
III.1.6.Etude des poutrelles type(1) au niveau d'étage courant.....	20
III.1.7. Etude des poutrelles type (2) au niveau d'étage courat.....	27
.1.8.vérification de la déformation.....	29
III.1.9.Ferraillage final des poutrelles.....	30
III.2. Etude d'escalier.....	30
III.2.1. Détermination des sollicitations.....	31
III.2.2.Ferraillage d'escaliers à L'ELU.....	33
III.2.3. Vérification à L'ELU.....	34
III.2.4. Condition de non fragilité.....	34
III.2.5. Vérification au cisaillement.....	34
III.2.6. Calcul des armatures de répartition.....	34
III.2.7. Condition de déformation d'après le BAEL.....	35
III.2.8. Calcul de la poutre palière.....	35
III.3. Balcon.....	38
III.3.1. Evaluation des charge.....	38
III.3.2. Calcul des moments fléchissants et efforts tranchants.....	38
III.3.3. Les sollicitations.....	38
III.3.4. calcul du ferraillage à l'E.L.U.....	39
III.3.5. Vérification à ELS.....	39
III.3.6. Condition de non fragilité.....	39
III.3.7. Calcul des armatures de répartition.....	40

III.3.8. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	40
III.3.9. Vérification de la flèche.....	40
III.3.10. Condition de la flèche (BAEL91)	40
III.4. L'acrotère.....	40
III.4.1. Détermination des sollicitations.....	41
III.4.2. Évaluation et combinaison des charges.....	41
III.4.3. Ferrailage de l'acrotère.....	41
III.4.4. Vérification de l'effort due au séisme.....	46

Chapitre IV: Etude sismique

IV.1. Introduction.....	47
IV.2. Choix de la méthode de calcul	47
IV.3. Méthode statique équivalente.....	47
IV.4. Modélisation.....	48
IV.4.1. Centre de masse et centre de torsion	48
IV.4.2. Poids total de la structure.....	48
IV.4.3. classification de site	49
IV.4.4. Spectre de réponse de calcul	49
IV.4.5. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	50
IV.4.6. Les périodes et les factures de participation massique modale.....	51
IV.5. Calcul de la force sismique totale.....	52
IV.6. Vérification de déplacement.....	53
IV.6.1. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	54
IV.7. Vérification au renversement.....	55

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Introduction.....	58
V.2. Combinaisons des charges	58
V.3. Ferrailage de portique	59
V.3.1. Poutre principal.....	59
V.3.2. Poutre secondaire.....	62
V.3.3. Poteaux.....	65

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction.....	70
VI.2. Définition de fondation.....	70
VI.2.1. Capacité portante.....	70
VI.2.2. Pré-dimensionnement.....	70
VI.2.3. Stabilité au renversement.....	71
VI.2.4. Vérification de la contrainte du sol.....	72
VI.2.5. Ferrailage de la semelle.....	72
VI.3. Longrine.....	74
VI.3.1. Définition.....	74
VI.3.2. Prédimensionnement.....	74
VI.3.3. Ferrailage.....	75
Conclusion générale.....	77

Liste des tableaux

Chapitre I: présentation de projet et caractéristiques des matériaux

V.1.Introduction.	58
V.2.Combinaisons des charges:	58
Tableau V.1: Sollicitations maximales	59
V.3. Ferrailage de portique	59
V.3.1. Poutre principal.....	59
Tableau V.2: Résultats des calculs des poutres principales.....	59
Tableau V.3:Section de ferrailage adopté des poutres principales.....	61
V.3.2. Poutre secondaire.....	62
Tableau V.4: Résultats des calculs poutre secondaires.....	63
Tableau V.5:Section de ferrailage adopté des poutres secondaires.....	64
VI.1. Introduction.....	70
VI.2. Définition de fondation.....	70
VI.3. Longrine.....	74

Chapitre II: Prédimensionnement des éléments

II.1 : Dalle à corps creux.....	09
II.2 : poutrelle.....	10
II.3.schéma des éléments d'escalier.....	11
II.4: Plancher terrasse.....	15

Chapitre III: Etude des éléments secondaire

III.1. Section en T de la poutrelle.....	18
III.2.Diagrammes des moments à l'E.L.U (KN.m).....	23
III.3.Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U (KN).....	23
III.4.Diagrammes des moments à l'E.L.S (KN.m).....	26
III.5.Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S (KN).....	25
III.6. Coupe longitudinal de la poutrelle.....	26
III.7: Schéma statique d'escalier.....	31

III.8: Schéma statique de la poutre palière.....	35
III.9: Schéma statique.....	39
III.10. Schéma statique de l'acrotère.....	41

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Section de la poutre principale.....	59
V.2. Section de la poutre secondaire.....	62
V.3. Section de poteau.....	65

Liste des figures

Chapitre I: présentation de projet et caractéristiques des matériaux

Figure I.1 : Diagramme parabole rectangle	06
Figure I.2 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	07

Chapitre II: Prédimensionnement des éléments

Figure II.1 : Dalle à corps creux	09
Figure II.2 : poutrelle.....	10
Figure II.3. schéma des éléments d'escalier.....	11
Figure II.4: Plancher terrasse.....	15

Chapitre III: Etude des éléments secondaire

Figure III.1. Section en T de la poutrelle.....	20
Figure III.2. Diagrammes des moments à l'E.L.U (KN.m).....	22
Figure III.3. Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U (KN)	25
Figure III.4. Diagrammes des moments à l'E.L.S (KN.m)	26
Figure III.5. Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.S (KN).....	27
Figure III.6. Coupe longitudinal de la poutrelle	27
Figure III.7: Schéma statique d'escalier	27
Figure III.8: Schéma statique de la poutre palière	28
Figure III.9: Schéma statique	30
Figure III.10. Schéma statique de l'acrotère.....	33

Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux

Figure V.1. Section de la poutre principale.....	
Figure V.3. Section de poteau.	65
Figure V.2. Section de la poutre secondaire.....	62

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation de master travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en R+5, présentant un plan régulier, dont le système de contreventement est portiques auto-stable.

Après une descente des charges et un prédimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques essentielles du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul **ROBOT** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91 révisée99** et le **RPA99/version2003**.

Chapitre I : Présentation du projet et Caractéristiques des matériaux

I.1.Introduction

En génie civil l'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtiment, la conception d'un projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier d'un bâtiment (**R+5**) à usage d'habitation. L'ouvrage sera implanté à Oran, ville située en **zone IIa**, d'une **sismicité moyenne**, selon le règlement parasismique algérien (**RPA99/version2003**) [1].

I.2.1. caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants $3,06\text{m}$ 
- Hauteur du rez -de chaussée $-3,06\text{ m}$ 
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère $18,36\text{ m}$ 
- Longueur totale du bâtiment en plan $20,9\text{m}$ 
- Largeur totale du bâtiment en plan $11,35\text{m}$ 

Le plan est présenté dans l'Annexe 01

I.2.2 Description de l'ossature:

a-Plancher:

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique

b- Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées, les escaliers sont coulés sur place.

c- Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses, les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

d- L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur, et de 10 cm d'épaisseur.

e-Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour entretien.

I.3. Règles de calcul

Nous avons utilisé pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

*Règles parasismiques Algériennes (**DTR-BC2.48**) **RPA99/version2003**.

*Charges permanents et charges d'exploitation (**D.T.R BC2.2**).

*Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).

I.4. Caractéristiques des matériaux

Le béton armé est le matériau principal utilisé pour la réalisation de la structure de notre ouvrage. Il est obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts aux quels le béton résiste mal.

I.4.1 . Caractéristique Béton:

Le béton est constitué par un mélange en proportions définies des composants suivants :

- Granulats naturels ou artificiels (Sable, Gravier, Gravillons)
- Liants normalisés : Ciment artificiel.
- Adjuvants éventuels pour augmenter les performances physiques ou mécaniques.
- Eau de mouillage des granulats et hydrations du liant.

Dans ce projet, on accepte le dosage suivant pour 1m^3 du béton.

- ❖ Ciment 350 Kg/m^3 .
- ❖ Gravier 800 Kg/m^3 ($D \leq 25\text{ mm}$).
- ❖ Sable 400 Kg/m^3 ($D \leq 5\text{ mm}$).
- ❖ Eau 180 L .

Dans la superstructure on choisit un ciment de type (CPJ 45) de dosage 350kg/m^3 , et pour l'infrastructure on choisit un ciment de type HTS de dosage 370kg/m^3

I.4.1.1 Caractéristique du béton:

a) Résistance à la compression f_{cj} (BAEL91 art A.2.1, 11)

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours par essais sur éprouvette cylindriques ($\varnothing = 16\text{ cm}$; $h = 32\text{ cm}$).

Les résistances à j « jours » des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivantes :

$$f_{c28} \leq 40\text{ MPa} = \begin{cases} [J/(4,76+0,83J)]f_{c28} & \text{si } j < 28 \\ 1,10f_{c28} & \text{si } j \geq 28 \end{cases}$$

$$40\text{ MPa} < f_{c28} \leq 60\text{ MPa} = \begin{cases} [J/(1,40+0,95J)]f_{c28} & \text{si } j < 28 \\ \text{Béton à haute résistance voir BAEL91 (art A.2.1, 11)} & \text{si } j \geq 28 \end{cases}$$

*Dans notre projet nous avons prendre $f_{c28} = 25\text{ MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction f_{tj} (BAEL91 art.A.2.1, 12):

Elle est définie conventionnellement par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \implies f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.10\text{ MPa}$$

c) Contraintes limites :

✦ Etat limite ultime (E.L.U) :

Contrainte ultime de compression (BAEL91 art.A.4.3, 41)

Elle est définie par:

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Où: $\gamma_b = 1.15$Pour les situations accidentelles $\overline{\sigma}_{bc} = 18,50\text{ MPa}$

$\alpha_b = 1.5$Pour les autres cas $\overline{\sigma_{bc}} = 14,20 MPa$

d) Contrainte ultime de cisaillement (BAEL91 art.A.5.1, 21):

* Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\overline{\tau_u} = \min(0.10f_{c28}; 4MPa) = 2.50 MPa$

* Fissuration peu préjudiciable $\overline{\tau_u} = \min(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.25 MPa$

* Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors

$$\overline{\tau_u} = \min(0.18f_{c_j}; 7MPa)$$

* Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \overline{\tau_u}$$

Avec: V_u : effort tranchant ultime de calcul.

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur de la pièce.

✦ **Etat limite de service (E.L.S)** (BAEL91 art. A.4.5,2)

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

✦ **Module de déformation (BAEL91 art.A.2.1,2)**

Pour une durée d'application des charges inférieures à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.20 MPa$$

Pour long durée d'application des charges

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c_j}} = 10818,86 MPa$$

✦ **Coefficient de poisson** (BAEL91 art.A.2.1,3)

Il est défini par la relation :

$$\nu = \frac{\Delta a/a \text{ variation unitaire de } \gamma \text{ côté de la section}}{\Delta L/L \text{ raccourcissement unitaire}}$$

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations E.L.U.

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations E.L.S.

I.4.1.2 Diagrammes déformations - Contraintes du béton :

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit « parabole rectangle », ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig I.1), est constitué comme suite:

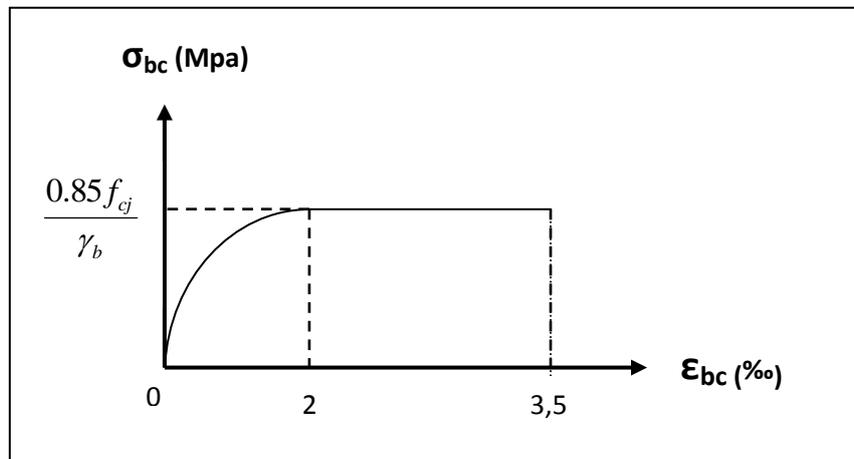


Figure I.1 : Diagramme parabolique rectangle

* Entre les abscisses 0 et 2‰ par un arc de parabole à second degré passant par l'origine et de sommets, ce point ayant pour coordonnées $(\epsilon_{bc} = 2‰, \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b})$

On pratique on aura: $f_{cj} = f_{c28}$

* Entre les abscisses 2‰ et 3.5‰ par une horizontale d'ordonnée $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$

I.4.2. Caractéristique d'Acier (BAEL91 art.A.2.2)

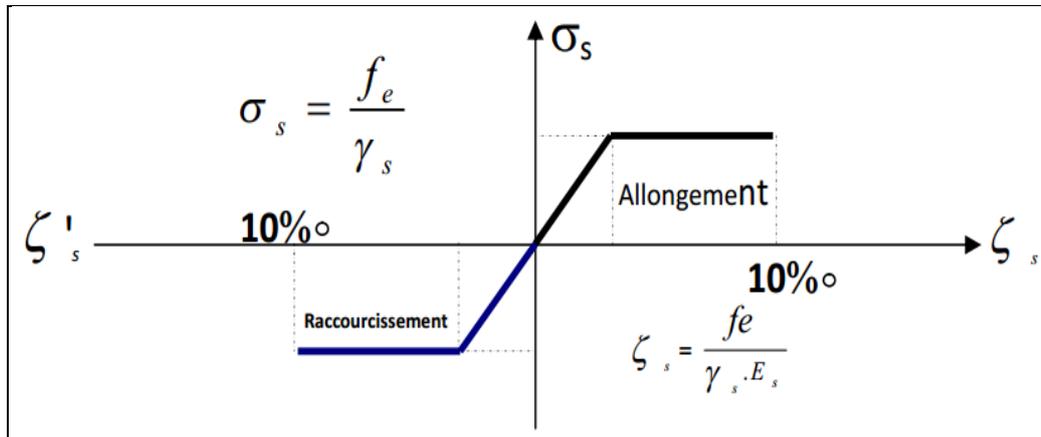
Il existe 04 nuances principales qui correspondent à leurs qualités élastiques et de résistance ; les différentes nuances utilisées et leurs caractéristiques sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.1 : Caractéristiques d'acier

Nuances	Limite élastique f_e (MPa)	Limite de rupture f_r (MPa)	Allongement de rupture(‰)
Rond lisses (RL)	$F_eE = 220$	330 – 490	22
	$F_eE = 240$	410 - 490	25
Haute adhérence (HA)	$F_eE = 400$	480	14
	$F_eE = 500$	550	12

I.4.2.1. Diagramme déformation – Contrainte :

Les contraintes de calcul σ_s des armatures longitudinales sont données, en fonction des déformations ε_s de l'acier par le diagramme ci-dessous:

**Figure I.2 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier**

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur élaboration.

- De l'origine au point A : $\left(\frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s} ; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$ une droite d'équation $\sigma_s = \sigma_s \cdot \varepsilon_s$

- Du point A au point B: Une horizontale d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont:

f_e : limite élastique de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier où

E_s : module d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s = 1$ Situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ Les autres cas

*l'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰ .

I.5. Hypothèses de calcul

I.5.1.E.L.U.R

❖ conservation des sections planes avant et après déformation.

❖ la résistance de béton à la traction est négligeable.

❖ pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.

❖ raccourcissement ultime de béton ϵ_{bu} .

$\epsilon_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ en flexion (3,5‰).

$\epsilon_{bu} = 2,0 \cdot 10^{-3}$ en compression (2‰).

❖ allongement ultime de l'acier est limité à: $10 \cdot 10^{-3} = 10\%$.

❖ les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

I.5.2.E.L.S

❖ Conservation des sections planes.

❖ Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.

❖ Pas de glissement relatif béton acier.

❖ Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelle a leur déformation élastique (Loi de Hook).

$$(y_b = F_b \cdot \epsilon_b) \text{ et } (F_s = E_s \cdot \epsilon_s) ; M = E_s / E_b$$

❖ Coefficient d'équivalence a pour valeur ($n = 15$)

Chapitre II: Prédimensionnement des éléments

II .1. Introduction

Le Pré-dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du **BAEL91**[2] et du **RPA99 (version 2003)** [1].

II.2.Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

* Dans notre structure on a un seul type de plancher à corps creux.

II.2.1.Les planchers en corps creux

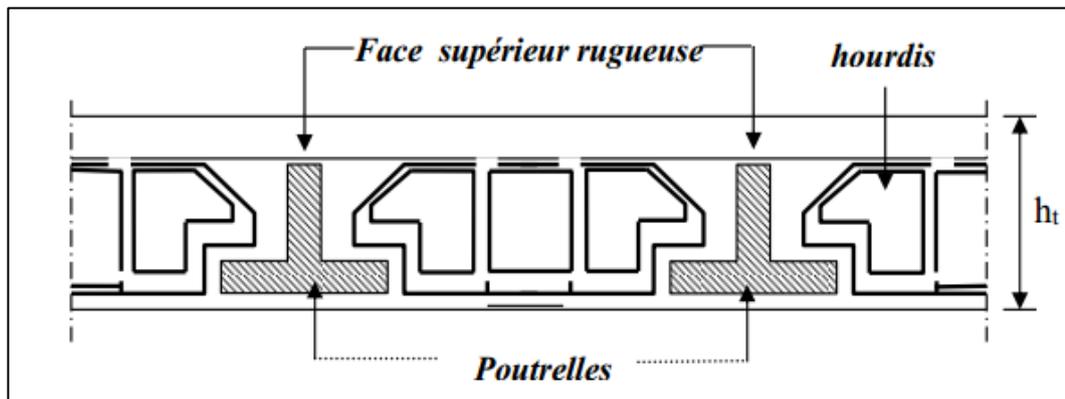


Figure II.1 : Dalle à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles associées aux corps creux, d'après les règles **B.A.E.L 91** pour le prédimensionnement de la hauteur des poutrelles on doit vérifier la formule empirique suivante :

$$\boxed{ht / L \geq 1 / 22,5}$$

avec: ht : la hauteur maximale de la section du plancher.

L : la plus grande portée de la poutrelle.

L_{\max} entre nœuds = 4,5m = 450cm.

$ht / L \geq 1/22,5 \Rightarrow ht \geq 450 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 20$ cm.

Donc en adopte: $\boxed{ht = 20 \text{ cm}}$

Tel que: $ht = hc + e$

hc : hauteur du corps creux = 16 cm.

e : épaisseur de la dalle de compression = 4 cm.

II.2.2. Les Poutrelles

On a: $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3ht; 0,4ht] \Rightarrow b_0 \geq [6; 8]$ cm; on adopte: $b_0 = 10$ cm

$b_1 \geq \min [L/2; L_{\max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55$ cm.

$b_1 \geq \min [55/2; 450/10] = \min (27,5; 45)$ cm; on adopte: $b_1 = 27,5$ cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 \Rightarrow b = 65$ cm

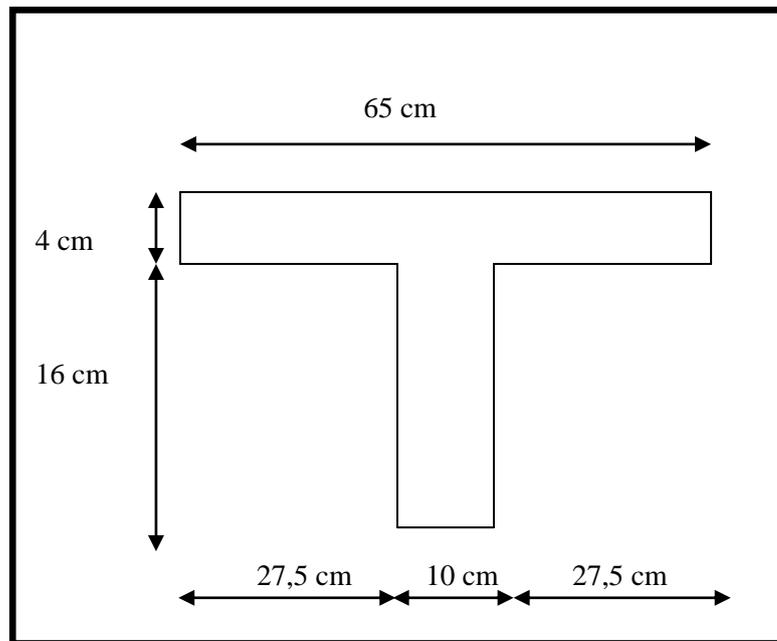


Figure II.2 : Poutrelle

II.3. Prédimensionnement des escaliers :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur.

L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se composent de deux volées et un palier chacun.

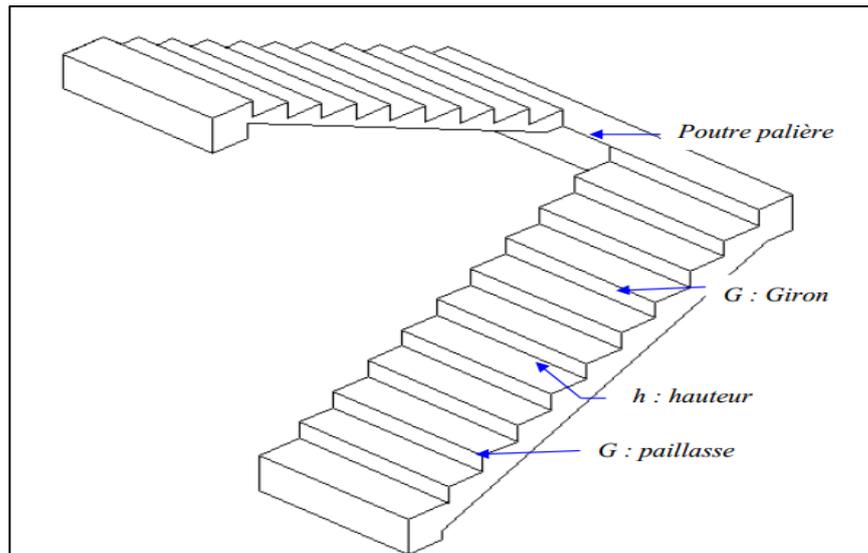


Figure II.3 : Schéma des éléments d'escalier

II.3.1. Caractéristiques techniques:

Pour étage courant et RDC:

Hauteur : $H=3,06\text{m}$.

Giron : $g = 30\text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a: $59 < 2h+g < 64 \Rightarrow 14,5 < h < 18$.

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

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

$N_c = H/h = 306/17$

On aura 18 contre marche entre chaque étage; donc on pour chaque volée 9 contre marche.

$n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8\text{marche}$

II.3.2. Inclinaison de la paillasse:

$Tg\alpha = H' / L'$

$H' = N_c \times h \Rightarrow H' = 9 \times 0,17 \Rightarrow H' = 1,53\text{m}$

$L' = (n-1) \times g \Rightarrow L' = (8-1) \times 30 \Rightarrow L' = 2,10\text{m}$

$Tg\alpha = 1,53/2,10 \Rightarrow \alpha = 36,07^\circ$.

La longueur de volée est : $L=1.53/ \sin\alpha \Rightarrow L=3m$

L'épaisseur de la paillasse est : $L/30 < e < L/20 \Rightarrow 300/30 < e < 300/20$

$e = 14cm.$

II .4.Prédimensionnement des poutres

Selon le règlement B.A.E.L 91mod 99 les poutres seront pré-dimensionnées par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$L \max/15 \leq ht \leq L\max/10.$

$ht/2 \leq b \leq (ht \times 2)/3$

ht : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre.

L : la longueur plus grande portée entre deux appuis.

II.4.1.Les poutres principale (transversale):

Selon B.A.E.L 91(pratique de BEAL91 page 382)

$L\max = 500 - 30 = 470cm.$

On a : $470/15 \leq ht \leq 470/10 \Rightarrow 31,33cm \leq ht \leq 47cm.$

$b \geq (35/2 ; 35 \times 2/3) \Rightarrow b \geq (17,5cm; 23,33cm)$

Donc on adopte pour la poutre principale la section: **(30 x 40) cm²**

D'après R.P.A 99 version 2003(page 68) la condition suivante doit être vérifiée la zone sismique IIa.

✓ $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20cm$condition vérifiée.

✓ $ht \geq 30cm \Rightarrow 40cm > 30cm$condition vérifiée.

✓ $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4$condition vérifiée.

II.4.2.Les poutres secondaire (longitudinale):

Selon B.A.E.L 91(pratique de BEAL91 page 382)

$L\max = 4,5m = 450cm.$

On a : $450/16 \leq ht \leq 450/10 \Rightarrow 28,125\text{cm} \leq ht \leq 45\text{cm}$.

$b \geq (30/2 ; 30.2/3) \Rightarrow b \geq (17,5\text{cm}; 23,33\text{cm})$

Donc on adopte pour la poutre secondaire la section : **(30 x 35) cm²**

D'après L.R.P.A 99 version 2003(page 68) la condition suivante doivent être vérifiée pour la Zone sismique IIa.

- $b \geq 20\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} > 20\text{cm}$condition vérifiée.
- $ht \geq 30\text{cm} \Rightarrow 35\text{cm} > 30\text{cm}$condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,17 \leq 4$condition vérifiée.

II .5.Prédimensionnement des poteaux

La section d'un poteau doit respecter la condition de l'article (B.8.4) de règle **B.A.E.L**

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I et B : moment d'inertie, et la section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3} \times 0,707 \times h_e}{50}$$

h_e : hauteur d'étage = 3,06 m.

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3,06}{50} = 0,176\text{m}, \text{ on adopte: } \boxed{h = 30\text{cm}}$$

$$\lambda = \frac{0,707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0,707 \times 3,06 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50.$$

$$b = \frac{0,707 \times 3,6 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,176\text{m}, \text{ on adopte: } \boxed{b = 30\text{cm}}$$

La section de poteau est $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ d'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003(page61), zone sismique **IIa**

- $\text{Min}(b;h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(30 \times 30) > 25 \text{ cm}$condition vérifiée.

- $\text{Min}(b;h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{min}(30 ; 30) \geq 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.
- $1 / 4 \leq b / h \leq 3 \Rightarrow 1 / 4 < 30 / 30 < 4 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

Condition de flambement :

$$\lambda = L_f / b < 14,4$$

L_f : hauteur de flambement = 0,7 L_0 .

b: la petite dimension de la section de la poutre.

L_0 : hauteur de poteaux entre niveau (d'étage).

$$L_0 = 306 - 45 = 261 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 261 = 182,7 \text{ cm}$$

$$\lambda = 261 / 30 = 8,7 < 14,4 \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

II.6. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- ❖ Les charges permanentes (**G**).
- ❖ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

II.6.1. Plancher terrasse (inaccessible)

II.6.1.1 charge permanente :

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

Charge permanente d'après (DTR BC.2.2)

Tableau II.1: Charge permanents (plancher- terrasse)

Matière	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection lourd	0,05	15	0,75
2-Etanchéité multicouche	0,1	1	0,10
3-Forme de pente	0,1	22	2,20
4-Isolation thermique	0,04	4	0,16
5-Plancher en corps creux	0,2	14	2,80

6-Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
			$G_T=6,25$

II.6.1.2. Charge d'exploitation:

Terrasse inaccessible $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$ d'après D.T.R.B.C.2.2 (Terrasse inaccessible Q).

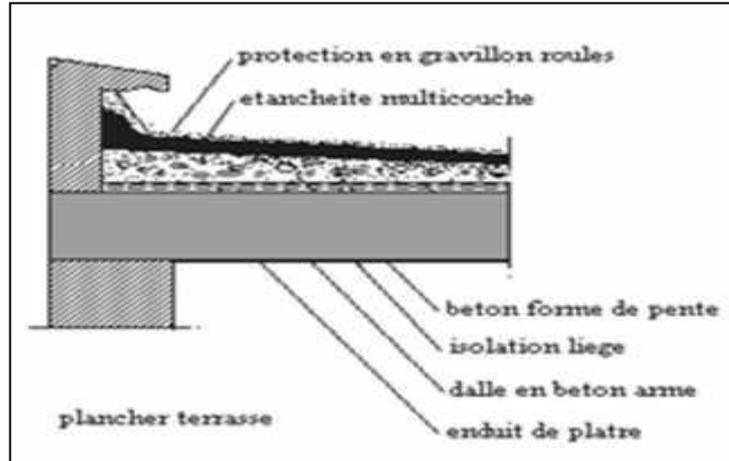


Figure II.4: Plancher terrasse

II.6.2. Plancher étage courant

II.6.2.1. Charge permanente :

Charge permanente d'après (DTR):

Tableau II.2: Charge permanents (plancher-étage courant)

Matière	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable	0,02	18	0,36
4-Enduit de plâtre	0,02	12	0,24
5-Plancher en corps creux	0,2	14	0,28
6-Cloisons de distribution	0,1	9	0,90
			$G_T=5,14$

II.6.2.2 charge d'exploitation :

Le plancher étage courant $Q= 1,50 \text{ KN/m}^2$ d'après **D.T.R.B.C.2.2** (étage courant inaccessible Q).

II.6.3. Poids propre des murs extérieurs

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creux dans les épaisseurs sont (10cm à l'intérieur, 15cm l'extérieur), et un vide de 5cm entre parois utile pour obtenir l'isolation phonique et thermique.

Tableau II.3: Poids propre des murs extérieurs

Matière	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de ciment	0,02	20	0,4
2- Brique creuse	0,15	14	2,1
3- Brique creuse	0,1	14	1,4
4- Enduit en plâtre	0,015	12	0,18
			$G_T=4,8$
30% D'ouvertures			$G= 2,856$

II.6.4.Poids des escaliers

II.6.4.1 charge permanente:

Les charges permanentes de paillasse et de palier de notre escalier sont données dans les (II.5 et II.6)

Tableau II.4: Charge permanente de paillasse

Matière	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Paillasse	0,14	25	4,15
2-Les marches	0,17	22	1,87
3- Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Carrelage	0,02	22	0,44
5- Enduit de plâtre	0,02	12	0,24

6-Gard corps			0,1
			$G_T=7,20$

Tableau II.5: Charge permanente de palier

Matière	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1- Palier	0,14	25	3,5
2- Carrelage	0,02	22	0,44
3- Mortie de pose	0,02	20	0,40
4- Enduit en plâtre	0,02	12	0,24
			$G_T=4,58$

II.6.4.2 Charge d'exploitation d'escalier

D'après DTR BC.2.2 la charge d'exploitation est: $Q=2,50\text{KN/m}^2$

II.6.5.Poids des poutres longitudinales

$$G = b \times h \times 1 \text{ ml} \times 25 \Rightarrow 0,30 \times 0,35 \times 1 \times 25 \Rightarrow G = 2,63 \text{KN/ml}$$

II.6.6 Poids des poutres transversales

$$G = b \times h \times 1 \text{ ml} \times 25 \Rightarrow 0,30 \times 0,40 \times 1 \times 25 \Rightarrow G = 3,00 \text{KN/ml}$$

II.6.7. Poids des poteaux

$$G = a \times b \times 1 \text{ ml} \times 25 \Rightarrow 0,30 \times 0,30 \times 25 \Rightarrow G = 2,25 \text{ KN / ml}$$

Chapitre III: Etude des éléments secondaires

III.1. Etude de plancher à corps creux

III.1.1. Introduction:

Les planchers sont des éléments plans limitant les étages, ils assurent deux fonctions principales sont:

- Fonction de la résistance: les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation
- Fonction d'isolation: ils garantissent l'isolation thermique et acoustique des différents états.

Les poutrelles seront continuées et disposées suivant la petite portée pour la réduction de la flèche.

III.1.2. Dimensionnement des poutrelles

$b_0=10\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$b =65\text{ cm}$ (entre axes des nervures)

$h_0=4\text{ cm}, h_t= (16+4)\text{ cm}$

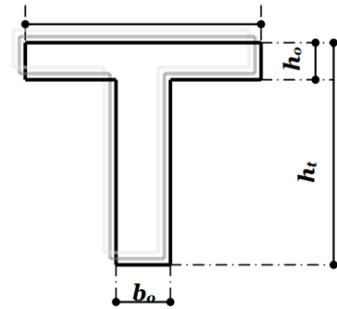


Figure III.1. Section en T de la poutrelle

III.1.3. Méthode de calcul (Méthode forfaitaire):

La méthode forfaitaire est applicable au calcul des poutres, notamment aux nervures, des planchers à surcharges modérées à condition de vérifier ce qui suit :

- La fissuration est considérée comme peu-préjudiciable.
- L'absence de charge rapidement variable dans le temps et de position.
- La surcharge d'exploitation est modérée c'est -à- dire: $Q \leq \max \{2G; 5\text{ KN/m}^2\}$
- Les éléments de poutre ont une section constante.
- Les rapports d'une portée sur les portées voisines sont compris entre 0,8 et 1,25.

✚ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire:

1. La fissuration est peu nuisible.....(CV)

2. La surcharge d'exploitation doit être vérifiée la condition suivante:

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN/m}^2\} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

3. le moment d'inertie est le même dans les différents sections: (I=cst)...(CV)

4. le rapport entre portées successives doit être compris :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{4,5}{4,3} \leq 1,25 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

$$0,8 \leq \frac{4,3}{3,3} \leq 1,25 \dots\dots\dots(\text{CNV})$$

Les conditions ne sont pas tous vérifiées donc on ne peut pas appliquées la méthode « FORFAITAIRE » pour le calcul des poutrelles.

Dans ce cas on peut appliquées la méthode des trois moments pour déterminer les sollicitations.

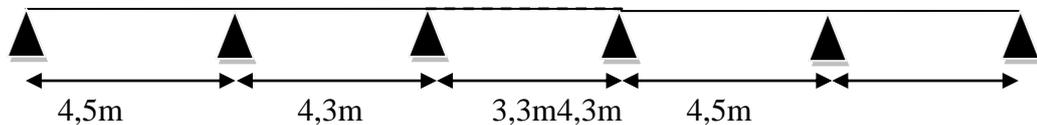
➤ **Principe de la méthode des trois moments :**

Cette méthode consiste à déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues, c'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis.

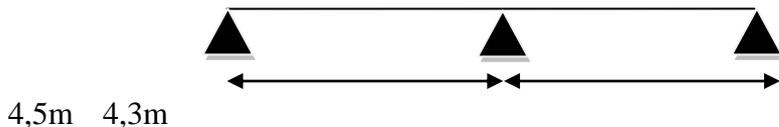
III.1.4. Type des poutrelles

Dans cette étude on a deux types des planchers

Type (1):



Type (2):



III.1.5. Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.1. Evaluation des charges et surcharges

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Plancher terrasse	4,06	0,65	6,46	4,71
Plancher d'étage courant	3,34	0,975	5,97	4,32

III.1.6. Etude des poutrelles Type (1) au niveau d'étage courant

III.1.6.1. Etude de la poutrelle à l'ELU

a) Calcul des moments sur appuis

Travée (1)

$$i=1, M_0=0, l_1=4,5\text{m}, l_2=4,3\text{m}$$

$$b_i M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \theta'_{i+1} - \theta''_i$$

$$b_1 M_0 + (a_2 + c_1) M_1 + b_2 M_2 = \theta'_2 - \theta''_1$$

$$a_2 = \frac{l_2}{3EI} = \frac{4,3}{3EI}$$

$$c_1 = \frac{l_1}{3EI} = \frac{4,5}{3EI}$$

$$b_2 = \frac{l_2}{6EI} = \frac{4,3}{6EI}$$

$$\theta'_2 = \frac{-q_u l_2^3}{24EI} = \frac{-5,97 \times 4,3^3}{24EI}$$

$$\theta''_1 = \frac{q_u l_1^3}{24EI} = \frac{5,97 \times 4,5^3}{24EI}$$

$$\boxed{2,93M_1 + 0,72M_2 = -42,44} \dots\dots\dots(1)$$

Travée (2)

$$i=2, l_2=4,3\text{m}, l_3=3,3\text{m}$$

$$b_2 M_1 + (a_3 + c_2) M_2 + b_3 M_3 = \theta'_3 - \theta''_2$$

$$0,72M_1 + 2,53M_2 + 0,55M_3 = -28,72 \dots\dots\dots(2)$$

Travée (3)

$$i=3, l_3=3,3m, l_4=4,3m$$

$$b_3M_2 + (a+c_3)M_3 + b_4M_4 = \theta'_4 - \theta''_3$$

$$0,55M_2 + 2,53M_3 + 0,72M_4 = -28,72 \dots\dots\dots(3)$$

La poutrelle est symétrique donc :

$$M_0 = M_5 = 0, M_1 = M_4, M_2 = M_3$$

D'après l'équation (1) on trouve que :

$$M_1 = \frac{-42,44 - 0,72M_2}{2,93}$$

Pour l'équation (2) :

$$0,72\left(\frac{-42,44 - 0,72M_2}{2,93}\right) + 2,53M_2 + 0,55M_2 = -28,72$$

$$\Rightarrow -10,43 - 0,18M_2 + 2,53M_2 + 0,55M_2 = -28,72$$

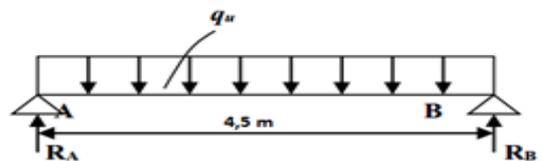
$$2,9M_2 = -18,29 \Rightarrow M_2 = -6,31 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_1 = -12,93 \text{ KN.m}$$

Alors : $M_0 = M_5 = 0$

$$M_1 = M_4 = -12,93 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = -6,31 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des réactions, des moments et des efforts tranchants:



Travée 01

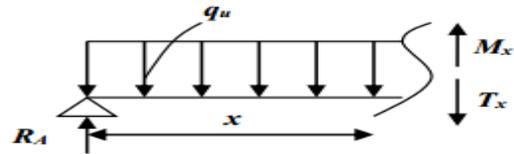
$$M_0 = 0, M_1 = -12,93 \text{ KN.m}$$

Les réactions

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \cdot l - q_u \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_A = (q_u \frac{l^2}{2} + M_1) \frac{1}{l} = (5,97 \times \frac{4,5^2}{2} - 12,93) \times \frac{1}{4,5} \Rightarrow \boxed{R_A = 10,55 \text{ KN}}$$

$$R_B = q_u \cdot l - R_A = 5,97 \times 4,5 - 10,55 \Rightarrow \boxed{R_B = 16,32 \text{ KN}}$$



Les efforts tranchants

Section 1-1: $0 \leq x \leq 4,5 \text{ m}$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow R_A \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} - M_x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_u \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 4,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4,5) = -12,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = M'_x = R_A - q_u x$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 4,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 10,55 \text{ KN} \\ T(4,5) = -16,32 \text{ KN} \end{cases}$$

Les moments maximaux

$$M_{\max} \Rightarrow T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{10,55}{5,95} = 1,77 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M_t = 9,32 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2 : Les sollicitations à l'ELU

Travée	M_a (KN.m)	T (KN)	x (m)	M_t (KN.m)
(1) $0 \leq x \leq 4,5 \text{ m}$	0	10,55	1,77	9,32
	-12,93	-16,32		
(2) $0 \leq x \leq 4,3 \text{ m}$	-12,93	14,38	2,41	4,39
	-6,31	-11,29		
(3) $0 \leq x \leq 3,3 \text{ m}$	-6,31	9,85	1,65	1,82
	-6,31	-9,85		

* Tant que la poutrelle étudiée est symétrie donc on obtient les diagrammes suivants:

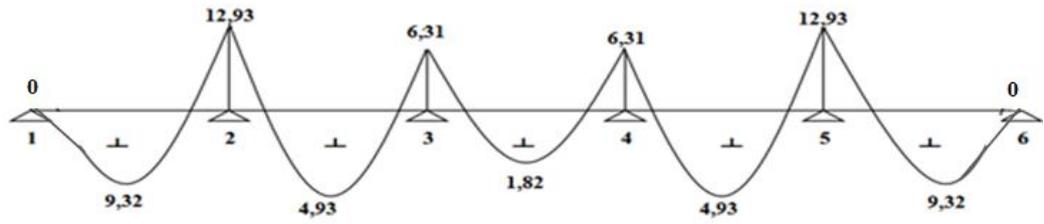


Figure III.2 : Diagrammes des moments à l'E.L.U (KN.m)

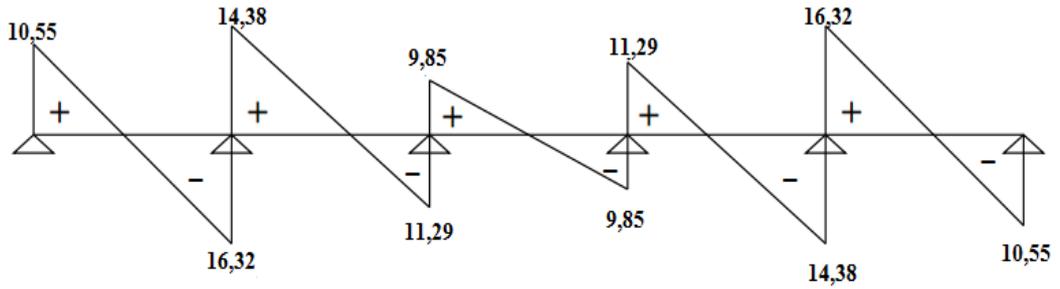


Figure III.3 : Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U (KN)

III.1.6.2. Etude de la poutrelle à l'ELS

a) Calcul des moments sur appuis :

Par la même méthode appliquée on obtient

Travée (1)

$$2,93M_1 + 0,72M_2 = -30,71 \dots\dots\dots(1)$$

Travée (2)

$$0,72M_1 + 2,53M_2 + 0,55M_3 = -20,78 \dots\dots\dots(2)$$

Travée (3)

$$0,55M_2 + 2,53M_3 + 0,72M_4 = -20,78 \dots\dots\dots(3)$$

La poutre est symétrie donc:

$$M_0 = M_5 = 0, \quad M_1 = M_4, \quad M_2 = M_3$$

De l'équation (1) on obtient : $M_1 = \frac{-30,71 - 0,72M_2}{2,93}$

Pour l'équation (2) :

$$0,72\left(\frac{-30,71-0,72M_2}{2,93}\right) + 2,53M_2 + 0,55M_2 = -20,78$$

$$\Rightarrow -7,55 - 0,18M_2 + 2,53M_2 + 0,55M_2 = -20,78$$

$$2,9M_2 = -13,23 \Rightarrow \boxed{M_2 = -4,56 \text{ KN.m}} \quad \text{et} \quad \boxed{M_1 = -9,36 \text{ KN.m}}$$

$$M_0 = M_5 = 0$$

$$M_1 = M_4 = -9,36 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_3 = -4,56 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des réactions, moments et efforts tranchants:

Travée 01

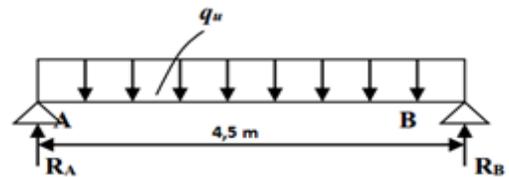
$$M_0 = 0, M_1 = -9,36 \text{ KN.m}$$

✚ Les réactions

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \cdot l - q_u \frac{l^2}{2} + M_1 = 0$$

$$R_A = (q_u \frac{l^2}{2} + M_1) \frac{1}{l} = (4,32 \times \frac{4,5^2}{2} - 9,36) \times \frac{1}{4,5} \Rightarrow \boxed{R_A = 7,64 \text{ KN}}$$

$$R_B = q_u \cdot l - R_A = 4,32 \times 4,5 - 7,64 \Rightarrow \boxed{R_B = 11,8 \text{ KN}}$$

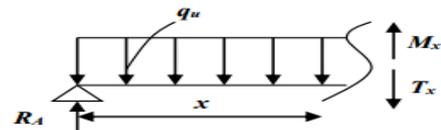


✚ Les efforts tranchants

Section 1-1: $0 \leq x \leq 4,5 \text{ m}$

$$\sum M/S = 0 \Rightarrow R_A \cdot x - q_u \frac{x^2}{2} - M_x = 0$$

$$\Rightarrow M_x = R_A \cdot x - q_u \frac{x^2}{2}$$



$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 4,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(4,5) = -9,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = M'_x = R_A - q_u \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \\ x = 4,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 7,64 \text{ KN} \\ T(4,5) = -11,8 \text{ KN} \end{cases}$$

Les moments maximaux

$$M_{\max} \Rightarrow T_x=0 \Rightarrow x = \frac{7,64}{4,32} = 1,77\text{m}$$

$$M_{\max}=M_t = 6,75\text{KN.m}$$

Tableau III.3 : Les sollicitations à l'ELS

Travée	M_a (KN.m)	T (KN)	x (m)	M_t (KN.m)
(1) $0 \leq x \leq 4,5\text{m}$	0	7,64	1,77	6,75
	-9,36	-11,8		
(2) $0 \leq x \leq 4,3\text{m}$	-9,36	10,40	2,41	3,16
	-4,58	-8,18		
(3) $0 \leq x \leq 3,3\text{m}$	-4,58	7,13	1,65	1,32
	-4,58	-7,13		

*Tant que la poutre étudiée est symétrique donc on résume les résultats par les diagrammes suivantes:

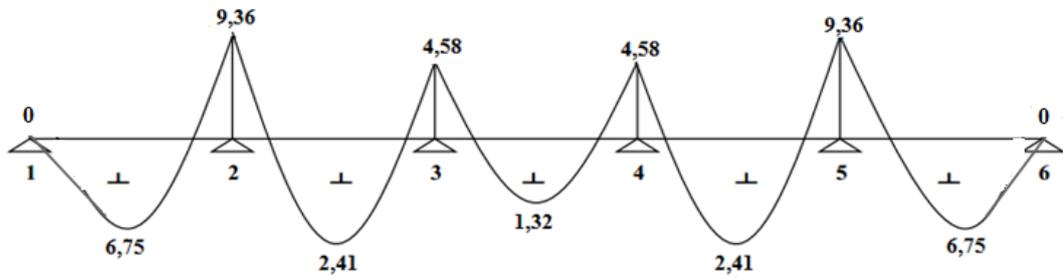


Figure III.4 : Diagrammes des moments à l'ELS (KN.m)

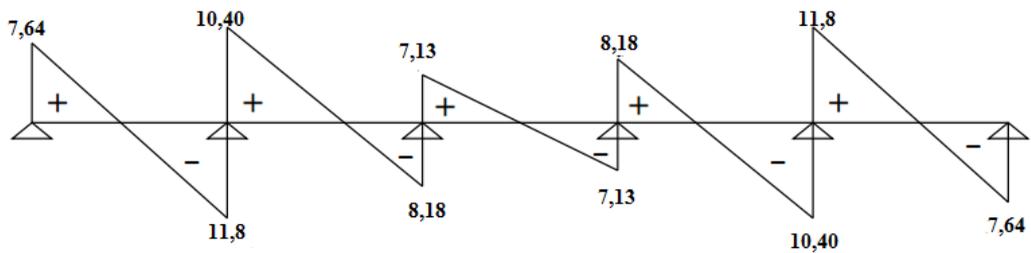


Figure III.5 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (KN)

III.1.6.3. Détermination des armatures longitudinales de la poutrelle:

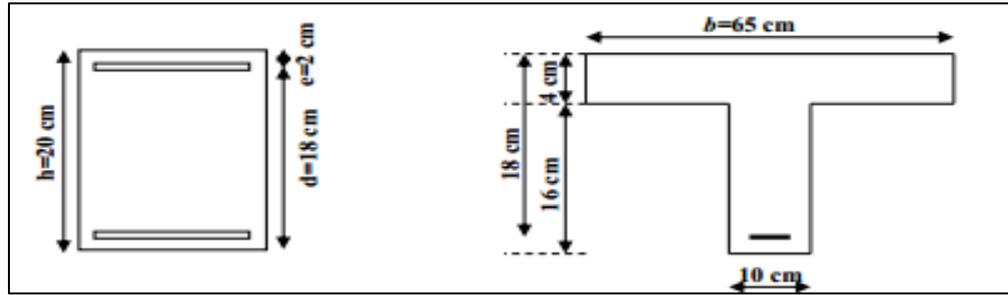


Figure III.6 : Coupe longitudinale de la poutrelle

Les données: $b=65\text{cm}$, $d=18\text{cm}$, $h_0=4\text{cm}$, $\bar{\sigma}_{bc}=14,2\text{MPa}$

$$f_{t28}=2,1\text{MPa}, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

a) Calcul de ferrailage en travée et sur appuis à l'E.L.U:

✚ La position de l'axe neutre

$$M_t = \sigma_b \times h_0 \times b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 4 \times 65 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072\text{N.m}$$

$$M_1 = 59072\text{N.m} = 59,072\text{KN.m} > 9,32\text{KN.m}$$

$$M_1 = 59072\text{N.m} = 59,072\text{KN.m} > 12,93\text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre dans la table de compression, la section en "Te" sera calculer comme une section rectangulaire de $(b \times d)$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \quad ; \quad f_e E400 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 14,2\text{MPa} \quad ; \quad c = 2\text{cm} \quad ; \quad d = 18\text{cm} \quad ; \quad b = 65\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}} \quad ; \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad z = d \times (1 - 0,4\alpha) \quad ; \quad A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.4: Ferrailage du poutrelle (1) niveau étage

	M_u (N.m)	μ	α	Z (cm)	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	9320	0,031	0,039	17,72	1,51	1,41	2HA10=1,57cm ²
Appui	12930	0,28	0,42	14,98	2,48	1,41	2HA10+1HA12=2,70cm ²

Tant que : $\mu = 0,031 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$

b) Vérification vis à- vis à l'ELS

Tant que la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400, la section est constante et la fissuration est préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100} / \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau III.5: Vérification vis à- vis à l'ELS

	γ	$\bar{\alpha}$	α	Vérification
Appuis	1,38	0,44	0,42	CV
Travée	1,44	0,22	0,039	CV

III.1.7. Etude des poutrelles type (2) au niveau d'étage courant

III.1.7.1 Les sollicitations

On résume les résultats des sollicitations à l'ELU et l'ELS dans les tableaux ci-dessous.

Tableau III.6: Les sollicitations à l'ELU

Travée	M_a (KN.m)	T (KN)	x (m)	M_t (KN.m)
(1)	0	10,21	1,71	8,83
$0 \leq x \leq 4,5m$	-14,50	-16,66		
(2)	-14,50	16,20	2,71	7,5
$0 \leq x \leq 4,3m$	0	-9,47		

Tableau III.7 : Les sollicitations à l'ELS

Travée	M_a (KN.m)	T (KN)	x (m)	M_t (KN.m)
(1)	0	7,39	1,71	6,32
$0 \leq x \leq 4,5m$	-10,49	-12,03		
(2)	-10,49	11,73	2,7	5,55
$0 \leq x \leq 4,3m$	0	-6,85		

III.1.7.2. Calcul de ferrailage en travée et sur appuis:

✚ La position de l'axe neutre

$$M_t = \sigma_b \times h_0 \times b \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 4 \times 65 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

En travée : $M_1 = 59072 \text{ N.m} = 59,072 \text{ KN.m} > 8,83 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_1 = 59072 \text{ N.m} = 59,072 \text{ KN.m} > 14,50 \text{ KN.m}$

Donc l'axe neutre dans la table de compression, la section en "Te" sera calculer comme une section rectangulaire de (b× d)

$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e E400 ; c = 2 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; z = d \times (1 - 0,4\alpha) ; A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 (65) \times (18) \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Tableau III.8:Section de ferrailage adoptée

	M_u (N.m)	μ	α	Z (cm)	A_u (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)
Travée	8830	0,03	0,038	17,75	1,43	1,41	2HA10=1,57cm ²
Appui	14500	0,05	0,064	17,54	2,38	1,41	2HA10+1HA12=2,70cm ²

III.1.7.3. Vérification des contraintes tangentielles

$T_{\max} = 1126,869 \text{ daN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{163210^{-5}}{0,10 \cdot 0,18} = 0,90 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu préjudiciable: $\tau_{ul} = \min \left\{ 0,20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = 0,20 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \geq \tau_u = 0,91 \text{ MPa} \dots\dots\dots (CV)$$

III.1.7. 4. Armatures transversales

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 Art-A.7.2.2)

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_l, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \emptyset \leq \min\left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{12}\right) \text{mm}$$

On prend $\emptyset = 8 \text{mm}$

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{\tau_{ul} - 0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{0,9 \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (coefficient de bétonnage)

$\alpha = 90^\circ$ (α : Inclination des aciers transversales)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,62 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1}{0,9 \cdot (1+0)} \cdot 10 \cdot \frac{1,15}{235} = -0,00054 \text{cm}^2 / \text{cm}$$

-Pourcentage minimal

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \cdot f_c > 0,4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \cdot 10}{235} = 0,017 \text{cm}^2 / \text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,00054 - 0,017) = 0,017 \text{cm}^2 / \text{cm}$$

-Espacement des armatures (BAEL Art-A.5.2)

$$S_t \leq \min(0,9d = 16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,017 \text{cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow A_t = 0,017 \cdot 15 = 0,255 \text{cm}^2$$

On prend: $A_t = 2\text{HA6} = 0,57 \text{cm}^2$

III.1.8. Vérification de la déformation (BAEL Art-B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées:

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{1}{15} \frac{M_{\max}}{M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3,6}{f_e}$$

D'où,

$$1) \frac{20}{450} = 0,044 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$2) \frac{20}{450} = 0,044 > \frac{1}{15} \cdot \frac{9320}{15110} = 0,041 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

$$3) \frac{1,57}{10.18} = 0,0087 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.9. Ferrailage final des poutrelles

Le tableau III.9 résume le ferrailage final des poutrelles types 1 et 2 au niveau de la terrasse et d'étage courant

Tableau III.9: ferrailage final

Type	Niveau	Travée		Appui	
		Mt(daN.m)	As (cm ²)	Ma(daN.m)	As (cm ²)
Type 01	Terrasse	1009	1HA10+1HA12	1402	2HA10+1HA12
	Etage.c	932	2HA10	1293	2HA10+1HA12
Type 02	Terrasse	945	2HA10	1568	2HA10+1HA12
	Etage.c	833	2HA10	1450	2HA10+1HA12

III.2. Etude d'escalier

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Notre type d'escalier est en béton armé composé de:

- Un palier d'épaisseur 14cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 14cm.

- Giron de 30cm
- Contremarche de 17cm

III.2.1. Détermination des sollicitations

$g_1=458 \times 1.00=458\text{kg/ml}$

$g_2=720 \times 1.00=720\text{kg/ml}$

$P=285.6 \times 2.92 \times 1.00=833.95\text{kg/ml}$

$Q=250 \times 1.00=250\text{kg/ml}$

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

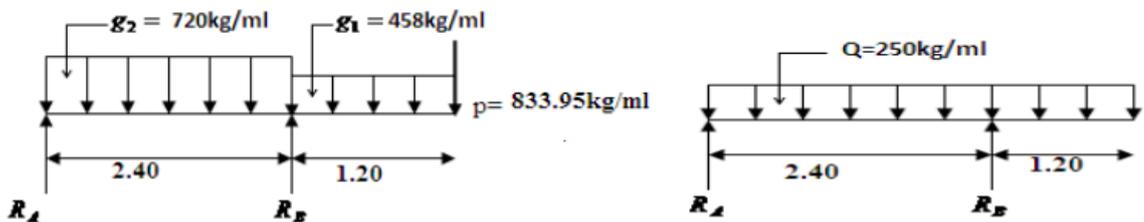


Figure III.7: Schéma statique d'escalier

III.2.1.1. Calcul des réactions RA et RB:

$\sum Fy = 0 \Rightarrow R_A + R_B = g_1.l_1 + g_2.l_2 + P$

$\Rightarrow R_A + R_B = 458 \times 1,2 + 720 \times 2,40 + 833,95$

$\Rightarrow R_A + R_B = 3111,55 \dots \dots \dots (1)$

$\sum M/A = 0 \Rightarrow g_2 \times \frac{(2,40)^2}{2} + g_1 \times 1,20 \left(\frac{1,2}{2} + 2,40 \right) + p(2,40 + 1,2) - R_B \times 2,40$

$\Rightarrow 720 \times \frac{(2,40)^2}{2} + 458 \times 3,6 + 833,95 \times 3,6 - 2,40 R_B$

$R_B = \frac{2073,6 + 1648,8 + 3002,22}{2,40} = 2801,295 \text{Kg} \dots \dots \dots (2)$

$\sum M/B = 0 \Rightarrow -g_2 \times \frac{(2,40)^2}{2} + g_1 \times \frac{(1,2)^2}{2} + p(1,20) + 2,40 R_A$

$\Rightarrow R_A = \frac{720 \times \frac{(2,40)^2}{2} - 458 \times \frac{(1,2)^2}{2} - 833,95 \times 1,20}{2,40} = \frac{2073,6 - 329,76 - 1000,74}{2,4} = 309,625 \dots \dots \dots (3)$

Pour la relation (1) on a:

$$309,625 + 2801,295 = 3111,55 \text{Kg} \dots \dots \dots (\text{CV})$$

III.2.1.2. Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants:

0 ≤ x ≤ 1,20

$$M(x) = -g_1 \cdot \frac{x}{2} - px$$

$$M(x) = -458 \cdot \frac{x^2}{2} - 833,95 \cdot x$$

$$T(x) = g_1 \cdot x + p = 458 \cdot x + 833,95$$

$$x=0 \left\{ \begin{array}{l} T = 833,95 \text{Kg} \\ M = 0 \text{Kg.m} \end{array} \right. ; x=1,20 \left\{ \begin{array}{l} T = 1383,55 \text{Kg} \\ M = -1330,5 \text{Kg.m} \end{array} \right.$$

0 ≤ x ≤ 2,40

$$T = -g_2 \cdot x + R_A = 0$$

$$R_A = g_2 \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{g_2} = \frac{309,625}{720} = 0,43 \text{m}$$

$$M(0,43) = -720 \times \frac{(0,43^2)}{2} + 309,625 \times 0,43$$

$$M(0,43) = 66,57 \text{Kg.m} = M_{\max}$$

$$T(x) = 0$$

$$M(x) = -g_2 \cdot \frac{x}{2} + R_A \cdot x$$

$$M(x) = -720 \times \frac{x^2}{2} + 309,625x$$

$$T(x) = g_2 \cdot x + R_A = -720x + 309,625$$

$$x=0 \left\{ \begin{array}{l} T = 309,625 \text{Kg} \\ M = 0 \text{Kg.m} \end{array} \right. ; x=2,40 \left\{ \begin{array}{l} T = -1418,375 \text{Kg} \\ M = -1330,5 \text{Kg.m} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} = 665,7 \text{N.m}$$

En appui: $M_a = 0,4 M_{\max} = 0,4 \times 665,7 = 266,28 \text{N.m}$

En travée: $M_t = 0,75 M_{\max} = 0,75 \times 665,7 = 499,27 \text{N.m}$

Tableau III.1: Les moments et les efforts tranchants

		$M_g(N.m)$	$T_g(N)$	$M_q(N.m)$	$T_q(N)$
paillasse	appui R_A	266,28	3096,25	405	2250
	Travée	665,7	14183,75	1012,5	3750
palier	appui R_B	13305	13835,5	1800	3000

Tableau III.2 : Les sollicitations en ELU et ELS

	$M_g(N.m)$	$M_q(N.m)$	$1,35M_g+ 1,5M_q$	$M_g+ M_q$
appui R_A	266,28	405	966,98	671,28
Travée	665,7	1012,5	2417,45	1678,2
appui R_B	13305	1800	20661,75	15105

III.2.2. Ferrailage d'escalier à L'E.L.U

$f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_e E400$; $c=2\text{cm}$; $d=12\text{cm}$; $b= 100\text{cm}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} ; \mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) ; z = d \times (1 - 0,4\alpha) ; A_u = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$$

Tableau III.3 : Calcul le ferrailage à l'E.L.U

	$M_u(N.m)$	μ	α	$z(cm)$	$A_u(cm^2)$
appui R_A	966,98	0,0047	0,0058	11,97	0,23
Travée	2417,45	0,012	0,015	11,93	0,58
appui R_B	20661,75	0,10	0,132	11,37	5,22

III.2.3. Vérification à ELS

Tant que la section rectangulaire soumise a la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400 la section est constante la fissuration est préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} / \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.4: Vérification à l'E.L.S

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	ᾱ	Vérification
appui R_A	966,98	671,28	1,44	0,0058	0,47	CV
Travée	2417,45	1678,2	1,44	0,015	0,47	CV
appui R_B	20661,75	15105	1,37	0,132	0,43	CV

$$A_u > A_{ser} \dots \dots \dots (CV)$$

III.2.4. Condition de non fragilité:

$$A_{min} \geq 0,23b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23(100) \times (12) \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1,45 \text{cm}^2$$

Tableau III.5: La section de ferrailage adoptée

	A_u(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{max}(cm²)	A_{adop}(cm²)
appui R_A	0,23	1,45	1,45	5T12=5,65
Travée	0,58	1,45	1,45	5T12=5,65
appui R_B	5,22	1,45	1,45	5T12=5,65

III.2.5. Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$T_{max} = 1,35T_g + 1,5T_q = 1,35(13835,5) + 1,5(3000)$$

$$T_{max} = 23177,625 \text{N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{23177,625}{1000 \times 120} = 0,193 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,23f_{c28}; 4 \text{MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{MPa}; 4 \text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} > \tau_u = 0,193 \text{MPa} \dots \dots \dots (CV)$$

III.2.6. Calcul des armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Tableau III.6 : Les armatures de répartition

	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$	Espacement(cm)
appui R_A	5,65	1,41	4T10=3,14	e= 30
Travée	5,65	1,41	4T10=3,14	e= 30
appui R_B	5,65	1,41	4T10=3,14	e= 30

III.2.7. Condition de déformation d'après le BAEL

$$1) \frac{h}{l} \geq \left(\frac{0,75}{20}\right) \frac{M_{0\text{ ser}}}{M_{0\text{ ser}}} \Rightarrow \frac{14}{240} \geq 0,0375 \Rightarrow 0,058 \geq 0,0375 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{2}{F_e E} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0047 \leq 0,005 \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.2.8. Calcul de la poutre palière

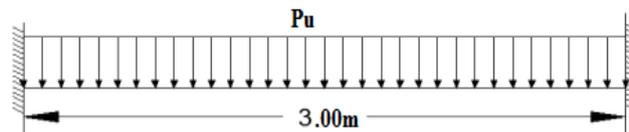


Figure III.8: Schéma statique de la poutre palière

III.2.8.1. Prédimensionnement

La poutre palière a une section ($h \times b$)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots \text{avec } L=300\text{cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm}$$

On prend: $h=30\text{cm}$ et $b= 30\text{cm}$

Vérification de la poutre selon RPA99/version 2003

$b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$, $h=30\text{cm} \geq 30\text{cm}$, $h/b= 1 < 4$ (les condition sont vérifiées)

III.2.8.2. Détermination des sollicitations

L'évaluation des charges et surcharges est résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.7:Évaluation des charges et surcharges

Cas	Calcul	
G	Poids de la poutre : $0,30 \times 0,30 \times 25000 = 2250 \text{Kg/ml}$	
	Poids de palier : $458 \times 1,2 = 549,6 \text{Kg/m}$	
	Poids de mur : $285,6 \times 2,92 \times 1,00 = 833,952 \text{Kg/ml}$	
	Poids de paille : $720 \times (\frac{2,4}{2}) = 864 \text{Kg/ml}$	
		G_T = 4497,55Kg/ml
Q=	$250(\frac{2,4}{2} + 1,20) = 600 \text{Kg/ml}$	
		Q=600Kg/ml

Combinaisons des charges:

$$p_u = 1,35G + 1,5Q = 6971,69 \text{Kg/ml}$$

$$p_{ser} = G + Q = 5097,55 \text{ Kg/ml}$$

Tableau III.8:Les sollicitations

Cas	P (kg)	Ma = $\frac{p.L^2}{12}$ (kg.m)	Mt = $\frac{p.L^2}{24}$ (kg.m)	Tu = $\frac{p_u.L}{2}$ (kg)
ELU	6971.69	-5228,77	2614,38	10457,53
ELS	5097.55	3823,16	1911,58	/

III.2.8.3. Ferrailages

$$d = 27, b = 30 \text{cm}, f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}, \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) , Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z.\sigma_s}$$

➤ **Condition de nonfragilité:**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 b_0 . d . f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} \geq 0,978 \text{ cm}^2$$

Tableau III.9: Les armatures à l'ELU

	M_u (N.m)	μ	α	Z	A_u	A_{min}	A_{max}	$A_{adop}(cm^2)$
Travée	2614,38	0,104	0,137	25,52	3,627	0,978	3,627	3T14= 4,62
Appui	5228,77	0,207	0,293	23,83	7,76	0,978	7,76	3T12+3T14=8,01

III.2.8.4. Vérification à ELS

Tant que la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400 la section est constante la fissuration est préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.10: La vérification à l'E.L.S

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	α	$\bar{\alpha}$
appui RΛ	32205,357	23480,82	1,37	0,137	0,435
Travée	64411,07	46961,64	1,37	0,293	0,435

$$A_u > A_{ser} \dots \dots \dots (cv)$$

III.2.8.5. Vérification au cisaillement:

On doit vérifier la condition suivante: $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$T_{max} = 128821,428 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{128821,428}{300 \times 270} = 1,59$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,23f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,25 > \tau_u = 0,206\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u : \text{pas de risque de cisaillement}$$

a) Les armatures transversales

Les armatures transversales doivent être vérifiées

$$\phi_t \leq \min\{h/35; b_0/10; \phi_l\}$$

$$\phi_t \leq \min\{300/35; 300/10; 12\}$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

b) Calcul de l'espacement:

$$s_t \leq \min\{10\phi; 15\text{cm}\}$$

$$s_t \leq \min\{10 \times 1.4; 15\text{cm}\} \Rightarrow s_t = 10\text{cm}$$

$$s_t \leq 15\phi = 15 \times 1.4 = 21\text{cm}$$

$$s_t \leq 21\text{cm} \Rightarrow s_t = 20\text{cm}$$

$$s = 2h = 2 \times 30 = 60\text{cm}$$

III.3. Balcon

Le balcon est calculé comme un consol en flexion simple, il est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentré **P** (poids de mur) appliquée à l'extrémité libre, et une charge d'exploitation **Q**.

III.3.1. Evaluation des charges

On prend comme un exemple balcon d'étage courant le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur.

Poids propre de balcon: G = 460 × 1 kg/ml

Poids propre de mur extérieur:

$$P = 285.6 \times 2.94 \times 1.00 = 839.66 \text{ kg}$$

Charge d'exploitation: Q = 150 kg/ml

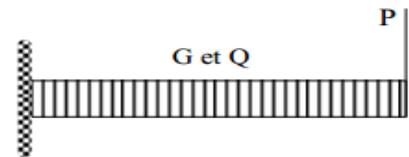


Figure III.9: Schéma statique de balcon

III.3.2. Calcul des moments fléchissants et des efforts tranchants:

$$M_g = \frac{-g \cdot l^2}{2} = \frac{-460 \times (1.2)^2}{2} = -331.2 \text{ kg.m} = -3312 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times l_x = 460 \times 1.20 = 552 \text{ kg} = 5520 \text{ N}$$

$$P = 839.66 \text{ kg/ml}$$

$$M_p = -p \times l = -839.66 \times 1.2 = -1007.59 \text{ kg.m} = -10075.9 \text{ N.m}$$

$$T_p = p = 839.66 \text{ kg} = 8396.6 \text{ N}$$

$$M_q = \frac{-q \cdot l^2}{2} = \frac{-150 \cdot (1.2)^2}{2} = -108 \text{ kg.m} = -180 \text{ N.m}$$

$$T_q = q \cdot l = 150 \times 1.2 = 180 \text{ kg} = 180 \text{ N}$$

III.3.3. Les sollicitations:

➤ **ELU : 1,35G+ 1,5Q**

$$\begin{aligned} M^u &= 1.35(M_g + M_p) + 1.5M_q \\ &= 1.35(-3312 - 10075.9) + 1.5(-1080) \rightarrow \mathbf{M^u = -19693.665 \text{ N.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_u &= 1.35(T_g + T_p) + 1.5T_q \\ &= 1.35(5520 + 8396.6) + 1.5(1800) \rightarrow \mathbf{T_u = 21487.41 \text{ N}} \end{aligned}$$

➤ **ELS : G+Q**

$$M_{\text{ser}} = (M_g + M_p) + M_q = (-3312 - 10075.9) + (1080)$$

$$\mathbf{M_{\text{ser}} = -14467.9 \text{ N.m}}$$

III.3.4. calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a: $c=2\text{cm}$, $d=h-c=12-2=10\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $d=10\text{cm}$, $h=12\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_e E400$,
 $\bar{\sigma}_b=14,20\text{MPa}$; $\bar{\sigma}_s=348\text{MPa}$, $\mu=0,138$, $\alpha=0.186$, $\beta=0.925$

$$A_s = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_{s,\beta,d}} = \frac{19693.665}{348 \times 0.925 \times 10} = 6.12 \text{ cm}^2$$

On adopte: **6T12= 6,78cm²**

III.3.5. Vérification à ELS

Pour la section rectangulaire soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400 la section est constante la fissuration est préjudiciable, donc la vérification de $\bar{\sigma}_b$ n'est pas nécessaire si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{e28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M^u}{M^{\text{ser}}} = \frac{-19693.665}{-14467.9} = 1.36 \Rightarrow \bar{\alpha} = \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

$$\alpha = 0.189 < \bar{\alpha} = 0.43 \dots \dots \dots \text{(cv)}$$

III.3.6. Condition de non fragilité (BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 1.21 \text{ cm}^2, A_s = 6.12 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s, A_{min}), \text{ Alors on prend } 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$$

III.3.7. Calcul des armatures de répartition (BAEL91)

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2 \rightarrow A_r = 4\emptyset 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.3.8. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91)

$$T_{max} = 21487.41 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} = \frac{21487.41}{1000 \times 100} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(0.13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \dots \dots \dots \text{ fissuration non préjudiciable .}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min (3.25 ; 4 \text{ MPa}) = 3.25$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{cv})$$

III.3.9. Condition de la flèche (BAEL91)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{120} > \frac{1}{16}$$

$$\Rightarrow 0.1 \geq 0.063 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_{t,ser}}{20 M_{0,ser}} \Rightarrow \frac{12}{120} \geq \frac{14467.9}{20 \times 14467.9}$$

$$\Rightarrow 0.1 \geq 0.05 \dots \dots \dots (\text{cv})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{FeE} \geq \frac{6.79}{100.10} \geq \frac{4.2}{400}$$

$$\Rightarrow 0.007 \leq 0.01 \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture (figure III.10)

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

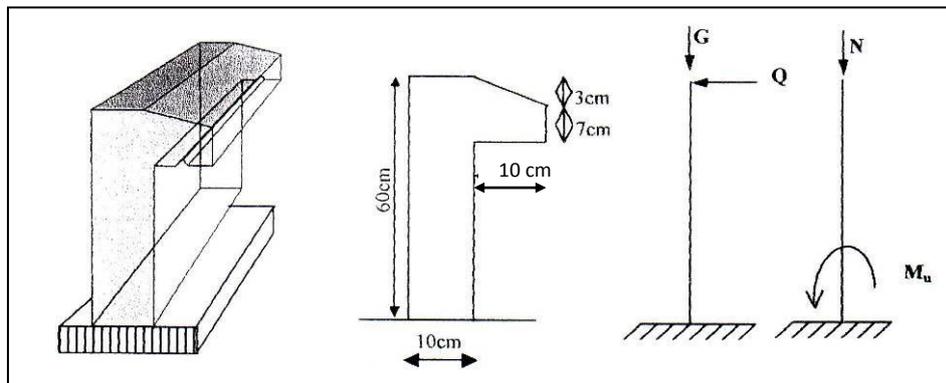


Figure III.10:Schéma statique de l'acrotère

III.4.1. Détermination des sollicitations

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,07) + \frac{(0,03 \times 0,1)}{2} = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G_0 = (0,0685 \times 2500) = 171,25 \text{ Kg/ml}$$

Enduit en ciment $e = 1 \text{ cm}$ (sur la face extérieure et la face intérieure)

$$G_1 = 2000(0,6 + 0,1 + 0,104 + 0,07 + 0,1 + 0,5) \times 0,01 = 29,48 \text{ kg/ml}$$

$$G = g_0 + g_1 = 200,73 \text{ Kg/ml}$$

Charge d'exploitation: $Q = 100 \text{ Kg/ml}$

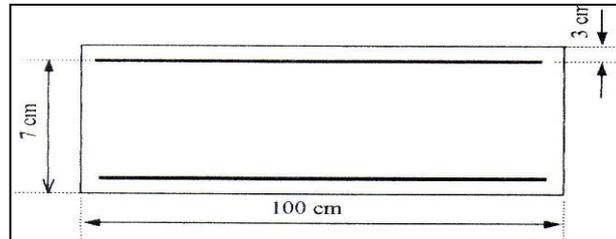
III.4.2.Évaluation et combinaison des charges

Etat limite ultime	Etat limite service
$N_u = G = 200,73 \text{ Kg/ml}$	$N_{ser} = N_G = 2000,73 \text{ Kg/ml}$
$M_u = 1,5Q \times h = 90 \text{ Kg.ml}$	$M_{ser} = Q \times h = 60 \text{ Kg.ml}$
$T_u = 1,5Q = 150 \text{ Kg/ml}$	$T_{ser} = Q = 100 \text{ Kg/ml}$

III.4.3.Ferraillage de l'acrotère

On considère une section ($b \times h$) cm^2 soumis à la flexion composée

$$h=10\text{cm} \quad b=100\text{cm} \quad c=c'=3\text{cm} \quad d=h-c=10-3=7\text{cm}$$



III.4.3.1 Vérifications à l'E.L.U

- Calcul de l'excentricité

e_0 : l'excentricité du centre de pression $e_0 = M_u/N_u$

Donc: $e_0 = M_u/N_u = 90/200,73 = 0,448\text{m} = 44,83 \text{ cm}$

D'où : $e = 44,83\text{cm} > h/2 = 5\text{cm}$

⇒ Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures. La section est donc partiellement comprimée, on calcule la section d'armatures en flexion simple sous l'effet du moment M_A .

M_A : moment de flexion par rapport au (C.D.G) des armatures tendues.

$$M_A = M_u + N_u \left(\left(\frac{h}{2} \right) - c \right) = 90 + 200,73 \left(\left(\frac{0,1}{2} \right) - 0,03 \right) = 94,014 \quad \text{daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{90 \times 10}{14,17 \times 100 \times 7^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2\mu}}{2} = 0,5 + \frac{\sqrt{1-2 \times 0,013}}{2} = 0,993$$

$$A_s = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{94,014 \times 10}{348 \times 0,993 \times 7} = 0,388 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq b \times h^2 \times f_{ij} \times \frac{e_G + d - \frac{h}{2} - z}{(e_G - h) \times z \times f_e}$$

Et par mesure de simplification, on peut admettre que : $d = 0,9h$

$$z = 0,9d = 0,9 \times 0,9h = 0,81h \quad ; \quad f_{ij} = f_{t28} \quad \text{d'où ;} \quad A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b_0 \times d \times \frac{e_G - 0,455 \times d}{e_G - 0,185 \times d}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{60}{200,73} = 0,298 \text{ m}$$

Alors,

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 7 \times \frac{29,80 - 0,455 \times 7}{29,80 - 0,185 \times 7} = 0,189 \text{ cm}^2$$



- **Valeur minimale d'armature (BAEL 91 Art-B 5.3.1)**

$$A_{\min} \geq 0,0025 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

- **Armature final**

$$\text{Donc } A = \max (A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adoptée}} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,52 \text{ cm}^2}$$

- **Espacement des armatures longitudinales (BAEL 91 Art-A8.1.2.2)**

$$S_t < \min(a+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

a: la longueur du petit côté du rectangle

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

- **Contrainte de cisaillement**

La fissuration est préjudiciable donc $\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1500}{1000.70} = 0,024\text{Mpa} < \bar{\tau}_u \text{ BAEL 91 (Art A.5.1.1)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopte}}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 3 \phi 8 = 1,509\text{cm}^2$$

Selon les règles de BAEL91 pour les éléments exposés indiquent que l'écartement des armatures longitudinales est:

$$S_t \leq \text{Min}(2,50h; 25\text{cm}) \Rightarrow \text{L'espacement des armatures } S_t = 25\text{cm}$$

III.4.3.2 Vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{200,73} = 0,298\text{m} = 29,8\text{cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm}; \text{ Donc la section est partiellement comprimée}$$

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

Avec: Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression

C: distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée.

En écrivant les efforts appliqués à la section:

$$Y_c^3 + P \times Y_c + q = 0$$

$$C = e_0 - \frac{h}{2} = 29,8 - \frac{10}{2} = 24,80 \text{ cm}$$

Soit compte tenu des conventions de signes $c = -24,903 \text{ cm}$

Avec:

$$P = -3c^2 + (d-c) \cdot 90 \cdot A_s / b = -3(-24,8)^2 + (7 - (-24,903)) \times 90 \times (2,51) / 100 = -1773,283$$

$$q = -2c^3 - (d-c)^2 \cdot 90 \cdot A_s / 100 = -2(-24,8)^3 - (7 - (-24,8))^2 \cdot 90 \cdot (2,51) / 100 = 28521,592$$

$$\Rightarrow Y_c^3 - 1777,283 Y_c + 28521,592 = 0$$

On calcule Δ :

$$\Delta = q^2 + (4p^3/27) = (28521,592)^2 + (4 \times (-1773,283)^3 / 27) = -12614522,99$$

$$\text{On a : } \Delta < 0 \text{ donc : } \cos \varphi = (3q/2p) \sqrt{(-3/p)} = -0,992 \Rightarrow \varphi = \arccos(-0,992) \approx 172,901^\circ$$

$$\alpha = 2\sqrt{(-P/3)} = 48,624$$

Nous avons trois solutions:

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26,029 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -48,582 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 22,526 \text{ cm}$$

$$Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$\text{donc : } Y_c = 27,044 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } Y_{\text{ser}} = Y_{c1} + C$$

$$Y_{\text{ser}} = 26,029 - 24,8 = 1,229$$

$$Y_{ser} = Y_{c3} + C$$

$$Y_{ser} = 22,526 - 24,8 = -2,274$$

$$\text{Il faut que } Y_{ser} > 0 \Rightarrow Y_{ser} = 2,414$$

a) Vérification des contraintes:

Cette phase consiste à vérifier les contraintes de compression de béton et de traction des armatures.

Le moment d'inertie de la section homogène réduite est :

$$I = b \times Y_{ser}^3 / 3 + 15 A_s \times (d - Y_{ser})^2$$

$$I = 100 \times (2,414)^3 / 3 + 15 \times 2,51 \times (7 - 2,414)^2 = 1315,789$$

b) Le coefficient angulaire contraint:

$$K = \frac{N_{ser} \times YC}{I} = \frac{200,73 \cdot 10^{-2} \times 26,029}{1315,789} = 0,039 \text{ KN} / \text{Cm}^3$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = k \cdot Y_{ser} = 0,039 \times 1,229 = 0,0488 \text{ KN} / \text{Cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,488 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

$$\sigma_s = n \cdot k \cdot (d - Y_{ser}) = 15 \times 0,039 \times (7 - 1,229) = 3,376 \Rightarrow \sigma_s = 33,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) = 201,63 \approx 202 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{CV})$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

III.4.4. Vérification de l'effort due au séisme

Le **RPA** exige de vérifier les éléments non structuraux sous l'effet des forces horizontales suivant la formule de (Art 6.2.3):

$$\boxed{F_p = 4 A C_p W_p}$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés. Pour la zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$

C_p: Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1) pour notre cas : $C_p = 0,8$.

W_p: Poids de l'élément considéré, $W_p = 1,7125 \text{KN/ml}$

Due: $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7125 = 0,822 \text{ KN/ml}$

La condition pour que l'acrotère résiste cette force est :

$$F_p \leq 1,5Q = 1,5 \text{kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots(C.V)$$

Remarque :

Le ferrailage des éléments secondaires est présenté dans l'Annexe 02

Chapitre IV: Etude sismique

IV.1.Introduction:

Le séisme correspond à un mouvement du sol, ce mouvement peut entraîner la ruine des constructions et pour cela le RPA99 est venu avec des règles pour nous permettre d'étudier les portiques sous l'effet du séisme.

IV.2. Choix de la méthode de calcul (RPA99/V2003 Art 4.1):

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques .ce calcul peut être mène par les trois méthodes qui sont:

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode D'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d'application de chacune d'elle. D'après le RPA 99/ version 2003 .notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa groupe d'usage 2. Nous avons utilise une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) par le logiciel robot structural analysais Professional.

IV.3. Méthode statique équivalente (RPA99/V2003 Art 4.2.1):

IV.3.1. Principe de la méthode:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

IV.3.2. Les condition d'application de la méthode statique équivalent (RPA99/V2003 Art 4.1.1):

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (IIa).

Conduction d'élévation: $R+5 = 3,06 \times 6 = 18,36 < 65\text{m}$ (CV)

Vérification de la régularité:

La régularité en élévation et la régularité en plan sont vérifiées.

IV.4. Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.4.1. Centre de masse et centre de torsion:

Les centres de masse et de torsion pour chaque niveau de la structure sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau IV.1: Valeurs Centre de masse et centre de torsion

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
4/1	Etage 1	91694,02	10,45 5,64 2,76	10,51 7,55 2,76	1248103,69	3471547,25	4626551,51	0,06	1,91	0	0
4/2	Etage 2	86786,72	10,45 5,42 5,89	10,45 5,00 5,89	1158530,56	3456366,98	4542453,21	0	0,42	0	0
4/3	Etage 3	86786,72	10,45 5,42 8,95	10,45 5,00 8,95	1158530,56	3456366,98	4542453,21	0	0,42	0	0
4/4	Etage 4	86786,72	10,45 5,42 12,01	10,45 5,00 12,01	1158530,56	3456366,98	4542453,21	0	0,42	0	0
4/5	Etage 5	86786,72	10,45 5,42 15,07	10,45 5,00 15,07	1158530,56	3456366,98	4542453,21	0	0,42	0	0
4/6	Etage 6	85920	10,45 5,38 18,14	10,45 5,00 18,14	1138745,08	3454026,15	4523278,64	0	0,38	0	0

IV.4.2. Poids total de la structure:

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3), il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations.

W : poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_i$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- W_{Qi} : charges d'exploitation
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Pour (un bâtiment d'habitation en prend $\beta = 0,20$)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, les masses sont calculées par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2012.

$$W = 5187,03 \text{ KN}$$

IV.4.3. classification de site

Selon le RPA99/version 2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécanique des sols.

Selon le rapport géotechnique relatif de notre ouvrage, on est présence d'un sol ferme (catégorie S2).

IV.4.4. Spectre de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A: coefficient d'accélération de la zone (RPA tableau 4.1)

R: coefficient de comportement de la structure (RPA tableau 4.3)

Q: Facteur de qualité (RPA tableau 4.4)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA tableau 4.7)

IV.4.5. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

a) **Coefficient d'accélération A:** ce facteur est calculé en fonction de type d'usage et la zone sismique.

Pour la structure étudiée on a zone IIa et groupe d'usage 2

Donc selon le tableau (4.1) de RPA99/version2003 => $A = 0,15$

b) **Facteur d'amplification dynamique moyen D:** en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

: Facteur de correction d'amortissement $= \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$

: Pourcentage d'amortissement critique

Pour un portique léger en béton armé $=6\% \Rightarrow = 0,94$

c) **La période fondamentale de la structure T**

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Pour un portique autostable en béton armé sans remplissage en maçonnerie

$$C_T = 0,075$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 3,06 \times 6 = 18,36m$$

$$\Rightarrow T = 0,67s$$

$$\text{Pour le site (S}_2\text{)} \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,40s \end{cases}$$

$$\text{Puisque } T > T_2 \Rightarrow D = 2,5 \times 0,94 \times \left(\frac{0,40}{0,66}\right)^{2/3} = 1,67$$

d) **Coefficient du comportement global de la structure R**: En fonction du système de contreventement, notre projet est en béton armé contreventé par portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide, selon (le tableau 4.3 de RPA99/V2003) **R = 5**

e) **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.

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par (tableau 4.4 de RPA99/V2003).

Tableau IV.2: Valeurs des pénalités P_q

Critère	Valeur sens x-x	Valeur sens y-y
1-Condition minimales sur les files de contreventement.	0,05	0,05
2- Redondance en plan.	0,05	0,05
3- Régularité en plan.	0	0
4- Régularité en élévation	0	0
5- Contrôle de qualité des matériaux.	0,05	0,05
6- Contrôle de qualité de l'exécution.	0,10	0,10

Sens x-x: $Q_x = 1,25$

Sens y-y: $Q_y = 1,25$

IV.4.6. Les périodes et les factures de participation massique modale

Comme le calcul sismique est fait d'une façon automatique (méthode numérique), l'estimation de la période pour chaque mode (i), dans le tableau suivant:

Tableau IV.3: présente les périodes et les factures de participation massique modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]	Tot.mas. UZ [kg]
4/1	1,27	0,79	0,01	79,68	0	0,01	79,68	0	518703,2	518703	518703
4/2	1,4	0,72	49,61	79,68	0	49,6	0	0	518703,2	518703	518703
4/3	1,48	0,68	80,34	79,69	0	30,72	0,01	0	518703,2	518703	518703
4/4	3,86	0,26	80,34	89,95	0,01	0	10,26	0,01	518703,2	518703	518703
4/5	4,22	0,24	87,46	89,95	0,01	7,13	0	0	518703,2	518703	518703
4/6	4,43	0,23	90,27	89,96	0,01	2,8	0	0	518703,2	518703	518703
4/7	6,55	0,15	90,27	94,25	0,01	0	4,29	0	518703,2	518703	518703
4/8	7,09	0,14	93,92	94,25	0,01	3,65	0	0	518703,2	518703	518703
4/9	7,39	0,14	94,45	94,25	0,01	0,53	0	0	518703,2	518703	518703
4/10	9,2	0,11	94,45	96,77	0,03	0	2,52	0,02	518703,2	518703	518703

A fin de valider les valeurs obtenues avec celle de la formule empirique; les règle RPA99 V 2003 exigent de vérifier que: $T_{\min} \geq 1,30 T_{\text{Fond}}$ pour notre cas :

$$T_{\min} = 0,79s \leq 1,30 \times 0,67 = 0,871s \quad (\text{CV})$$

IV.5. Calcul de la force sismique totale (RPA99/V2003 Art-4.2.3)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$V_{\text{statique}} = \frac{0,15 \times 1,67 \times 1,25}{5} \times 5187,03 = 324,84 \text{KN}$$

➤ Résultantes des forces sismiques de calcul

Les réactions à la base se présentent dans le tableau suivant

Tableau IV.4: Les réactions à la base

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	268,07	271,48	687,97	97,4	287,36	31,79
Somme réactions	263,89	2,85	0,11	38,13	3373,3	1516,35
Somme efforts	263,89	2,85	0,13	38,1	3373,4	1516,35
Vérification	527,78	5,71	0,24	76,23	6746,7	3032,7
Précision	1,12E-03	4,10E-05				
Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	42,13	299,07	735,74	291,32	21,99	10,59
Somme réactions	2,85	252,9	2,14	3233,16	48,79	2625,35
Somme efforts	2,85	252,9	2,16	3233,15	48,9	2625,37
Vérification	5,71	505,8	4,3	6466,32	97,69	5250,72
Précision	1,12E-03	4,10E-05				

	□Fx (KN)	□Fy (KN)
E_x	268,07	271,48
E_y	42,13	299,07

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 271,97 \text{ KN}$$

$$V_{Y \text{ dynamique}} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 302,02 \text{ KN}$$

D'après le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Tableau IV.5: Vérification de la résultante des forces sismiques

	$V_{dynamique}$ (KN)	$V_{statique}$ (KN)	$0,8V_{statique} < V_{dynamique}$
E_x	271,97	324,84	Condition vérifiée
E_y	302,02	324,84	Condition vérifiée

IV.6. Vérification de déplacement

✚ Justification vis-à-vis des déformations:

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.10)** : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

✚ Le déplacement total de chaqueniveau:

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012** on peut avoir les déplacements dans chaque niveau dans différentes combinaisons.

Tableau IV.6: Vérification de déplacement

Niveau	Δ_k (cm) X	Δ_k (cm) Y	1%h	Vérification
5 ^{ème}	0,4	0,5	3,06	Oui
4 ^{ème}	0,7	0,8	3,06	Oui
3 ^{ème}	0,9	1,2	3,06	Oui
2 ^{ème}	1,1	1,4	3,06	Oui
1 ^{ème}	1,2	1,5	3,06	Oui
RDC	0,7	0,8	3,06	Oui

IV.6.1. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du **2^o ordre (ou effet P- Δ)** peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_{K \times h_K}} \leq 0,10$$

Avec

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$$P_K = \sum (W_{GI} + 0,2W_{QI})$$

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 Δ_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 1er ordre par le facteur $1 / (1 - \Delta_k)$.

Si $\alpha_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens x :

Tableau IV.7: Justification vis-à-vis de l'effet P- α sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P_k (KN)	α_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	α_k	$\alpha_k \leq 0,1$
5 ^{ème}	859,20	0,4	86,76	306	0,013	vérifié
4 ^{ème}	867,8672	0,7	159,79	306	0,012	vérifié
3 ^{ème}	867,8672	0,9	218,21	306	0,011	Vérifié
2 ^{ème}	867,8672	1,1	262,03	306	0,011	Vérifié
1 ^{ème}	867,8672	1,2	291,24	306	0,011	Vérifié
RDC	916,9402	0,7	305,27	306	0,0068	vérifié

Dans le sens Y:

Tableau IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P- α sens Y (Combinaison EY)

Niveau	P_k (KN)	α_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	α_k	$\alpha_k \leq 0,1$
5 ^{ème}	859,20	0,5	86,76	306	0,016	Vérifié
4 ^{ème}	867,8672	0,8	159,79	306	0,014	Vérifié
3 ^{ème}	867,8672	1,2	218,21	306	0,016	Vérifié
2 ^{ème}	867,8672	1,4	262,03	306	0,015	Vérifié
1 ^{ème}	867,8672	1,5	291,24	306	0,015	Vérifié
RDC	916,9402	0,8	305,27	306	0,0078	vérifié

Donc $\alpha_k < 0.10$ dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé.

IV.7. Vérification au renversement

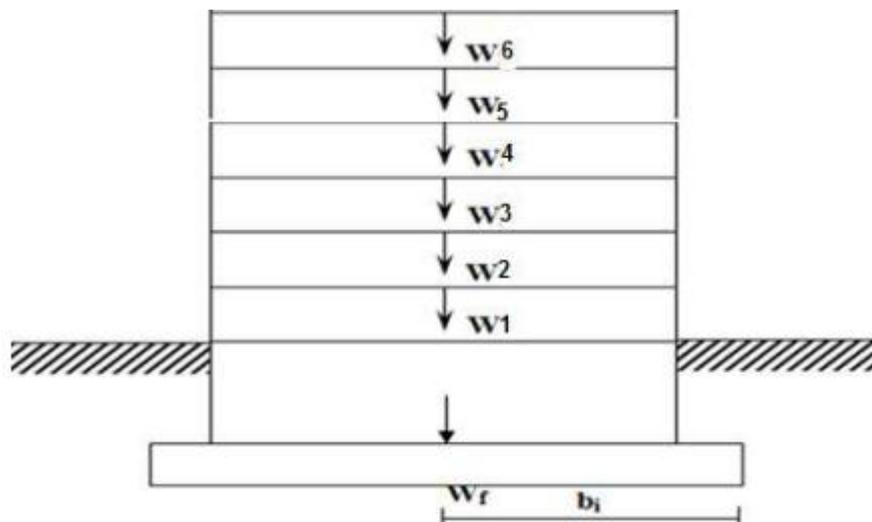
La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} \geq 1,5$$

Avec:

- Moment de renversement $M_{renv} = \sum F_i \times Z_i$

- Moment stabilisant $M_{stab} = \sum W_i \times b_i$
- b_i : bras de levier de niveau "i"
- Z_i : hauteur de niveau "i"
- W_i : poids de niveau "i"
- F_i : la force sismique au niveau "i"



a) Sens longitudinal X: L=21,2 m

Tableau IV.9: Vérification la stabilité au renversement (sens X)

Niveau	Wi (KN)	bi (m)	M _{sta} (KN.m)	Fi (KN)	hi (m)	M _{ren} (KN.m)
1	916,9402	10,6	9719,56	14,03	3,06	42,93
2	867,8672	10,6	9199,39	29,21	6,12	178,76
3	867,8672	10,6	9199,39	43,82	9,18	402,27
4	867,8672	10,6	9199,39	58,42	12,24	715,06
5	867,8672	10,6	9199,39	73,03	15,3	1117,36
6	859,20	10,6	9107,52	86,76	18,36	1592,91
			55624,64			4049,29
$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} = 13,73 > 1,5$						

b) Sens transversal L= 10,3m

Tableau IV.10: Vérification la stabilité au renversement (sens Y)

Niveau	Wi (KN)	bi (m)	M _{sta} (KN.m)	Fi (KN)	hi (m)	M _{ren} (KN.m)
1	916,9402	5,15	4722,24	14,03	3,06	42,93
2	867,8672	5,15	4469,52	29,21	6,12	178,76
3	867,8672	5,15	4469,52	43,82	9,18	402,27
4	867,8672	5,15	4469,52	58,42	12,24	715,06
5	867,8672	5,15	4469,52	73,03	15,3	1117,36
6	859,20	5,15	4424,88	86,76	18,36	1592,91
			27025,2			4049,29
$\frac{M_{stab}}{M_{renve}} = 6,67 > 1,5$						

*La structure est stable au renversement dans les deux sens

Remarque:

Les notes de calcule présenté dans l'Annexe 03

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Introduction

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux), et d'éléments horizontaux (poutres).

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques tout calcul est fait à l'aide du logiciel **Robot**.

V.2.Combinaisons des charges:

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments Structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable:

Poteaux

- Les poteaux sont sollicités en Flexion composé.

-Les combinaisons des charges appliquées sont:

$(1,35G + 1,5Q)$ et $(G+Q)$ => (pour les situations durable)

$(0,8G+E)$ et $(G+Q\pm 1,2E)$ => (pour les situations accidentelles)

La combinaison $(0,8G\pm E)$ donne un effort normal minimal et un moment correspondant, elle permet ainsi de déterminer les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

La combinaison $(G+Q\pm 1,2E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant, elle permet ainsi de vérifier le coffrage des sections du béton (contrainte de compression maximale).

Poutres

-Le mode de sollicitation des poutres est la flexion simple.

-Les combinaisons des charges appliquées sont:

$(1,35G + 1,5Q)$ et $(G+Q)$ => (pour les situations durable)

$(0,8G+E)$ et $(G+Q\pm 1,2E)$ => (pour les situations accidentelles)

-La combinaison $(0,8G\pm E)$ donne un ferrailage inférieur au niveau des appuis.

- La combinaison $(G+Q\pm E)$ donne un ferrailage supérieur au niveau des appuis.[4]

➤ Sollicitations maximales adoptés

Tableau V.1: Sollicitations maximales

		SOLICITATION	ELU	ELS	G+Q+1,2E	0,8G+E
les poteaux	M (KN.m)		1,05	0,74	16,61	13,08
	N (KN)		699,41	496,35	499,21	243
	T (KN)		0,52	0,37	12,38	10,33
les poutres principales	M (KN.m)	travée	51,03	36	52,99	40,99
		appuis	65,85	36,12	29,75	53,79
	T(KN)		55,13	38,92	61,09	42,71
les poutres secondaires	M (KN.m)	travée	16,26	11,43	34,25	31,99
		appuis	43	13,85	29,67	22,26
	T (KN)		44	30,99	70,36	57,34

V.3. Ferrailage de portique

V.3.1. Poutre principal

$h=40\text{cm}; \quad d=38\text{cm}; \quad b=30\text{cm}; \quad C = 2\text{cm}$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}, \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \beta = 10,4\alpha$

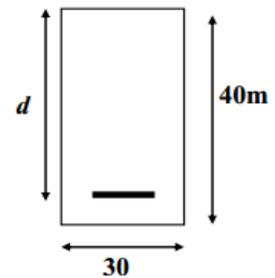


Figure V.1. Section de la poutre principale

Tableau V.2: Résultats des calculs des poutres principales

Section	M(KN.m)	μ	α	β	$A_{calculer}(\text{cm}^2)$
Travée	51,03	0,08	0,10	0,96	4,02
Appui	65,85	0,11	0,15	0,94	5,3

➤ Selon le BAEL 91

$A=A'=\max(4\text{cm}^2, 0.2\% B = 2.4 \text{ cm}^2) = 4\text{cm}^2$

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

➤ Selon RPA (art 7.5.2)

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

$$A = \max \begin{cases} 4\% b \cdot h \text{ zone courante} \\ 6\% b \cdot h \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0,5\% B = 6 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

• Vérification des contraintes

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (Acier).

- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ En travée

a) La position de l'axe neutre

$$D = (15 \cdot A) / b = (15 \times 4,02) / 30 = 2,01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 152,76 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,01 + \sqrt{2,01^2 + 152,76} = 10,51 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b \cdot Y_1^3 + 15 \cdot A (d - Y_1)^2$$

$$= \frac{1}{3} \times 30 \times 10,51^3 + 15 \times 4,02 \times (38 - 10,51)^2 = 57178,07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{36 \times 10^3}{57178,07} = 0,63 \text{ MPa/cm}$$

c) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_1 = 6,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

➤ Sur appui

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{36,12 \times 10^3}{71687,51} = 0,50 \text{ MPa/cm}$$

a) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_1 = 5,3 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Tableau V.3: Section de ferrailage adopté des poutres principales

Section	A _{calculer}	A _{min(BAEL)}	A _{min(RPA)}	A _{adopter}
Travée	4,02	4	6	2T14+3T12=6,47
Appui	5,3	4	6	2T14+3T12=6,47

• Contraintetengentielle (BAEL91)

$$T_{max}^u = 55,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \cdot d} = \frac{55130}{300 \times 380} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \tau_{max} = \min \left\{ \frac{0,1 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{max} = \frac{0,1 \times 25}{1,15} = 2,17 \text{ MPa} \geq 0,43 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2.2)

Soit $F_c = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_t} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K=1$ (Coefficient de bétonnage)

α : L'inclinaison des aciers transversales ($\alpha=90^\circ$)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,48 - 0,3 \times 1 \times 2,1}{0,9(1 + 0)} \times 30 \times \frac{1,15}{235} = -0,024 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

• Pourcentage minimal:

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,3 \times 0,4}{235} = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,024; 0,051) = 0,051 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espace minimal

• **Section des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min(h/35; \phi_l; b_0/10)$$

$$\phi_t \leq \min(400/35; 12; 300/10) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance F_cE400

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9d = 34,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,051 \Rightarrow A_t = 1,02 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un Espace $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification de la déformation (BAEL91)**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont remplies:

$$1) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{0,75.M^{ser}}{10.M_0^t} \Rightarrow \frac{40}{470} = 0,085 > \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots(CV)$$

$$2) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{470} = 0,085 > 0,0625 \dots\dots\dots(CV)$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{F_e E} \Rightarrow \frac{6,47}{30 \times 38} \leq \frac{4,2}{400}$$

$$0,005 < 0,0105 \dots\dots\dots(CV)$$

V.3.2. Poutre secondaire

$$h=35 \text{ cm}; \quad d=33 \text{ cm}; \quad b=30 \text{ cm}; \quad C = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_b}, \quad A = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s}, \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}),$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

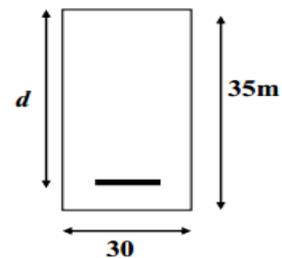


Figure V.2. Section de la poutre secondaire

Tableau V.4: Résultats des calculs poutre secondaires

Section	M (KN.m)	μ	α	β	A _{calculer} (cm ²)
Travée	16,26	0,035	0,045	0,98	1,44
Appui	43	0,93	0,92	0,63	5,94

➤ Selon le BAEL 91

$$A=A'=\max(4\text{cm}^2, 0.2\% B = 2.1 \text{ cm}^2) = 4\text{cm}^2$$

➤ Selon RPA (art 7.5.2)

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

$$A = \max \begin{cases} 4\% b \cdot h \text{ zone courante} \\ 6\% b \cdot h \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.5\% B = 6\text{cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2$$

• **Vérification des contraintes**

- Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (Acier).

- Lorsque les contraintes de la compression du béton et de traction des armatures sont vérifiées; le calcul des armatures à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

➤ **En travée**

d) La position de l'axe neutre

$$D = (15 \cdot A) / b = 0.72\text{cm}$$

$$E = 2 \cdot D \cdot d = 47.52\text{cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 6.21\text{cm}$$

e) Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b \cdot Y_1^3 + 15 \cdot A (d - Y_1)^2 = 17897.24\text{cm}^4$$

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{11,43 \times 10^3}{17897,24} = 0,63 \text{ MPa/cm}$$

f) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_1 = 3,91 < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

➤ **Sur appui**

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{13,85 \times 10^3}{66342,27} = 0,23 \text{ MPa/cm}$$

b) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y_1 = 1,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Alors, les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Tableau V.5: Section de ferrailage adopté des poutres secondaires

Section	A _{calculer} (cm ²)	A _{min} (BAEL)	A _{min} (RPA)	A _{adopter} (cm ²)
Travée	1,44	4	5,25	5T12
Appui	5,94	4	5,25	2HA14+3HA12

• Contraintetengentielle (BAEL91)

$$T_{max}^u = 44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \cdot d} = \frac{44 \times 10^3}{300 \times 350} = 0,42$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable } \tau_{max} = \min \left\{ \frac{0,1 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_{max} = \frac{0,1 \times 25}{1,15} = 2,17 \text{ MPa} \geq 0,42 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• Armatures transversales (BAEL91 art A.7.2.2)

Soit $F_c = 400 \text{ MPa}$, $f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma_t} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (Coefficient de bétonnage)

α : L'inclinaison des aciers transversales ($\alpha = 90^\circ$)

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,48 - 0,3 \times 1 \times 2,1}{0,9(1 + 0)} \times 30 \times \frac{1,15}{235} = -0,014 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

- **Pourcentage minimal:**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,3 \times 0,35}{235} = 0,045 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,014; 0,045) = 0,045 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espace minimal

- **Section des armatures transversales:**

$$\phi_t \leq \min(h/35; \phi_l; b_0/10)$$

$$\phi_t \leq \min(350/35; 12; 300/10) = 12 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance F_eE400

D'autre part,

$$S_t \leq \min(0,9d = 29,7; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = 0,045 \text{ cm}^2/\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_t = 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$ avec un Espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de la déformation (BAEL91)**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont remplies:

$$4) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{0,75 \cdot M^{ser}}{10 \cdot M_0^t} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0,083 > \frac{0,75}{10} = 0,075 \dots\dots\dots (CV)$$

$$5) \frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{420} = 0,085 > 0,0625 \dots\dots\dots (CV)$$

$$6) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{5,65}{30 \times 33} < \frac{4,2}{400}$$

$$0,0057 < 0,0101 \dots\dots\dots (CV)$$

V.3.3. Poteaux

$h=30 \text{ cm}; \quad d=27 \text{ cm}; \quad b=30 \text{ cm}; \quad c = 3 \text{ cm}$

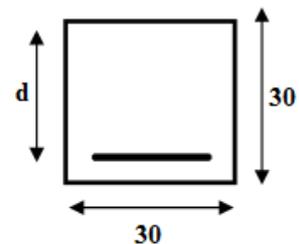


Figure V.3. Section de poteau

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

Selon le tableau (V.1), on a

$$N_{\max}=699,41\text{KN}$$

$$M_{\max}=1,05\text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 0,15\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section ($b \times h$) et (N) est un effort de compression. La section est partiellement comprimée si la formule suivante est remplie:

$$N(d - c') - M_A \leq (3,337h - 0,81c')b \cdot h \cdot f_{bc}$$

On prend: $c' = c = 3\text{cm}$

$$M_A = M + N\left(\frac{h}{2} - c\right) = 8393,85\text{KN.cm}$$

$$8391,75 \leq 9815,04 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m}$$

$$L_f/h = 2,142/0,3 = 7,13\text{m}$$

$$\frac{20e_1}{h} = 0,1$$

$$L_f/h = 7,13 < \max(15; 20e_1/h) = 15 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

Donc, le calcul est comme suit:

$$M/G = N \cdot e_T = N \cdot (e_1 + e_a + e_2)$$

Selon les règles BAEL91:

e_1 : excentricité due à la résultante des contraintes normales (verticales).

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{306}{250}\right) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2(2 + \alpha\emptyset)}{10^4 \cdot h}$$

e_2 : excentricité de 2^{ème} ordre.

$$e_2 = \frac{3l_f^2(2 + \alpha\emptyset)}{10^4 \cdot h}$$

$$\emptyset = 2$$

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda = 24,73$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{24,73}{35}\right)^2} = 0,772$$

$$e_2 = \frac{3(2,142)^2(2 + 0,772 \times 2)}{10^4 \times 0,40} = 1,22 \text{ cm}$$

$$e_t = e_1 + e_2 + e_a = 0,15 + 1,22 + 2 = 3,37 \text{ cm}$$

$$M_G = N \cdot e_t = 23,56 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 84,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d} = \frac{84,93 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,30 \times 0,27^2} = 0,27$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,27}) = 0,40$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,84$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{84,93 \times 10^1}{348 \times 0,84 \times 0,27} = 10,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 10,76 - \frac{699,4 \times 10^3}{100 \times 348} = -9,34 \text{ cm}^2$$

donc $A = A' = 0$

➤ Selon BAEL 91

$$A = A' = \max(4 \text{ cm}^2, 0,2\% B = 1,8 \text{ cm}^2) = 4 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon R.P.A**

$$A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 0,8\% b \cdot h = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = \max[A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}(\text{BAEL}), A_{\text{min}}(\text{RPA})] = 7,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA12 + 4HA14 = 10,68 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les vérifications**

D'après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$, en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E)

$$N = 499,21 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100 \cdot B + 15A} = \frac{499,21 \times 10^3}{100 \times 90000 + 15 \times 914} = 0,055 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc la section adoptée est retenue et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier σ_s

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

• **Contraintetengentielle**

$$T_{\max} = 12,38 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{12380}{300 \times 270} = 0,15 \text{MPa} < \tau_u = 2,5 \text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

• **Calcul d'espacement**

Selon le BAEL91

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) \text{ soit } S_t = 20 \text{cm}$$

Selon RPA99, (zone IIa)

$$\text{-En zone nodale: } S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{cm}) = 10 \text{cm}$$

$$\text{-En zone courante: } S_t \leq 15\phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{cm}$$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\text{Soit } F_c = 400 \text{MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot \frac{f_{et}}{\gamma} = \frac{\tau_{ut} - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28}}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

Dans le cas de flexion composé avec armatures droites:

$$K = \frac{1 + 3N_u}{B \cdot f_{t28}} = \frac{1 + 3 \times 699,4 \times 10^{-3}}{900 \times 10^{-4} \times 25} = 1,38$$

α : L'inclinaison des armatures transversales ($\alpha=90^\circ$)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{0,15 - 0,3 \times 1,38 \times 2,1}{0,9(1 - 0)} \times 30 \times \frac{1,15}{400} = -0,069 \text{cm}^2/\text{cm}$$

• **Pourcentage minimal**

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \cdot f_{et} > 0,4 \text{MPa} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} > \frac{0,4 \times 30}{400} = 0,03 \text{cm}^2/\text{cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \max(-0,069; 0,03) = 0,03 \text{cm}^2/\text{cm}$$

S_t : L'espacement minimal.

$$\text{La section d'armatures transversales: } A_t = 0,03 \times 20 = 0,6 \text{cm}^2$$

De point de vue de RPA99(Art-7.4.2.2),

λ_g : Élément géométrique du poteau

Chapitre V Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda_g = \frac{2,14}{30} = 0,071$$

Donc, la quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite:

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} = 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,3\% \times 30 \times 20 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}} ; A_{t \text{ RPA}}) = \max (0,6 ; 1,8)$$

$$A_t = 1,8 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A_t = 4\text{HA}8 = 2,012 \text{ cm}^2$

• Vérification à ELS

D'après les règles BAEL91, on doit vérifier la contrainte du béton de la section soumise à la compression qui ne doit pas dépasser $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$, en utilisant la combinaison (G+Q+1.2E)

$$N = 499,21 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{100 \cdot B + 15 \cdot A} = \frac{499,21 \times 10}{100 \cdot 900 + 15 \times 10,68} = 0,055 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Donc la section adoptée est retenue. Et comme la fissuration est peu préjudiciable, il est inutile de vérifier σ_s

Remarque:

Le ferrailage des éléments structuraux est présenté dans l'Annexe 02

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondation projeté.

VI.2. Définition de fondation

La fondation c'est un élément de l'infrastructure et pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

VI.2.1. Capacité portante

L'estimation de la capacité portante du sol sera déterminée à travers les résultats des essais de laboratoire, d'où les constructions seront fondées sur des semelles superficielles.

L'appréciation du taux de travail pour ce type de fondation, est donnée par la formule de Terzagui

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[\left(1 - 0,2 \frac{B}{A} \right) \gamma \frac{B}{2} N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{B}{A} \right) c N_c \right]$$

Où,

γ : Densité du sol

D: Ancrage des semelles

B et A: Dimensions de la semelle

c: Cohésion

N_{γ} , N_c , N_q : Facteurs de portance dépendant de ϕ

✚ Pour unesemellecarrée

$$q_{adm} = \gamma D \frac{1}{3} \left[(0,4 \gamma B N_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) + 1,2 c N_c) \right]$$

VI.2.2. Pré-dimensionnement

On sepose que B= 1,5m

Selon la combinaison [G + Q]

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{30}{30} = 1 \Rightarrow A = B$$

On suppose une valeur $\overline{\sigma}_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 = 2.5 \text{bar}$

- **Dimensions approchées**

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_{ser}}{B^2} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{496,35}{250}} = 1,41 \text{m}$$

On adopte : $A=B= 1,8 \text{m}$

- **Hauteur de la semelle :**

$$d_a \geq \frac{B - b}{4} = 0,375 \text{m}$$

$$d_b \leq A - a = 1,5 \text{m}$$

$$\text{Donc, } d_b = d_a + 1 \text{cm} = 38,5 \text{cm}$$

Avec un enrobage $C=4 \text{cm} \Rightarrow h_t = d_b + C = 42,5 \text{cm}$

$$\frac{d_0}{2} \leq D \leq 2d_0$$

$$D = 1.60 \text{m}$$

VI.2.3. Stabilité au renversement Combinaison (0.8G + E)

$$M = 13,08 \text{KN.m}$$

$$N = 243 \text{KN}$$

Selon RPA99, il exige que $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_t = N + 0,8(P_{semelle} + P_{sol})$$

➤ Poids propre de la semelle:

$$P_{semelle} = 0,425 \times 1,8^2 \times 25 = 34,43 \text{KN}$$

➤ Poids propre du sol :

$$P_{sol} = \gamma_s(d - h)(B - b)(A - a) = 18(1,6 - 0,425)(1,8 - 0,3)(1,8 - 0,3) = 31,73 \text{KN}$$

$$G_0 = P_{semelle} + P_{sol} = 34,43 + 31,73 = 66,16 \text{KN}$$

$$N_t = 243 + 0,8(66,16) = 295,93 \text{KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{13,08}{295,93} = 0,044 \text{m} \leq \frac{B}{4} = 0,45 \text{m} \text{ Donc} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

VI.2.4. Vérification de la contrainte du sol (comb G+Q+1,2E)

$$M = 16,61 \text{KN}$$

$$N = 499,21 \text{KN.m}$$

$$N_t = N + P_{semelle} + P_{sol}$$

$$N_t = 499,21 + (66,16) = 565,37 \text{KN}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,61}{565,37} = 0,03 \text{m} \leq \frac{B}{6} = 0,3 \text{m} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Alors l'effort normal tombe à l'intérieure le noyau centrale de la semelle :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{565,37}{1,8^2} \left(1 + \frac{6 \times 0,03}{1,8}\right) = 191,95 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{565,37}{1,8^2} \left(1 - \frac{6 \times 0,03}{1,8}\right) = 157,05 \text{KN/m}^2$$

La contrainte du sol est sous forme trapèze

- **Contrainte moyenne**

Il doit vérifier que $\sigma_{sol} \leq 1,5 \overline{\sigma_{sol}}$

$$\sigma_{sol} = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 191,95 + 157,05}{4} = 183,225 \text{KN/m}^2$$

$$183,225 \leq 300 \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

VI.2.5. Ferrailage de la semelle (combinaison 1,35G+1,5Q)

$$N_u = 699,41 \text{KN}$$

$$M_u = 1,05 \text{KN.m}$$

En tenant compte du poids propre du sol et semelle.

$$N_{tot} = N + P_{semelle} + P_{sol}$$

$$N_t = 699,41 + 1.35(66,16) = 788,726KN$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,05}{788,726} = 0.0013m \leq \frac{B}{24} = 0.075m \dots \dots \dots (CV)$$

En conséquence la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N^{\square}(B - b)}{8 \cdot d_b \sigma_s}; A_a = \frac{N^{\square}(A - b)}{8 \cdot d_a \sigma_s}$$

D'ou:

$$N^{\square} = N_t \times \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \Rightarrow 788,726 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0013}{1,8}\right) = 790,43KN$$

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

$$A_b = \frac{769,43(180 - 30)}{8 \times 38,5 \times 34,8} = 10,767cm^2$$

$$A_a = \frac{790,43(180 - 30)}{8 \times 37,5 \times 34,78} = 11,356cm^2$$

Comme les fissurations est préjudiciable, on va majorer la section d'armatures selon le guide de calcule béton armé.

$$A = \begin{cases} A_u: \text{fissuration peu préjudiciable} \\ 1.10A_u \text{ fissuration préjudiciable} \\ 1.1(A_u \text{ fissuration très préjudiciable}) \end{cases} \text{ Comme la fissuration est préjudiciable:}$$

$$A_b = 10,767 \times 1.10 = 11,84cm^2$$

$$A_a = 11,356 \times 1.10 = 12,49cm^2$$

On prend

$$A_b = \mathbf{8HA14 = 12,32cm^2} \text{ avec } \mathbf{St = 18cm}$$

$$A_a = \mathbf{10HA14 = 15,4cm^2} \text{ avec } \mathbf{St = 18cm}$$

Pour déterminer la longueur des barres et leur mode d'encrage on calcule la longueur de scellement

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \psi_s \cdot f_{tj}} = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$\Psi_s=1,6$ Barres HA

$$\emptyset = 12mm$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6 \times 1.6^2 \times 2.1} = 37,20cm$$

$$\frac{B}{8} < l_s < \frac{B}{4} \Rightarrow 22,5 < 37,20 < 45cm \dots\dots\dots(CV)$$

Doivent être prolongé jusqu'à aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter de crochets.

VI.3. Longrine

VI.3.1. Définition

Les longrines sont des éléments d'infrastructure pour assure la liaison des poteaux entre eux et évité les déplacements horizontaux des fondations.

VI.3.2. Prédimensionnement

D'après le RPA99V2003(Article10.1.1page79).les longrines doivent être calculées pour résister à la pour traction simple sous l'action d'une force.

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N: La valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appui solidaires.

α : coefficient en fonction de la zone sismique et la catégorie de site

{ Zone IIa
Site S₂ } $\Rightarrow \alpha=15$ R.P.A 99/V2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

D'après le RPA99v2003 (Article10.1.1page79):

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25×30) cm² Site de catégorie S2

Notre section (30×30) cm²

VI.3.3. Ferrailage

Nu = 699,41 KN

F = N = 699,41KN

$$A_s = F / \sigma_s = \frac{69941}{100 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 99V2003 (Article 10.1.1 page 79) la section minimal d'armature:

$$A_{\min} \geq 0,6\% b.h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On adapte **6HA12 = 6.78 cm²**

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

$$\frac{A_s}{f_e} \geq \frac{B}{f_{e28}} \Rightarrow B \leq A_s \times \frac{f_e}{f_{e28}} = 6.78 \times \frac{400}{2.1} = 1291.42 \text{ cm}^2$$

$$B = 30 \times 30 = 900 < 1291.42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{CV})$$

- **Vérification l'ELS**

Puisque la fissuration est considérée préjudiciable donc il faut vérifier que

$$\sigma_s = \frac{N_s}{A_s} \leq 240 \text{ Mpa}$$

Ns = 496,35KN

$$\sigma_s = \frac{496,35 \times 10^3}{6.78 \times 10^4} = 7,32 \text{ Mpa} \leq 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots(\text{CV})$$

- **Les armatures transversales**

$$\phi_t = \min (h / 35, \phi_l, b_0 / 10)$$

On adopte (armature lisse FeE 235) : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Calcul de l'espacement (St)**

1) Selon les règles (BAEL 91)

Sens longitudinal

$$St = \min (0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm}$$

2) Selon les règles (RPA Article 7.5.2.2 page 53) :

$$St = \min (h/4; 12\phi_l) \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$St \leq h / 2 \dots\dots\dots \text{zone courante.}$$

$$St = \min (h/4; 12\phi_l) = 10 \text{ cm.}$$

$$St \leq h / 2 = 15 \text{ cm}$$

$$St = \min (St \text{ BAEL}, St \text{ RPA})$$

Donc la distance choisie est:

Zone courante: $St = 15 \text{ cm.}$

Zone nodale: $St = 10 \text{ cm}$

Conclusion générale

La conclusion que nous tirons à la fin que nous avons pu exploiter les connaissances théoriques de longues années d'études dans ce projet qui a pour but de calcul la structure d'un bâtiment à usage habitation.

Dans ce travail nous avons respecté l'application des règlements B.A.E.L 91 et R.P.A 99version2003.

Ce travail nous à premier lieu d'avoir idée profonde et plus détail dans le domaine du calcul de ce type de structure.

En deuxième lieu nous avons pu maitriser le logiciel (ROBOT) qui a un grand avantage pour les calculs.

Finalement nous espérons que nous avons fait un travail assez satisfaisant.

Références bibliographique

Règlements:

- [1] Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**).
- [2] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites (**BAEL91 révisée99**)
- [3] Documentation Technique Réglementaire (**DTR**)

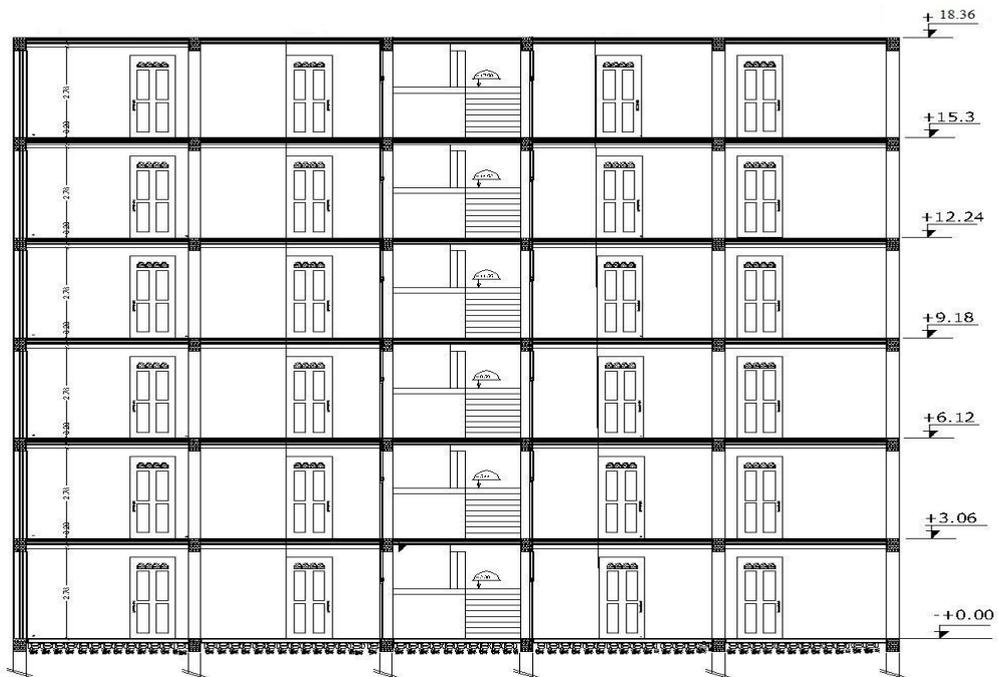
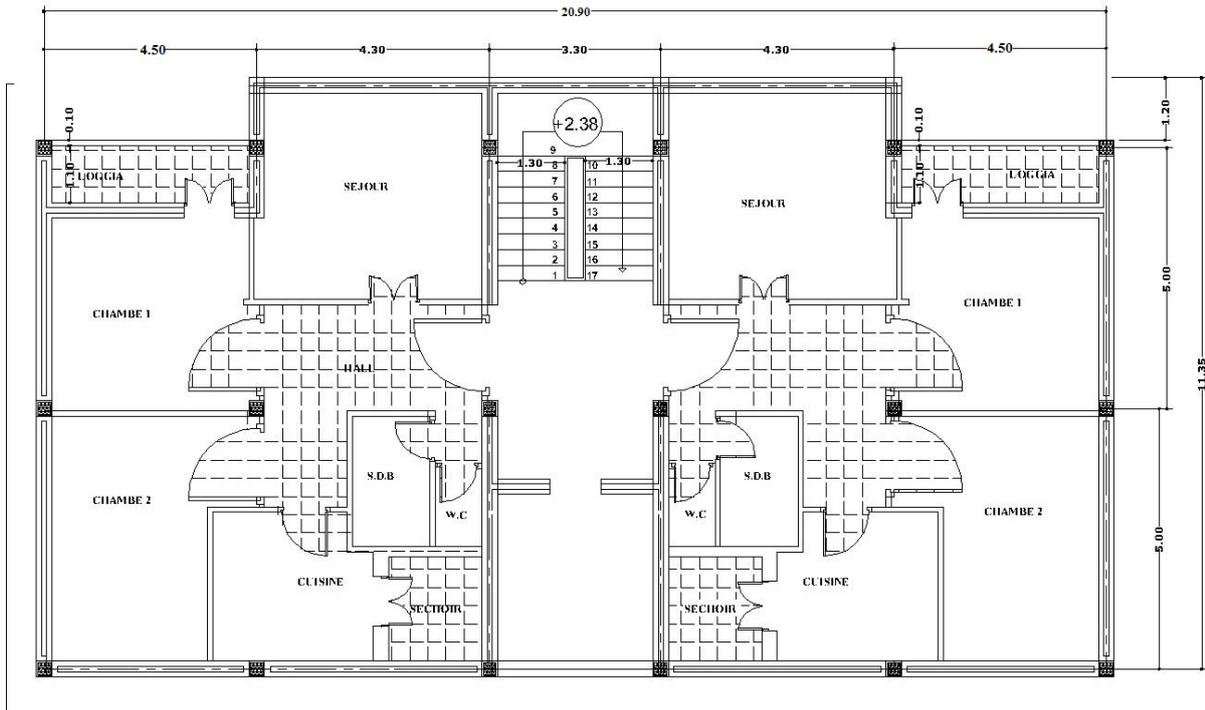
Cours:

- [5] Béton armé
- [6] Dynamique des structures
- [7] Notions sur les règlements
- [8] Résistance des matériaux
- [9] Mécanique de sol

Programmes:

- Logiciel d'analyse des structures (**Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2012**)
- EXCEL 2007
- Word 2007

Annexe 01



coupe A.A ech: 1/50

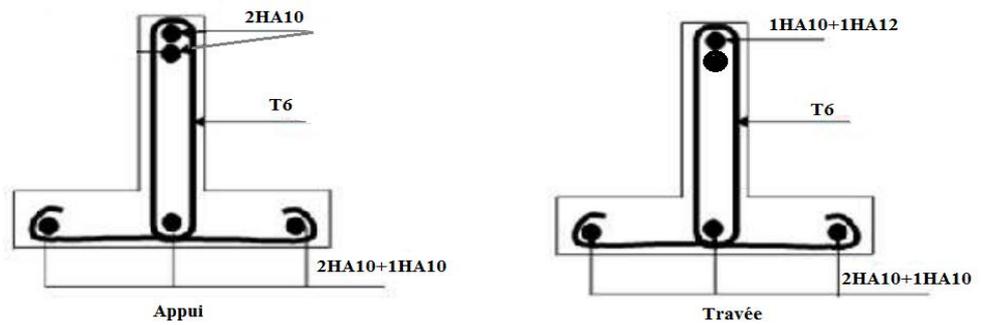
Annexe 02

I. Ferrailage des elements secondaires

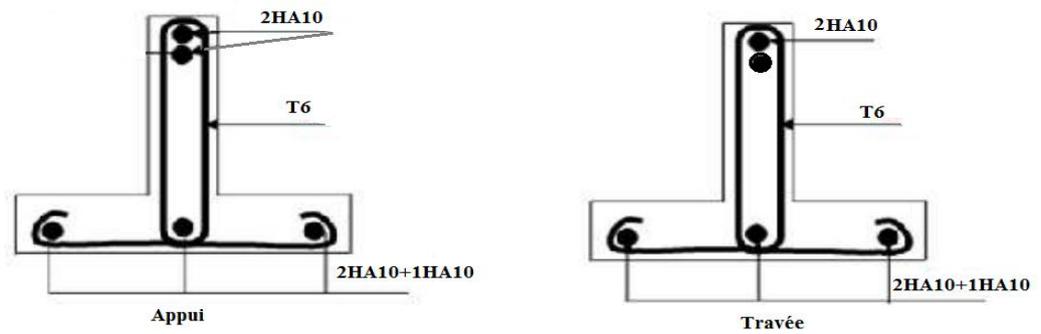
I.1. Schéma de ferrailage des poutrelles

- Plancher terrasse inaccessible

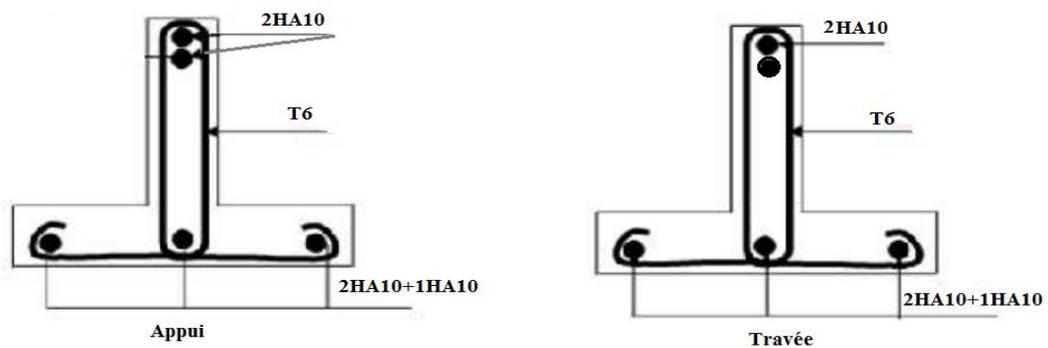
Type (01)



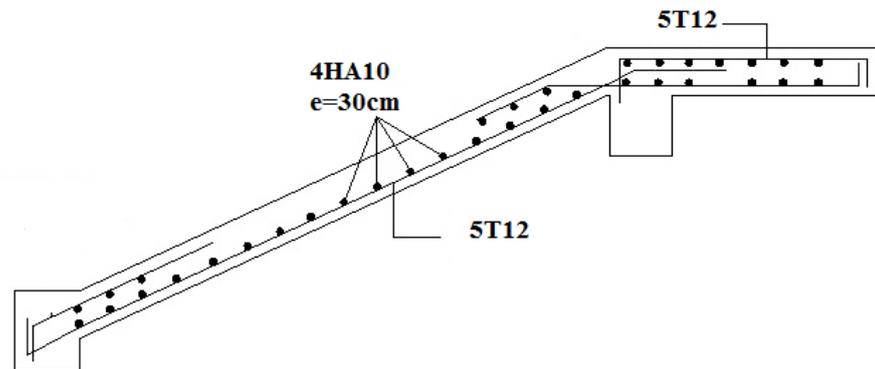
Type (02)



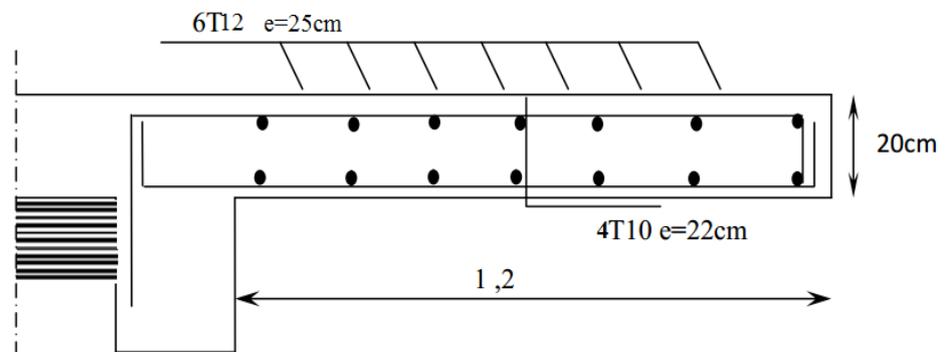
- Plancher étage courant



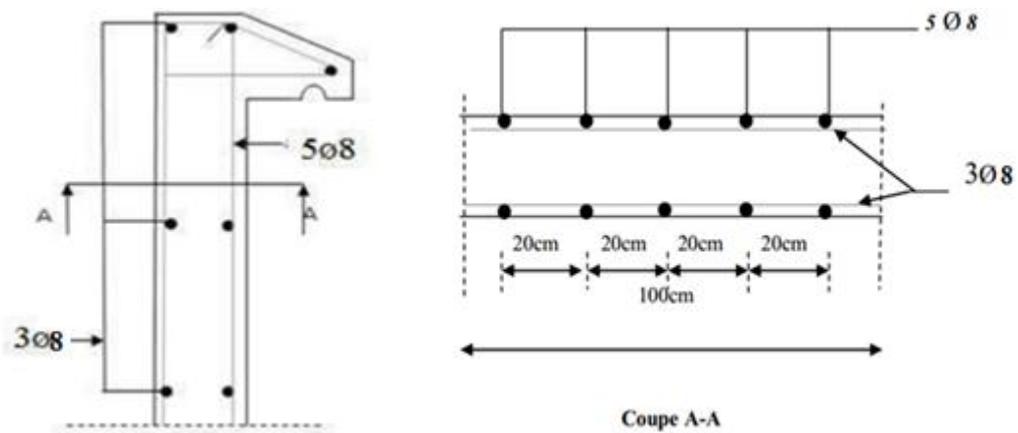
I.2. Schéma de ferrailage d'escalier



I.3. Schéma de ferrailage de balcon

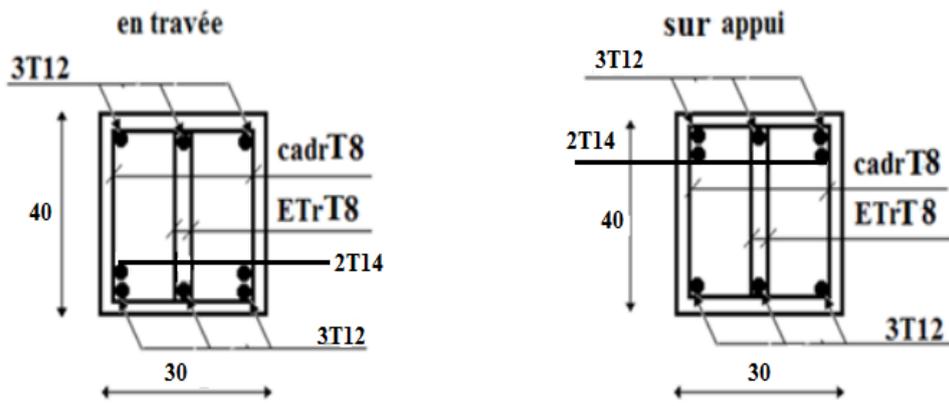


I.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère

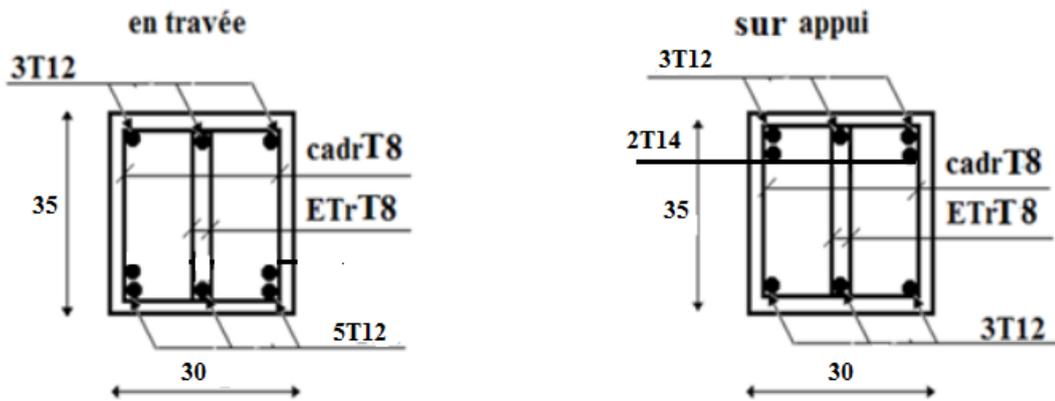


II. Ferrailage des éléments porteurs

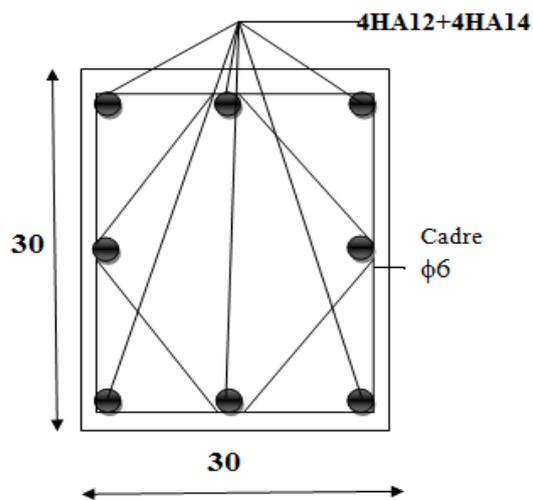
1. Poutre principale



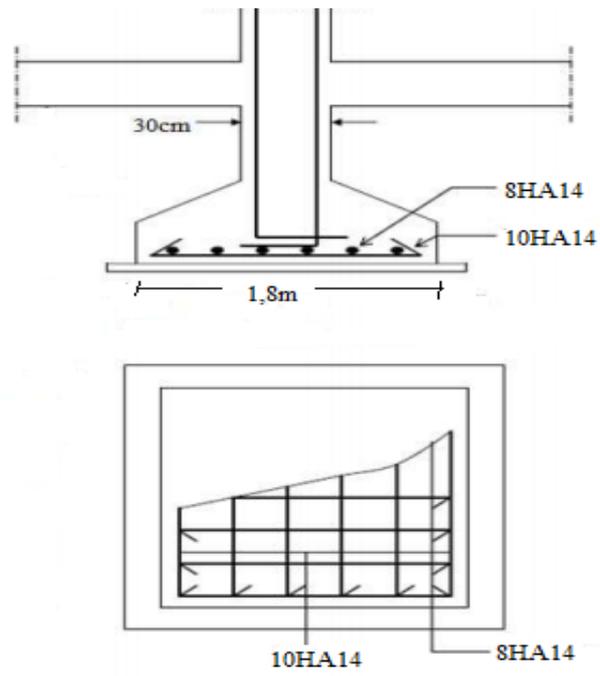
2. Poutre secondaire



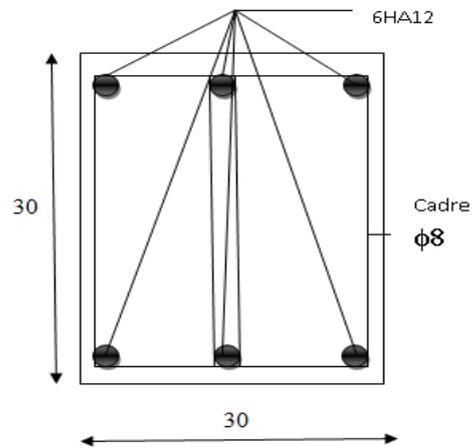
3. Poteaux



4. Fondations



5. Longrines



Annexe 03

ROBOT 2012

Date: 17/09/20

Propriétés du projet: **Structure R+5 2**

Nom du fichier: **Structure R+5 2.rtd**

Emplacement: I:émoire

Créé: 17/09/20 11:44

Modifié: 17/09/20 13:27

Taille: 150221312

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 10.450 (m)

Y = 5.675 (m)

Z = 9.180 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 10.450 (m)

Y = 5.453 (m)

Z = 10.382 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 21592730.546 (kg*m²)

I_y = 35318944.835 (kg*m²)

I_z = 27323499.011 (kg*m²)

Masse = 524760.916 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 10.450 (m)

Y = 5.469 (m)

Z = 10.413 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

I_x = 21758772.206 (kg*m²)

$$I_y = 35453457.182 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 27360301.463 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 526841.050 \text{ (kg)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 10.450 \text{ (m)}$$

$$Y = 5.469 \text{ (m)}$$

$$Z = 10.413 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 21758772.206 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 35453457.182 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 27360301.463 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 526841.050 \text{ (kg)}$$

T ableau des Combinaisons

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Type la combinaison	Nature du cas	Définition
7 (C)	ELU	Combinaison linéaire	ELU	permanente	$(1+3)*1.35+2*1.50$
8 (C)	ELS	Combinaison linéaire	ELS	permanente	$(1+3+2)*1.00$
9 (C) (CQC)	G+Q+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2+5)*1.00$
10 (C) (CQC)	G+Q-EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2)*1.00+5*-1.00$
11 (C) (CQC)	G+Q+EY	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2+6)*1.00$
12 (C) (CQC)	G+Q-EY	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2)*1.00+6*-1.00$
13 (C) (CQC)	G+Q+1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2)*1.00+5*1.20$
14 (C) (CQC)	G+Q-1.2EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2)*1.00+5*-1.20$
15 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2)*1.00+6*1.20$
16 (C) (CQC)	G+Q+1.2EY	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3+2)*1.00+6*1.20$
17 (C) (CQC)	G+Q-1.2EY	Combinaison linéaire	ACC		$(1+3+2)*1.00+6*-1.20$

18 (C) (CQC)	0.8G+EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3)*0.80+5*1.00$
19 (C) (CQC)	0.8G-EX	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3)*0.80+5*-1.00$
20 (C) (CQC)	0.8G+EY	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3)*0.80+6*1.00$
21 (C) (CQC)	0.8G-EY	Combinaison linéaire	ACC	sismique	$(1+3)*0.80+6*-1.00$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	2654
Nombre de barres:	315
Eléments finis linéiques:	1257
Eléments finis surfaciques:	2350
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	2572
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	27
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	21
Combinaisons:	15

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	15774
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	

Durée max agrégation + décomp.:	6	
Durée max itér. sur sous-espace:	10	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	39	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	45982688	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	3281200	
Mémoire:	7073896	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	7.400727e+005	1.073432e+017
Précision:	3	

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : PP

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 0.00000e+000 (kN*m)

Précision : 0.00000e+000

Cas 2 : EXPL1

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.69089e-001 (kN*m)

Précision : 6.36121e-007

Cas 3 : PERM2

Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.49883e+000 (kN*m)

Précision : 4.83263e-007

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal

Méthode : Itération sur le sous-espace

Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations

Nombre de modes : 10

Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000e-004

Amortissement : 0.070

Limites : 0.000

Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 5 : EX

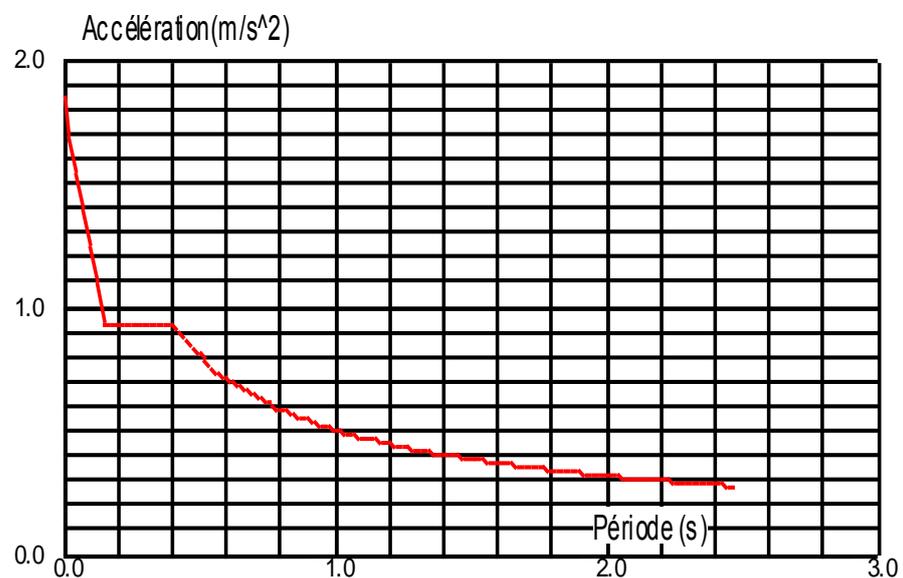
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement: 5.000

Amortissement : $\alpha = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\beta = [7/(2+\alpha)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

Cas 6 : EY

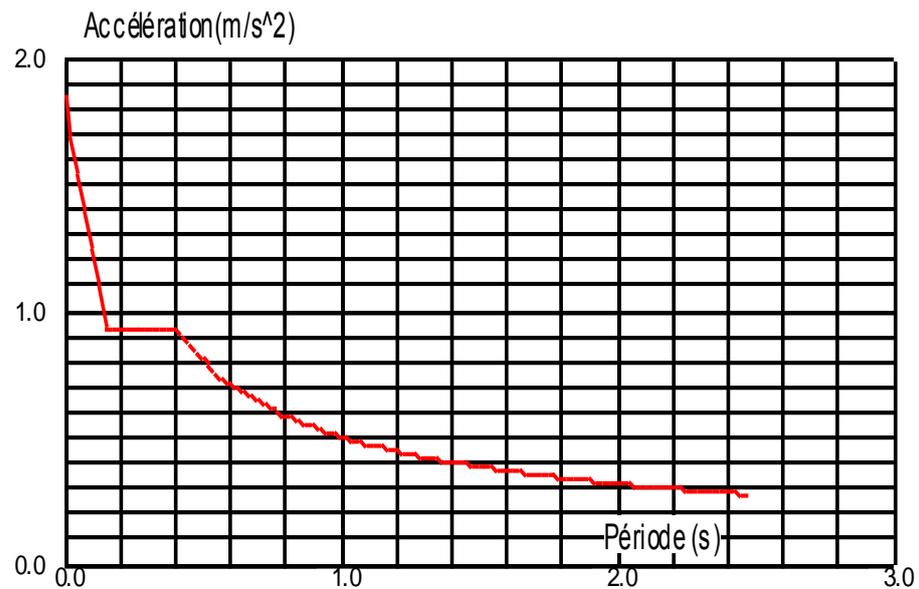
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement: 5.000

Amortissement : $\alpha = 7.00\%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\beta = [7/(2+\alpha)]^{0,5} = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

Cas 7 : ELU

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : ELS

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : $G+Q-EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : $G+Q+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : $G+Q-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : $G+Q+1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : $G+Q-1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : $G+Q+1.2EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : $G+Q+1.2EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : $G+Q-1.2EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : $0.8G+EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G-EX$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : $0.8G+EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 21 : $0.8G-EY$

Type d'analyse: Combinaison linéaire