

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de TLEMCEM
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : Ingénierie des structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation
en Béton Armé**

Présenté en Juillet 2021 par :

TRACHE IMAD-EDDINE

HOCINE MERWANE

Devant le Jury composé de :

Président :

BOUKLI HACENE SME.

Examineur :

MEDJAHED A.

Encadreur:

Mr. BABA AHMED CS; Mr. HOUTI F.B

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions avant tout, Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre notre objectif, et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

Nous remercions nos encadreurs Mr. BABA AHMED Ismail Chems Eddine et Mr. HOUTI Farid Brahim de nous avoir pris en charges, et pour leur disponibilité, leur aide et leurs précieux conseils.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables membres du Jury Mr. BOUKLI HACENE SME et Mme. MEDJAHED A qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce modeste travail.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, trouvent ici, l'expression sincère reconnaissance.

HOCINE et TRACHE

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي + 08 طوابق ببلدية بالرمشي بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié 99، RPA99V2003)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء و هم:

الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد و حمولة كل عنصر.

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الجزء الرابع و الأخير : يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و الاساسات)

الكلمات المفتاحية :

العمارة، الخرسانة المسلحة، SAP2000، BAEL91 modifié 99، RPA99V2003،

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (08) étages, implanté à la commune de REMCHI dans la wilaya de TLEMCEM. Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel SAP2000 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Enfin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, SAP2000, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential consists of a ground floor addition (08) floors, located in the town of REMCHI in the wilaya of TLEMEN. This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software SAP2000 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete SAP 2000, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

Remerciements

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des symboles

Chapitre 1 : Présentation du projet

1. Présentation de l'ouvrage	1
2. Caractéristiques géométriques	1
3. Conception de l'ouvrage	1
4. Caractéristique des matériaux	2
4.1 Béton	2
4.2 Résistance caractéristique à la compression	3
4.3 Résistance caractéristique à la traction	3
5 Les états limites	4
5.1 Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U.R)	4
5.2 Etat Limite Service de Résistance(E.L.S.R)	4
5.3 Etat Limite Ultime (E.L.U)	6
5.4 Etat Limite Service (E.L.S)	6
5.4.1 Contrainte ultime de cisaillement	7
5.5 Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limites	7
5.5.1 Etat limite de service	7
5.5.2 Etat limite ultime	7

Chapitre 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1. Pré-dimensionnement	8
1.1 Introduction	8
1.2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs	8
1.2.1 Pré-dimensionnement des poteaux	8
1.2.2 Pré-dimensionnement des poutres	10
1.2.2.a Les poutres principales	10
1.2.2.b Les poutres secondaires	10
1.2.3 Pré-dimensionnement du plancher	11
1.2.3.a Plancher à corps creux	11
1.2.3.b Plancher à dalle pleine	11
1.2.4 Pré-dimensionnement des poutrelles	11
1.2.5 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement	12
1.2.6 Pré-dimensionnement des escaliers	12
1.2.6.a Escalier d'étage courant	12
1.2.6.b Escalier de rée de chaussée	13
2. Descente des charges	14
2.1 Plancher terrasse inaccessible	14
2.2 Plancher étage courant et rée de chaussée	14

2.3 Descente des charges de la Maçonnerie	15
2.4 Descente des charges de la dalle pleine	15
2.5 Descente des charges de l'escalier	16
2.6 Descente des charges des voiles	16

Chapitre 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. L'acrotère	17
1.1 Introduction	17
1.2 poids propre de l'acrotère	17
1.3 Calcul des sollicitations	17
1.4 Calcul de l'excentricité	17
1.5 Détermination du ferrailage	18
2. Etude des escaliers	20
2.1 Les différents types d'escaliers et la charge permanente	20
2.2 Détermination des efforts internes	20
2.3 Récapitulatif des différents efforts internes	22
2.4 Détermination du ferrailage	22
3. Etude de la poutre palière :	25
3.1 Pré-dimensionnement	25
3.2 Calcul des efforts internes	25
3.3 Calcul du ferrailage	26
4. Etude des poutrelles	29
4.1 Les différents types des poutrelles	29
4.2 Descente des charges	29
4.3 Détermination des efforts internes	29
4.4 Comparatif des deux méthodes	34
4.5 Ferrailage des poutrelles	35
4.6 Ferrailage de la dalle de compression	39

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction	41
2. Combinaison d'action	41
3. Choix de la méthode de calcul	41
3.1 Méthode statique équivalente	41
3.2 Méthode d'analyse modale spectrale	42
3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	42
3.4 Conclusion	42
4. Détermination des paramètres du spectre de réponse	42
4.1 Détermination de la force sismique totale [V]	42
4.1.1 Coefficient d'accélération [A]	43
4.1.2 Coefficient de comportement global de la structure	43
4.1.3 Facteur de qualité Q	43
4.1.4 Facteur de correction d'amortissement « η »	44
4.1.5 Facteur d'amplification dynamique [D]	44
4.1.6 Disposition des voiles	45
4.1.7 Caractéristique géométrique et massique de la structure	47

4.1.8	La force sismique statique	50
4.2	Spectre de réponse de calcul	51
5.	Les vérifications de sécurité	52
5.1	Vérification de l'effort tranchant à la base	52
5.2	Vérification de régularité	52
5.3	Vérification au renversement	52
5.4	Vérification du coefficient de comportement R	53
5.5	Justification de l'effort normal réduit	53
5.6	Vérification des déplacements latéraux inters- étages	53
5.7	Justification vis à vis de l'effet P- Δ	54
6.	Conclusion	55

Chapitre 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

1.	Introduction	56
2.	Ferraillage des portiques	56
2.1	Ferraillage des poutres	56
2.1.1	Sollicitations des poutres principales	56
2.1.2	Exemple d'étude d'une poutre	58
2.1.3	Calcul des armatures longitudinales	58
2.1.4	Les armatures transversales	61
2.2	Les poteaux	63
2.2.1	Introduction	63
2.2.2	Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000	64
2.2.3	Calcul de ferraillage	64
2.2.4	Vérification de ferraillage	65
2.2.4.1	Les armatures longitudinales	65
2.2.4.2	Calcul des armatures transversales	67
2.2.5	Schéma du ferraillage des poteaux	68
2.3	Le ferraillage des voiles	69
2.3.1	Introduction	69
2.3.2	Etudes des sections	70
2.3.3	Calcul de ferraillage voile	71
2.3.4	Schéma de ferraillage des voiles	72

Chapitre 6 : LES FONDATIONS

1.	Introduction	73
2.	Stabilité des fondations	73
3.	Choix du type de fondation	73
3.1	Semelle isolée	74
3.1.1	Pré dimensionnement	74
3.2	Semelle filante	74
3.2.1	Pré-dimensionnement	74
4.	Radier générale	75
4.1	Définition	75
4.2	Charge admissible au sol	75

4.3	Combinaisons d'action à considérer	75
4.4	Sollicitations	75
5.	Vérification de la contrainte du sol	75
6.	Dimensionnement	76
7.	Les différentes sollicitations	76
8.	Calcul des armatures	76
9.	Vérification des contraintes tangentielle	79
10.	Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99modifié99)	79
11.	Conclusion	79
12.	Etude de la longrine	80
12.1	Introduction	80
12.2	Calcul du ferrailage	80
	Conclusion générale	81
	Références bibliographiques	82

Liste des tableaux :

Chapitre 1 : Présentation du projet

Tableau 1 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.	3
--	---

Chapitre 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Tableau 1 : Les sections des poteaux	10
Tableau 2 : Descente de charge du plancher terrasse.	14
Tableau 3 : Descente de charge du plancher étage courant.	14
Tableau 4 : Descente de charge de la maçonnerie intérieure.	15
Tableau 5 : Descente de charge de la maçonnerie extérieure.	15
Tableau 6 : Descente de charge de la dalle pleine.	15
Tableau 7 : Descente de charge de Volée	16
Tableau 8 : Descente de charge de Palier	16

Chapitre 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 1 : Les efforts internes pour les différentes volées.	22
Tableau 2 : Les différentes descentes de charge.	29
Tableau 3 : Comparatif entre la méthode des trois moments et le SAP2000.	34
Tableau 4 : Récapitulatif des charges et sollicitations	34
Tableau 5 : Récapitulatif des charges et sollicitations	34
Tableau 6 : Récapitulatif des charges et sollicitations	35
Tableau 7 : Récapitulatif des charges et sollicitations	35
Tableau 8 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles	39
Tableau 9 : L'ancrage des armatures	39

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau 1 : Pénalité en fonction de critère de qualité	44
Tableau 2 : Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3 (variante 1)	46
Tableau 3 : Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3 (variante 2)	46
Tableau 4 : Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3 (variante 3)	47
Tableau 5 : Les coordonnées du centre de torsion (voiles)	48
Tableau 6 : les coordonnées du centre de torsion (poteaux)	49
Tableau 7 : Les différentes caractéristiques de la structure	50
Tableau 8 : récapitulatif des résultats	50
Tableau 9 : Les différentes forces horizontales dans les deux sens	51
Tableau 10 : Vérification des déplacements inter étages dans le Sens x et le Sens y	54
Tableau 11 : Justification vis à vis de l'effet P- dans le Sens x et le Sens y	54

Chapitre 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau 1 : Les différents types et sollicitations des poutres principales	56
Tableau 2 : Les différents types des poutres secondaires	58
Tableau 3 : Sollicitations de la poutre principale	58
Tableau 4 : vérification de l'effort tranchant	61

Tableau 5 : Ferrailage des poutres principales	62
Tableau 6 : Ferrailage des poutres secondaires.	62
Tableau 7 : Effort internes et les moments maximaux	64
Tableau 8 : calcul du ferrailage des poteaux	65
Tableau 9 : Vérification selon RPA	66
Tableau 10 : vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux	66
Tableau 11 : vérification des contraintes de béton à l'ELS	67
Tableau 12 : section des armatures transversales	67
Tableau 13 : les résultats de ferrailage transversal des poteaux	68

Chapitre 6 : LES FONDATIONS

Tableau 1 : sollicitations du radier	76
--------------------------------------	----

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation du projet

Fig 1 : Evolution de la résistance de compression f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	3
Fig 2 : Evolution de la résistance de traction f_{tj} en fonction de la compression	3
Fig 3 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU	4
Fig 4 : Diagramme contrainte, déformation à ELS	5
Fig 5 : Diagramme déformation, contrainte de l'acier	6

Chapitre 2 : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

Fig 1 : Surface afférente du poteau.	8
Fig 2 : Dimensions des éléments constituant un plancher	11
Fig 3 : Coupe de voile en élévation.	12
Fig 4 : Schéma d'un escalier.	12
Fig 5 : Plancher terrasse inaccessible.	14
Fig 6 : Plancher étage courant.	14

Chapitre 3 : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Fig 1 : Coupe transversale de l'acrotère.	17
Fig 2 : Coupe longitudinale de l'acrotère	18
Fig 3 : Ferrailage de l'acrotère.	19
Fig 4 : Diagramme des efforts internes pour la volée n°1 à ELU et ELS	22
Fig 5 : Diagramme des efforts internes de la poutrelle type 02 à l'ELU	32
Fig 6 : dimension de la poutrelle	35
Fig 7 : Récapitulatif du ferrailage	40

Chapitre 4 : ETUDE DYNAMIQUE

Fig 1 : Disposition 1	45
Fig 2 : Disposition 2	46
Fig 3 : Disposition 3	47
Fig 4 : Spectre de réponse.	52
Fig 5 : Structure SAP2000	55

Chapitre 5 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Fig 1 : Exemple de la poutre principale à étudiée	58
Fig 2 : ferrailage des poutres principales (30×40)	63
Fig 3 : Schéma du ferrailage des poteaux	68
Fig 4 : Section transversale de voile	69
Fig 5 : Section partiellement comprimée	70
Fig 6 : Section partiellement comprimée	70
Fig 7 : Section entièrement tendue	71
Fig 8 : Disposition des voiles	71
Fig 9 : Ferrailage du voile	72

Chapitre 6 : LES FONDATIONS

Fig 1 : Moment M11 à l'ELU	76
Fig 2 : Moment M22 à l'ELU	76
Fig 3 : Ferrailage du radier général	80
Fig 4 : Ferrailage de la longrine	80

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

CHAPITRE 1 :

PRESENTATION

DU PROJET

PRESENTATION DU PROJET

1. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation

Le rez-de-chaussée est à usage commercial.

Les autres niveaux sont à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à " Tlemcen Remchi ", classée par le règlement parasismique Algérien "RPA 99 version 2003" comme une zone de faible sismicité « zone I ».

2. Caractéristiques géométriques :

La hauteur totale du bâtiment : 31.11m

La largeur de construction : 15m.

La longueur de construction : 28m.

La hauteur des rez de chaussé : 3,91m.

La hauteur du 1^{er} étage : 3,4m

La hauteur de l'étage courant : 3.4m

3. Conception de l'ouvrage :

Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisée en système de portique (poteaux- poutres).

Plancher :

Dans notre cas nous avons utilisé deux types de plancher :

Plancher corps creux :

Les poutrelles sont coulées avec le corps creux d'épaisseur : 16 cm, dalle de compression est de 5 cm.

Plancher dalle pleine :

L'épaisseur des planchers est faible par rapport aux autres dimensions, Cette épaisseur dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

- **Résistance au feu :**

Pour une heure de coupe-feu $\iff e=7\text{cm}$

Pour deux heures de coupe-feu $\iff e=11\text{cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon le BAEL 91, Pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur du plancher doit être :
 $e > 13\text{cm}$

Alors on prend : $e = 15\text{cm}$

Escaliers :

Ce sont des éléments qui permettent l'accès aux étages, ils sont constitués en béton armé.

Revêtement :

Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.

Revêtement en carrelage pour les planchers.

Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses

La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont constitués par double parois à brique creuses, avec une épaisseur de (10+15) cm séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont constitués en simple parois de 10 cm d'épaisseur.

Les fondations :

La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par des semelles filantes.

Type de coffrage :

Les éléments structuraux sont réalisés par un coffrage métallique ou coffrage en bois.

On utilisera un coffrage tunnel pour la réalisation simultanée des éléments verticaux(voiles) et horizontales(dalles) qui est un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarisis formant ainsi une coquille ; ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité de chantier
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre
- Réduction des opérations manuelles

4. Caractéristique des matériaux :

4.1 Béton :

Le béton est un mélange composé de :

Ciment, air, eau, granulats et souvent des adjuvants pour constituer un mélange homogène.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis, Le béton résiste bien à la compression et n'a pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

La composition d'un mètre cube de béton est la suivante :

350 kg de ciment CM1/II A 42.5.

400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.

800kg de gravillons 3/8 et 15/25.

175L d'eau de gâchage.

La masse volumique de béton armé est de 2.50t/m^3 .

4.2 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28} , qui est exprimé en MPa.

Pour un nombre de jours $j < 28$, f_{cj} , on suit les lois suivantes, qui sont données par le BAEL91 modifiée 99 :

Béton non traité thermiquement : $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

Si : $j < 60$ jours $\implies f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$

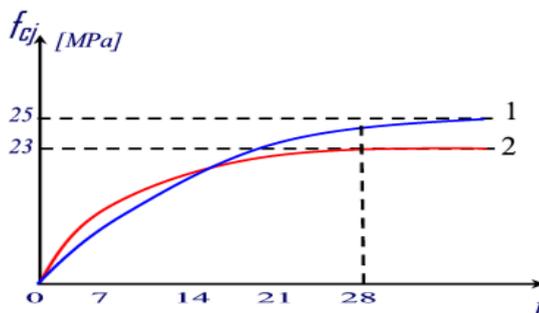
Si : $j > 60$ jours $\implies f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Béton traité thermiquement : $f_{c28} > 40\text{MPa}$

Si : $j < 28$ jours $\implies f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28}$

Si : $j < 28$ jours $\implies f_{cj} = f_{c28}$

1 : Béton non traité thermiquement.
2 : Béton traité thermiquement.



Pour notre étude on va prendre : $f_{c28}=25$ MPa. Fig 1 : Evolution de la résistance de compression f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

4.3 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est notée par f_{tj} , elle est exprimée en MPa.

D'après BAEL 91 modifiée 99

Si : $f_{c28} \leq 60$ MPa $\implies f_{tj} = 0,6+0,06 f_{cj}$.

Si : $f_{c28} > 60$ MPa $\implies f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3}$

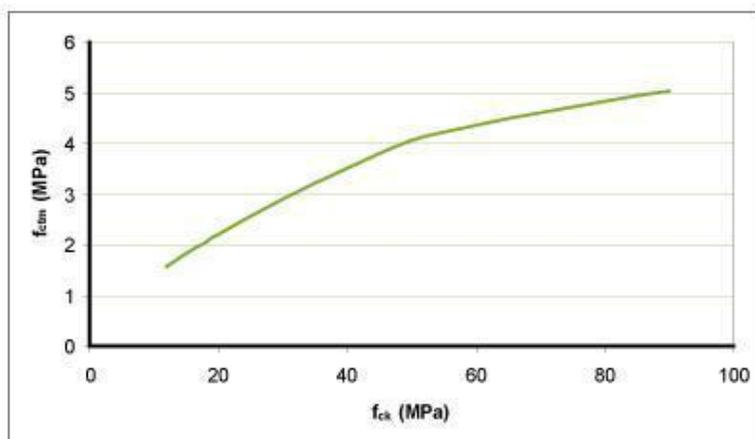


Fig 2 : Evolution de la résistance de traction f_{tj} en fonction de la compression

Pour notre étude on va prendre : $f_{t28}=2,1$ MPa

5 Les états limites :

Une structure doit être conçue et calculée de telle manière qu'elle doit résister à toutes les sollicitations durant sa vie, elle doit aussi présenter des sécurités vis-à-vis de sa ruine ou d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité ou son aspect.

5.1 Etat Limite Ultime de Résistance(E.L.U.R) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement.

Le comportement réel du béton est modélisé par la figure ci-après, d'après BAEL91 modifiée 99 :

Si : $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ \implies La courbe est sous forme d'une parabole, avec :

$$\sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 10^3 \epsilon_{bc}(4-10^3 \times \epsilon_{bc})$$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

Si $t > 24$ heures $= 1$

Si $1 \leq t \leq 24$ heures $= 0,9$

Si $t < 1$ heures $= 0,85$

Si : $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ \implies La courbe est sous forme d'une droite constante, avec

$$\sigma_{bc} = f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa.}$$

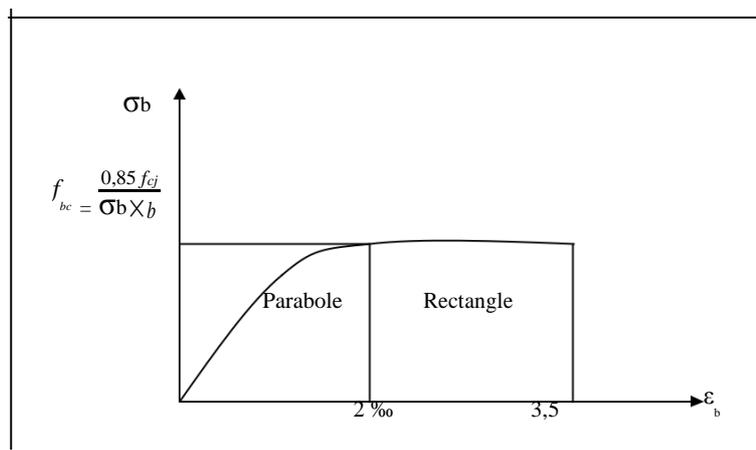


Fig 3 : Diagramme contrainte de compression, déformation à l'ELU.

5.2 Etat Limite de Service de Résistance (E.L.S.R) :

Consiste à équilibrer les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Plus que les déformations sont faibles, alors on suppose que le béton reste dans le domaine élastique et on adopte la loi de Hooke, avec $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} .$$

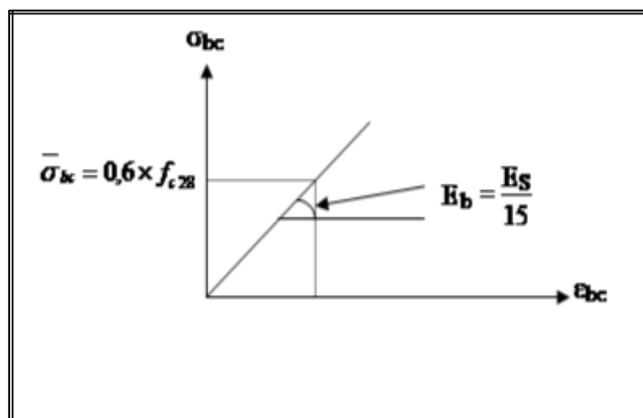


Fig 4 : Diagramme contrainte, déformation à ELS.

Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d/d) / (\Delta L/L).$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \Delta d/d: \text{déformation relative transversale.} \\ \Delta L/L: \text{déformation relative longitudinale.} \end{array} \right.$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ à E.L.U (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ à E.L.S (béton non fissuré).

Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantané, pour un chargement de courte durée, est donné par :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} , \text{ Avec : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa}.$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}.$$

Le module de déformation longitudinale différé, pour un chargement de longue durée, est donné par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} = 10818,865 \text{ MPa}.$$

Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, ils sont nécessaires pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Les différents types d'aciers utilisés dans les ouvrages en béton armé sont :

Tableau 1 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers.

Type	Nuance	f_e [MPa]
Ronds lisses	F _e E22	215
	F _e E24	235
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400
	F _e E50	500
Fils tréfiles HA Type3	F _e TE40	400
	F _e TE50	500
Fils tréfiles lisses Type4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500
	TL52 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520

Contrainte de calcul d'acier :

5.3 Etat Limite Ultime (E.L.U) :

Le diagramme déformation-contrainte se compose d'une droite et d'une pente avec :

$$\zeta_{sl} = F_e / \gamma_s E_s \quad \text{Si : } \begin{cases} \zeta_s < \zeta_{sl} \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \zeta_s \\ \zeta_{sl} \leq \zeta_s < 10 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa.} \end{cases}$$

Avec : $E_s = 210000$ MPa. [Module d'élasticité]

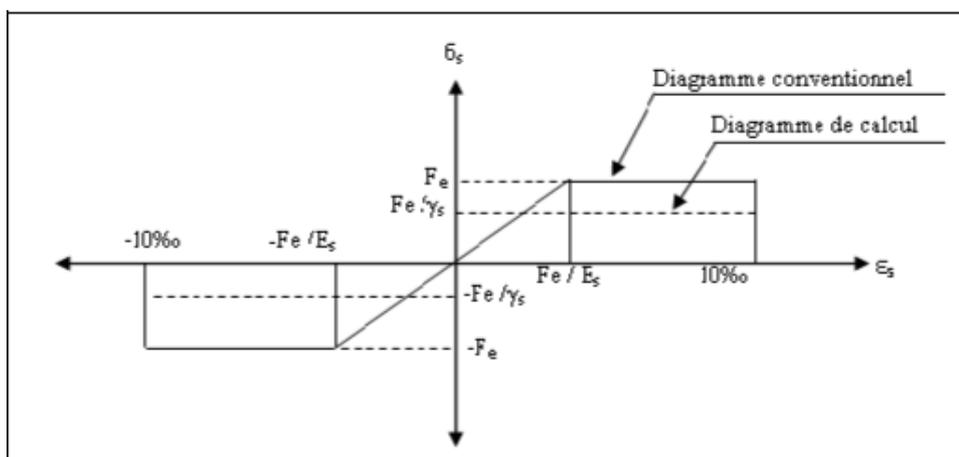


Fig 5 : Diagramme déformation, contrainte de l'acier.

5.4 Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont données comme suite :

Fissuration non préjudiciable \Rightarrow Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3}F_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{1}{2}F_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Avec η : Coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta=1 \text{ pour les R.L} \\ \eta=1.6 \text{ pour les H.A} \end{cases}$

5.4.1 Contrainte ultime de cisaillement :**Cas d'armatures droites ($\alpha=90^\circ$) :**

$$\tau_\mu < \bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_\mu < \bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Cas d'armatures inclinées ($\alpha=45^\circ$) :

$$\tau_\mu < \bar{\tau} = \min\left(0.27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7MPa\right)$$

5.5 Les sollicitations de calcul vis-à-vis les états limite :**5.5.1 Etat limite de service :**

La combinaison d'action suivante : G+Q.

5.5.2 Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1.35G+1.5Q$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, alors il faudra appliquer les règles parasismiques Algériennes qui ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E \quad ; \quad 0.8G+E \quad \Longrightarrow \quad \text{pour les poutres.}$$

$$G+Q\pm 1.2E \quad \Longrightarrow \quad \text{pour les poteaux.}$$

Avec :

{	G : charge permanente.
{	Q : charge d'exploitation
{	E : effort de séisme

CHAPITRE

PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

1. Pré-dimensionnement :

1.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de faire “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure pour assurer une meilleure stabilité de l’ouvrage. Il sera fait selon les règles BAEL91 et RPA 99 version 2003.

1.2 Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

1.2.1 Pré-dimensionnement des poteaux :

En considérant que les différents éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N, Le calcul sera basé sur le poteau le plus sollicité qui est le poteau central.

La surface supportée par le poteau le plus défavorable :

$$S = \left(\frac{3.65}{2} \times \frac{3.8}{2} + \frac{3.65}{2} \times \frac{3.8}{2} \right) \times 2$$

$$S = 13.85 \text{m}^2.$$

S : Surface supportée par le poteau le plus défavorable.

$$N_u = S \times Q \times n$$

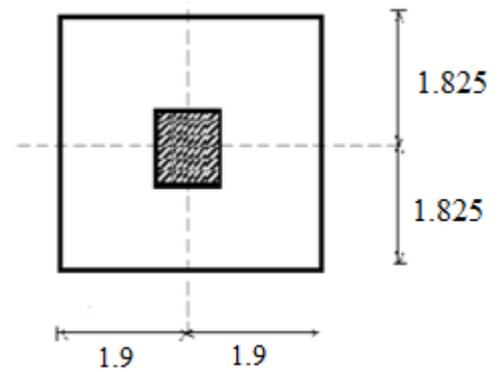


Fig 1 : Surface afférente du poteau.

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

n : Le nombre d'étage.

Poteaux de RDC (n=9) :

$$N_u = 13.85 \times 1 \times 9$$

$$N_u = 124.83 \text{ t} = 1,2483 \text{MN}.$$

Section réduite de béton (B_R) :

D'après BAEL91 modifiée 99 :

Pour un poteau rectangulaire : $B_R = (a-0,02) (a-0,02) \text{ m}^2$.

$$B_R \geq (\beta \cdot N_u) / [f_{bc}/0.9 + (0.85 \cdot A \cdot f_e / (B_R \cdot \gamma_s))]$$

On prend : $A/B_R = 1\%$

$$\text{Soit : } B_R \geq (\beta \cdot N_u) / [f_{bc}/0.9 + (0.85 \cdot f_e / 100 \cdot \gamma_s)]$$

Avec : $f_e = 400 \text{MPa}$; $f_{bc} = 14.17 \text{MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

β : Coefficient de l'élanement λ des poteaux :

$$\beta = 1 + 0.2 \cdot (\lambda/35)^2 \quad \text{Si } \lambda < 50$$

$$\beta = 0.85 \cdot \lambda / 100 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

D'après BAEL91 modifiées 99 il est préférable de prendre $\lambda=35$.

$$\beta=1+0,2 \cdot (35/35)^2 = 1,2.$$

$$B_r \geq (1,2 \cdot 1,2483) / [14,17/0,9 + (0,85 \cdot 400/100 \cdot 1,15)]$$

$$B_r \geq 0,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Plus que : } B_r = (a-0,02)(a-0,02) \geq 0,0857 \text{ m}^2$$

$$\text{Plus que : } B_r = (a-0,02)(a-0,02) \geq 0,0857 \text{ m}^2$$

$$\text{Pour : } a=b \implies (a-0,02)^2 \geq 0,08 \text{ m}^2$$

$$a \geq 0,3028 \text{ m}^2$$

On prend : $a=b=0,35\text{m}$.

D'après RPA99 version 2003 :

$$B \geq N_u / (0,3 \cdot f_{c28})$$

$$B = a^2 \geq 0,166$$

$$a = 0,408\text{m}.$$

On prend : $a=0,50\text{m}$

Poteaux du RDC sont de section : $(0,50 \times 0,50) \text{ m}^2$.

NB : Par mesure de sécurité, on a choisi de prendre un poteau de section $(0,50 \times 0,50) \text{ m}^2$ au lieu de $(0,45 \times 0,45) \text{ m}^2$ afin de réduire l'effort normale exercé sur le poteau.

Vérification des conditions du RPA99 version 2003 :

On a zone I : $\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$

La condition est vérifiée car la section minimale adoptée qui se trouve dans le Tableau (2.1) ci-dessous est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$\text{Pour les étages courants et le RDC : } \min(a, b) = 0,30 \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3,4}{20} = 0,17\text{m} \implies \text{C.V}$$

Avec : h_e : La hauteur de poteau sans inclure le plancher

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \implies \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$$

Vérification du flambement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \implies \text{C.V} \quad \text{dans le tableau (1) ci-dessous.}$$

Avec : $L_f = 0,7 \cdot L_0$ L_f : longueur de flambement

L_0 : la hauteur du poteau avec inclusion du plancher

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad i : \text{rayon de giration} \quad ; \quad A : \text{section du poteau}$$

$$I = \frac{a^4}{12} \quad I : \text{moment d'inertie}$$

Tableau 1 : Les sections des poteaux

Poteaux	n [étage]	S [m ²]	N _u [MN]	[a=b] [m]	L ₀ [m]	L _f [m]	I [m ⁴]	A [m ²]	i [m]	λ	Condition
RDC	9	13.85	1.2483	0.50	3.91	2.737	0.0052	0.25	0.14	19.55	C.V
Etage 1	8		1.108	0.45	3.4	2.38	0.0034	0.20	0.13	18.3	C.V
Etage 2	7		0.9695	0.45	3.4	2.38	0.0034	0.20	0.13	18.3	C.V
Etage 3	6		0.831	0.40	3.4	2.38	0.0021	0.16	0.11	21.63	C.V
Etage 4	5		0.6925	0.40	3.4	2.38	0.0021	0.16	0.11	21.63	C.V
Etage 5	4		0.554	0.35	3.4	2.38	0.0012	0.12	0.10	23.8	C.V
Etage 6	3		0.4155	0.35	3.4	2.38	0.0012	0.12	0.10	23.8	C.V
Etage 7	2		0.277	0.30	3.4	2.38	0.0006	0.09	0.08	29.75	C.V
Etage 8	1		0.1385	0.30	3.4	2.38	0.0006	0.09	0.08	29.75	C.V

1.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont les éléments porteurs horizontaux, Ils doivent avoir des sections régulières et leurs pré-dimensionnements sont basés sur les règles du BAEL91 modifiées 99 et du RPA99 version 2003.

Ils doivent respecter la condition de flèche suivant : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : Portée maximale des travées du portique.

Et aussi les dimensions suivant :

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

1.2.2.a Les poutres principales :

Dans notre cas, on a : L=4.78m

$$\frac{478}{15} \leq h \leq \frac{478}{10}$$

$$31.86 \leq h \leq 47.8$$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} h=40\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array} \right.$

D'après le RPA99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} h=40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b}=1.33 \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{C.V}$$

1.2.2.b Les poutres secondaires:

Dans notre cas, on a L=3.65m

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10}$$

$$24.33 \leq h \leq 36.5$$

On prend : $\left\{ \begin{array}{l} h=30\text{cm} \\ b=30\text{cm} \end{array} \right.$

D'après le RPA99 version 2003 :

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

1.2.3 Pré-dimensionnement du plancher :

Les dalles ont des faibles épaisseurs par rapport aux autres dimensions (poutres, poutrelles,...).

L'épaisseur des dalles dépend du type de plancher :

1.2.3.a Plancher à corps-creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher.

L : La portée maximale entre nus.

$$h_t \geq \frac{3.35}{22.5} = 0.149\text{m}$$

Dans notre cas on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$h_t=21\text{cm}$ Avec : 16cm [Pour le corps creux].

5cm [Pour la dalle de compression].

1.2.3.b Plancher à dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine qu'on a adopté est de : $h=15\text{ cm}$.

1.2.4 Pré-dimensionnement des poutrelles :

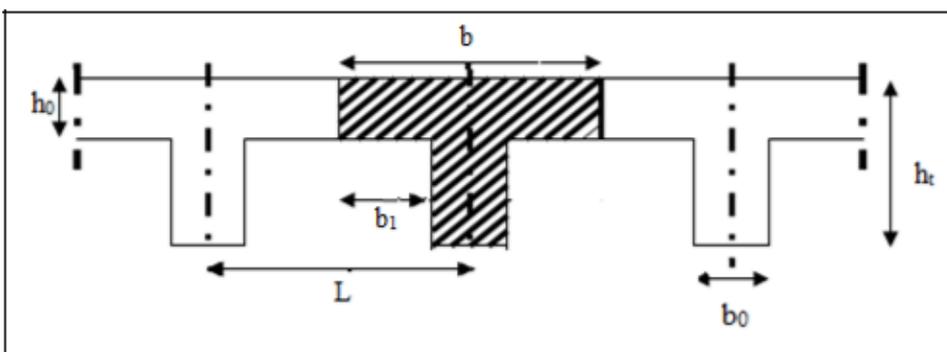


Fig 2 : Dimensions des éléments constituant un plancher.

Les poutrelles sont continuées, elles forment une section en « T ».

Soit : $b_0=12\text{ cm}$ (raison de réalisation).

$$b = 65\text{ cm}; h_0 = 5\text{ cm}; h_1 = 16\text{ cm}; h_t = 21\text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1$$

$$b_1 = \min\left(\frac{b-b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

Avec : L : La plus petite portée des poutrelles (L=3.25 m).

$$b_1 = \text{Min}(26,5 ; 32,5) = 26,5 \text{ cm.}$$

1.2.5 Pré-dimensionnement des voiles de contreventement :

Selon le RPA 99 version 2003, Tlemcen appartient à la zone I, Alors le voile est nécessaire lorsque :

- Nombre d'étage ≥ 5 étages
- La hauteur ≥ 17 m

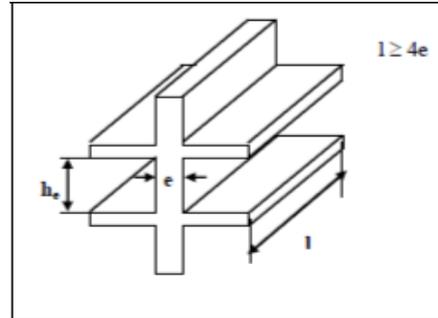


Fig 3 : Coupe de voile en élévation.

Et aussi il faut vérifier les conditions suivant :

$$L \geq 4e$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

- Avec :
- L : Longueur du voile
 - e : L'épaisseur des voiles ($e_{\min}=15\text{cm}$)
 - h_e : Hauteur d'étage

Pour le RDC, on a : $h_e=3.7 \text{ m} \implies e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.7}{20} = 0.185\text{m}$

Pour les étages courants, on a : $h_e=3.19 \text{ m} \implies e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.19}{20} = 0.1595\text{m}$

On prend **e=20cm**

1.2.6 Pré-dimensionnement des escaliers :

Un escalier dans une construction, est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

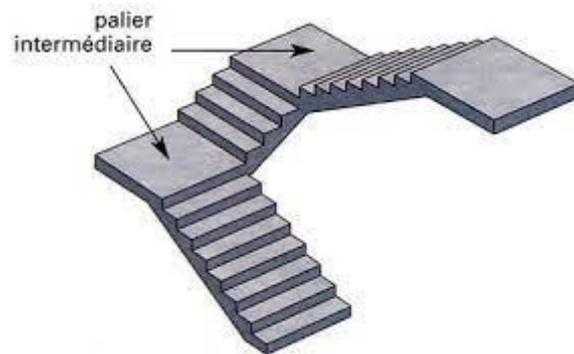


Fig 4 : Schéma d'un escalier.

Un escalier est déterminé par :

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

Hauteur de marche

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

1.2.6.a Escalier d'étage courant :

Hauteur d'étage : **H =3.4m.**
 Hauteur de gravir : **1.19 m.**

D'après Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a ; **$59 < 2h + g < 66$** **POUR $h = 17 \text{ cm}$**

$N_c = H/h = 340/17 = 20$ ON aura 20 contre marches entre chaque deux étages : On a trois volées.

$N = N_c - 1 = 19$ marches

Pour la première volée on a 8 contre marches. \Rightarrow 7 marches pour volée n°1.

Pour la deuxième volée on a 4 contre marches. \Rightarrow 3 marches pour volée n°2.

Pour la troisième volée on a 8 contre marches. \Rightarrow 7 marches pour volée n°3.

Détermination de giron

à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

Détermination d'inclinaisons de paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Sin}(\alpha) = \frac{H}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{H}{\text{sin}(\alpha)} \Rightarrow L_1 = 2.41\text{m}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \Rightarrow 8.03\text{cm} \leq e \leq 12.05\text{cm}$$

On prend $e = 12\text{cm}$

1.2.6.b Escalier de rez de chaussée :

Hauteur d'étage : **H = 3.91m.**

Hauteur de gravir : **1.7 m.**

D'après Relation de Blondel

Un escalier se montera sans fatigue s'il respecte la relation de Blondel

On a ; **59 < 2h + g < 66** POUR **h = 17 cm**

$N_c = H/h = 391/17 = 23$ ON aura 23 contre marches entre chaque deux étages : On a trois volées.

$N = N_c - 1 = 22$ marches

Pour la première volée on a 11 contre marches. \Rightarrow 10 marches pour volée n°1.

Pour la deuxième volée on a 4 contre marches. \Rightarrow 3 marches pour volée n°2.

Pour la troisième volée on a 8 contre marches. \Rightarrow 7 marches pour volée n°3.

Détermination de giron

à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g(n-1) \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = 30\text{cm}$$

Détermination d'inclinaisons de paillasse :

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{H}{L} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{Sin}(\alpha) = \frac{H}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{H}{\text{sin}(\alpha)} \Rightarrow L_1 = 3.45\text{m}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} \Rightarrow 11.5\text{cm} \leq e \leq 17.25\text{cm}$$

On prend $e = 14\text{cm}$

$e = \max(12, 14)$

On prend **$e = 14\text{cm}$**

2. Descente des charges :

2.1 Plancher terrasse inaccessible :

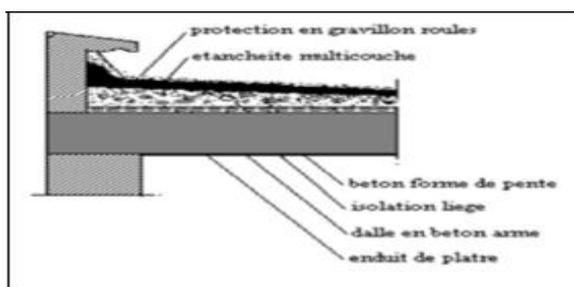


Fig 5 : Plancher terrasse inaccessible.

Tableau 2 : Descente de charge du plancher terrasse.

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1	Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,1	22	2,20
4	Isolation thermique	0,04	4	0,16
5	Plancher à corps creux	(16+5)	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Charge permanente y compris poids propre : $G=6,47$ KN/m².

Surcharge d'exploitation : $Q=1,00$ KN/m².

2.2 Plancher étage courant et rez de chaussée :

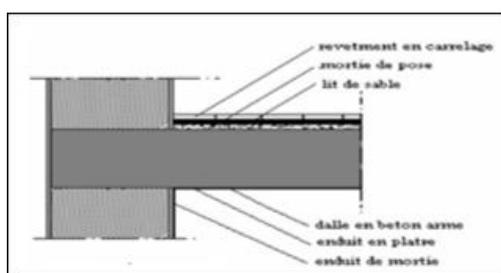


Fig 6 : Plancher étage courant.

Tableau 3 : Descente de charge du plancher étage courant.

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1	Cloisons	0,10	/	1,00
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable fin	0,03	18	0,54
5	Plancher à corps creux	(16+5)	14	2,94
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Charge permanente y compris poids propre : $G=5,52 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$

2.3 Descente des charges de la Maçonnerie : Maçonnerie intérieure :

Tableau 4 : Descente de charge de la maçonnerie intérieure.

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m^3]	Poids [KN/m^2]
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Briques creuses	0,10	/	1,40
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20

Poids propre : $G=1,80 \text{ KN/m}^2$.

Maçonnerie extérieure :

Tableau 5 : Descente de charge de la maçonnerie extérieure.

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m^3]	Poids [KN/m^2]
1	Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0,15	/	2,10
3	Briques creuses	0,10	/	1,40
4	Enduit intérieur en ciment	0,02	18	0,36

Poids propre : $G=4,22 \text{ KN/m}^2$.

NB : Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures, Alors on ajoute des coefficients :

Murs avec portes [90% G].

Murs avec fenêtres [80% G].

Murs avec portes- fenêtres [70% G]

2.4 Descente de charge de la dalle pleine :

Tableau 6 : Descente de charge de la dalle pleine.

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m^3]	Poids [KN/m^2]
1	Cloisons	0,10	/	1,00
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Dalle pleine	0,15	25	3,75
6	Enduit en ciment	0,02	18	0,36

Charge permanente : $G=6,49 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q=3,50 \text{ KN/m}^2$

2.5 Descente des charges de l'Escalier :

Volée (paillasse) :

Tableau 7 : Descente de charge de Volée

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1	Paillasse	0.14	25	$0.14 \times 25 / \cos 29.54 = 4.02$
2	Carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	20	0,40
4	Lit de sable	0,03	18	0,54
5	Marche	0.17/2	22	1.87
6	Garde de corps	/	/	0.1
7	Enduit en ciment	0,02	18	0,36

Charge permanente : $G=7.73 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q=2,50 \text{ KN/m}^2$.

Palier :

Tableau 8 : Descente de charge de Palier

N°	Désignation	E_p [m]	Masse volumique [KN/m ³]	Poids [KN/m ²]
1	Carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine	0,14	25	3,50
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36

Charge permanente : $G=5.24 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q=2,50 \text{ KN/m}^2$.

CHAPITRE

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. L'Acrotère :

1.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un petit garde-corps. Il est considéré comme une console encastree au niveau du plancher terrasse inaccessible.

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée, car il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

1.2 Poids propre de l'acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S = [(0,1 \times 0,5) + (0,1 \times 0,05 \times 0,5) + (0,1 \times 0,05)]$$

$$S = 0,0575 \text{ m}^2.$$

Charge Permanente:

$$G = S \times 1,00 \times 25$$

$$G = 0,0575 \times 1,00 \times 25$$

$$G = 1,4375 \text{ KN/ml.}$$

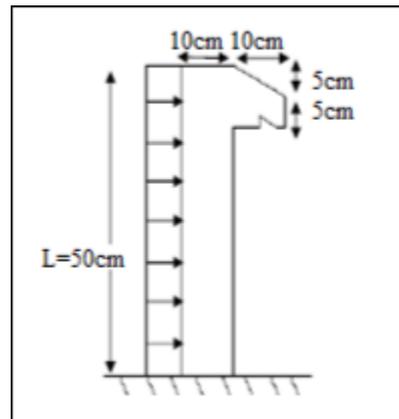


Fig 1 : Coupe transversale de l'acrotère.

Car : La masse volumique béton est de : 25 KN/m^3 .

Surcharge d'exploitation :

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

1.3 Calcul des sollicitations :

ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,4375 \quad N_u = 1,9410 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,50 \text{ QL}^2/2 = 1,50 \times 1 \times (0,5)^2 / 2 \quad M_u = 0,1875 \text{ KN/ml.}$$

ELS:

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,4375 \text{ KN.}$$

$$M_s = \text{QL}^2/2 = 1 \times (0,5)^2 / 2$$

$$M_s = 0,125 \text{ KN/ml.}$$

1.4 Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,1875}{1,94} = 0,0966 \text{ m.}$$

$$e = 9,66 \text{ cm.}$$

On sait que : $h_t = 10 \text{ cm}$

$$e > \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} \quad e = 9,66 > 1,67 \text{ cm.}$$

Donc, la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

1.5 Détermination du ferrailage :

E.L.U :

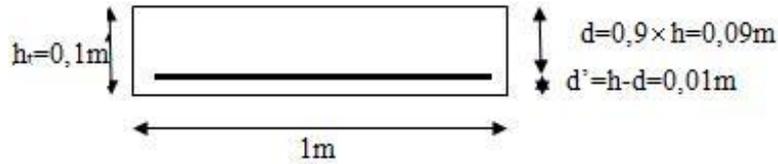


Fig 2 : Coupe longitudinale de l'acrotère.

d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre plus tendue.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa}$$

$$e_a = e + (h/2 - d') = 9,66 + [(10/2) - 1] = 13,66 \text{ cm}$$

$$M_A = N_u \cdot e_a = 1,94 \cdot 10^{-3} \cdot 13,66 \cdot 10^{-2} \quad M_A = 2,65 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,65 \times 10^{-4}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} = 0,0023$$

$$\mu_u = 0,0023 < \mu_r = 0,186 \text{ [pivot A]}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,0023)})$$

$$\alpha = 2,89 \times 10^{-3}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,09 \cdot (1 - 0,4 \cdot 2,89 \cdot 10^{-3})$$

$$Z = 0,0898 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_A}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{347,83} \left(\frac{2,65 \times 10^{-4}}{0,0898} - 1,94 \times 10^{-3} \right)$$

$$A = 2,89 \times 10^{-2} \text{ cm}^2 \text{ (Faible section)}$$

Donc, A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale :} \quad A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 1,00 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1,08 \text{ cm}^2.$$

Donc, on adopte : **3T8** de section **1,51 cm²/ml**.

ELS :

$$e = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0,125}{1,4375} = 8,69 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h_1}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} < 8.69 \text{ cm}$$

$$x = h/2 + e_1 - e = 0,05 + e_1 - 0,0869$$

$$e_1^3 + p e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3 \times \left(0,0869 - \frac{0,1}{2}\right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1,51 \times 10^{-4}}{1} \left(0,0869 - \frac{0,1}{2} + 0,9\right)$$

$$p = -2,36 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2.$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = -1,18 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3.$$

Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \sqrt[3]{-p e_1 - q}$$

On prend la valeur de : $e_1 = 1 \text{ m}$

Après calcul, on trouve : $e_1 = 0,06469 \text{ m}$

$$x = h/2 + e_1 - e$$

$$x = 0,02779 \text{ m}.$$

$$s = \frac{b x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x)$$

$$s = \frac{1 \times 0,02779^2}{2} - 15 \times 1,51 \times 10^{-4} (0,09 - 0,02779)$$

$$s = 2,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3.$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times x}{s} = \frac{1,4375 \times 10^{-3} \times 0,02779}{2,45 \times 10^{-4}} = 0,163 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = n \frac{N_s (d - x)}{s} = 15 \times \frac{1,4375 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,02779)}{2,45 \times 10^{-4}} = 5,47 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Pour Fissuration préjudiciable, avec : } \eta = 1,6 \text{ [H.A]}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 1,51 / 4 = 0,38 \text{ cm}^2$$

On choisit : **4Φ6** de section **1,13 cm²/ml**

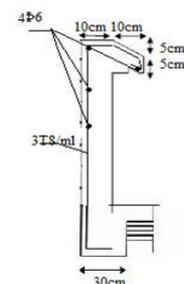


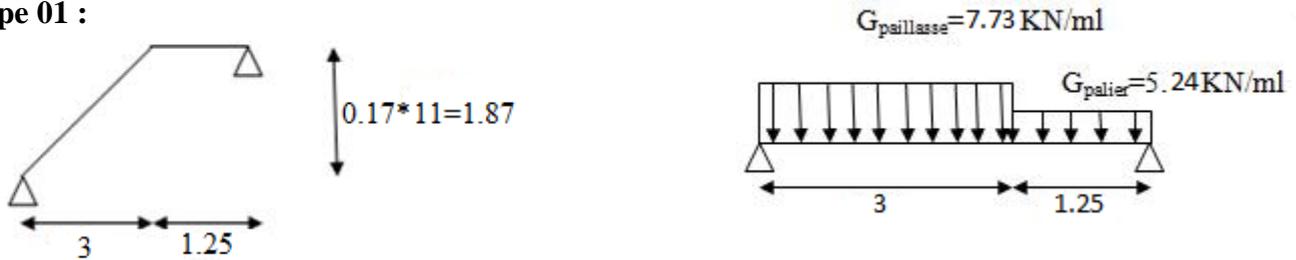
Fig 3 : Ferrailage de l'acrotère.

2. Etude des escaliers :

2.1 Les différents types d'escaliers et la charge permanente :

Dans notre cas, nous avons trois types de volée qui sont présentés ci-dessous :

Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :

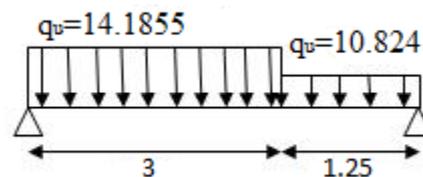


2.2 Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera la volée n° 1. Pour les autres volées, on utilisera le SAP2000.

ELU :

Type 01 :



$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0.$$

$$R_A + R_B = 56.09 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \cdot (4.25) - 10,824 \cdot (1,25) \cdot (3.625) - 14.1855 \cdot (3) \cdot (1.5) = 0$$

$$R_B = 26.56 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.53 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 < x < 3$:

$$M(x) = R_A x - 14.1855 \times \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(3) = 24.75 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_A - 14.1855 x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 29.53 \text{ KN} \\ T(3) = -13.0265 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Section 2-2: $0 < x < 1.25$:

$$M(x) = R_B x - 10.824 \times \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.25) = 24.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -R_B + 10.824x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -26.56 \text{ KN} \\ T(1.25) = -13.02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS:

Type 01 :

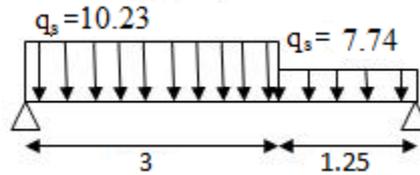
$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0.$$

$$R_A + R_B = 40.365 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \cdot (4.25) - 7.74 \cdot (1.25) \cdot (3.625) - 10.23 \cdot (3) \cdot (1.5) = 0$$

$$R_B = 19.08 \text{ KN}$$

$$R_A = 21.28 \text{ KN}$$



Section 1-1 : $0 < x < 3$:

$$M(x) = R_A x - 10.23 \times \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(3) = 17.805 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_A - 10.23 x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 21.28 \text{ KN} \\ T(3) = -9.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Section 2-2: $0 < x < 1.25$:

$$M(x) = R_B x - 7.74 \times \frac{x^2}{2} \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.25) = 17.803 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -R_B + 7.74x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = -19.08 \text{ KN} \\ T(1.25) = -9.405 \text{ KN} \end{array} \right.$$

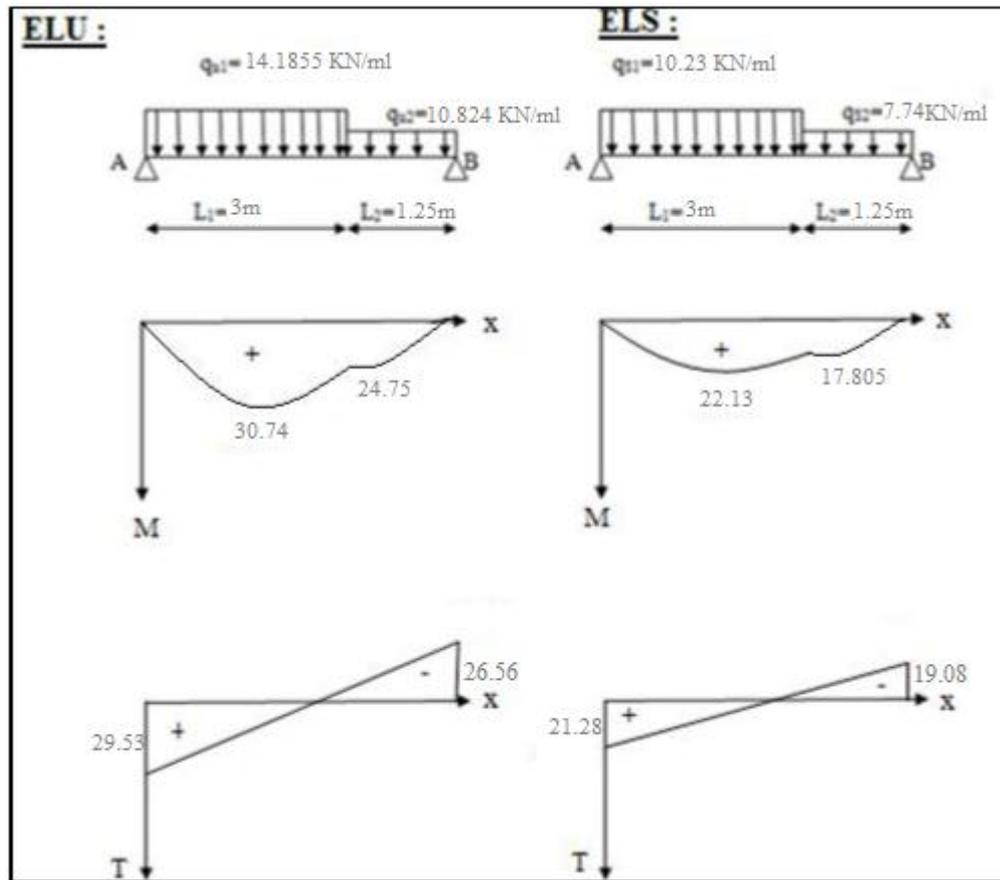


Fig 4 : Diagramme des efforts internes pour la volée n°1 à ELU et ELS.

2.3 Récapitulatif des différents efforts internes :

Tableau 1 : Les efforts internes pour les différentes volées.

Types		ELU			ELS		
		M_{ap}	$M_{Trav}[KN/m^2]$	$T_{max}[KN]$	M_{app}	$M_{Trav}[KN/m^2]$	$T_{max}[KN]$
Sollicitations	1	0	30.74	29.53	0	22.13	21.28
	2	0	20,27	21,22	0	14,57	15,22
	3	0	19,53	24,03	0	14,08	17,33

2.4 Détermination du ferrailage :

On va déterminer le ferrailage du type n°1 car c'est lui le plus défavorable et on l'adopte pour les autres types.

$$h=0,14m ; b= 1m ; d= 0,9 \times h= 0,126m$$

$$f_{c28}=25MPa; f_{t28}=2,1MPa; f_{bc}=14,17MPa ; \sigma_{st}=347,83MPa$$

ELU :

En travée :

$$M_{ut} = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 30.74 = 26.129 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{26.129 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.17} = 0.116$$

$$\mu_u = 0,116 < \mu_r = 0,392$$

⇒ La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.116)})$$

$$\alpha = 0.15$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,126 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.15)$$

$$Z = 0,118 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{26.129 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.118} = 6,3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 6.3 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5T14 de section **7,7 cm²/ml**.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st} \text{ min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0.23 \times 0.126 \times 1 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 7.7/4 = 1,925 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T10** de section **2,36 cm²/ml**

En appuis :

$$M_{u \text{ app}} = 0,5 \times M_u = 0,5 \times 30.74 = 15.37 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126^2 \times 14.17} = 0.068$$

$$\mu_u = 0,068 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.068)})$$

$$\alpha = 0.09$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,126 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.09)$$

$$Z = 0,121 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{15.37 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.121} = 3.65 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 3.65 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T14 de section **4,62 cm²/ml**.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \min \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \min \geq 0.23 \times 0.126 \times 1 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \min \geq 1.52 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4.62/4 = 1.155 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T10** de section **2,36 cm²/ml**

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 100 \cdot 14 = 7 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Car on a choisi : 5T14+3T14=8T14=12.32cm²/ml.

ELS :
En travée :

Comme la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est de nuance FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{26.129}{18.81} = 1.39$$

$$\alpha = 0.15 < 0.445 \implies \text{CV}$$

En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.37}{11.065} = 1.39$$

$$\alpha = 0.09 < 0.445 \implies \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\implies \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{29.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.126} = 0.234 \text{ MPA}$$

Pour des fissurations peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, on a : $\tau_u < \overline{\tau}_u \implies \text{CV}$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \implies \frac{3.91}{4.25} = 0.92 \geq \frac{1}{18} \times \frac{22.13}{30.74} = 0.04$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{h}{L} = 0.92 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

Avec : h : Hauteur de la cage d'escalier.

L : La distance entre appuis.

Alors : les deux C.V

3. Etude de la poutre palière :

3.1 Pré-dimensionnement :

D'après BAEL 91 modifié 99, on a :

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$350/15 \leq h \leq 350/10$$

$$23.33 \leq h \leq 35$$

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$9 \leq h \leq 21$$

On prend: $\left\{ \begin{array}{l} h = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right.$

Vérification du RPA99 V 2003 :

D'après le R.P.A99version2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \implies 25\text{cm} > 20\text{cm} \\ H \geq 30\text{cm} \implies 30\text{cm} = 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \implies 1 < 4 \end{array} \right\} \text{ CV}$$

La poutre palière a une dimension de (30x25) cm².

3.2 Calcul des efforts internes :

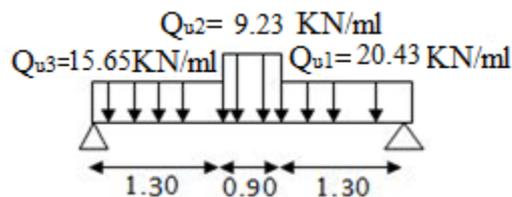
Palier : $Q_u = \frac{R}{L}$

$$Q_{u1} = \frac{26.56}{1.3} = 20.43 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{s1} = \frac{19.08}{1.3} = 14.68 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{u3} = \frac{20.34}{1.3} = 15.65 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{s3} = \frac{14.6}{1.3} = 11.23 \text{ KN/ml.}$$



Palliasse :

$$Q_{u2} = \text{Poids propre de la poutre palière} + 1.35 G_{\text{mur}} \cdot h$$

$$Q_{u2} = (0,3 \cdot 0,25 \cdot 25) / (\cos 29.54) + 1.35 \cdot 4,22 \cdot 0,8 \cdot [(3,4) - (8,0,17) - (0,4)] = 9.23 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{s2} = \text{Poids propre de la poutre palière} + G_{\text{mur}} \cdot h$$

$$Q_{s2} = (0,3 \cdot 0,25 \cdot 25) / (\cos 29.54) + 4,22 \cdot 0,8 \cdot [(3,4) - (8,0,17) - (0,4)] = 7.69 \text{ KN/ml.}$$

	ELU	ELS
Les charges	$q_{utot} = 45.31 \text{KN/ml}$	$q_{stot} = 33.6 \text{KN/ml}$
Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{utot} l^2}{8} = 69.38 \text{KN.m}$		$M_0 = \frac{q_{stot} l^2}{8} = 51.45 \text{KN.m}$
Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 58.973 \text{KN.m}$		$M_t = 0.85 M_0 = 43.7325 \text{KN.m}$
Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 20.814 \text{KN.m}$		$M_a = 0.3 M_0 = 15.435 \text{KN.m}$

3.3 Calcul du ferrailage :

$$h=0,30\text{m} ; b=0,25\text{m} ; d=0,9 * h= 0,27\text{m}$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_{bc}=14,17\text{MPa}$$

$$\sigma_{st}=347,83\text{MPa}$$

ELU :

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.973 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.228$$

$$\mu_u = 0,228 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.228)})$$

$$\alpha = 0.33$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,33)$$

$$Z = 0.23 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{58.973 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.23} = 7.37 \times 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_{st} = 7.37 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4T16 de section **8.04 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \text{ min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0.23 \times 0.27 \times 0.25 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0.82 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 8.04/4 = 2.01 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3.39 cm²**

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20.814 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27^2 \times 14.17} = 0.08$$

$$\mu_u = 0,08 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.08)})$$

$$\alpha = 0.104$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,27 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.104)$$

$$Z = 0,26 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{20.814 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.26} = 2.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2.3 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3T12 de section **3.39 cm²**.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.27 \times 0.25 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.82 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 3.39/4 = 0.85 \text{ cm}^2$$

On choisit : **3T12** de section **3.39 cm²**

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 0.3 \cdot 0.25 = 3.75 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

Car on a choisi : 3T12+3T12=6T12=6.78 cm².

ELS :

En travée :

Comme la fissuration est peu nuisible et l'acier utiliser est de nuance FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.425 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{58.973}{43.7325} = 1.35$$

$$\alpha = 0.33 < 0.425 \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

En appuis :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.425 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{20.814}{15.435} = 1.35$$

$$\alpha = 0.104 < 0.425 \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Longrightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Vérification au cisaillement :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{45.31 \times 3.5}{2} = 79.2925 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{79.2925 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.27} = 1.175 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc, on a : $\tau_u < \overline{\tau}_u \Longrightarrow \text{CV}$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.85; 1.2; 2.5)$$

On prend : $\phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$.

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le R.P.A 99 Version 2003 on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \text{ cm}\right)$$

On prend :

$$S_t = 7 \text{ mm}$$

Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2}$$

On prend :

$$S_t = 10 \text{ mm}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t=4\Phi 8=2,01 \text{ cm}^2$

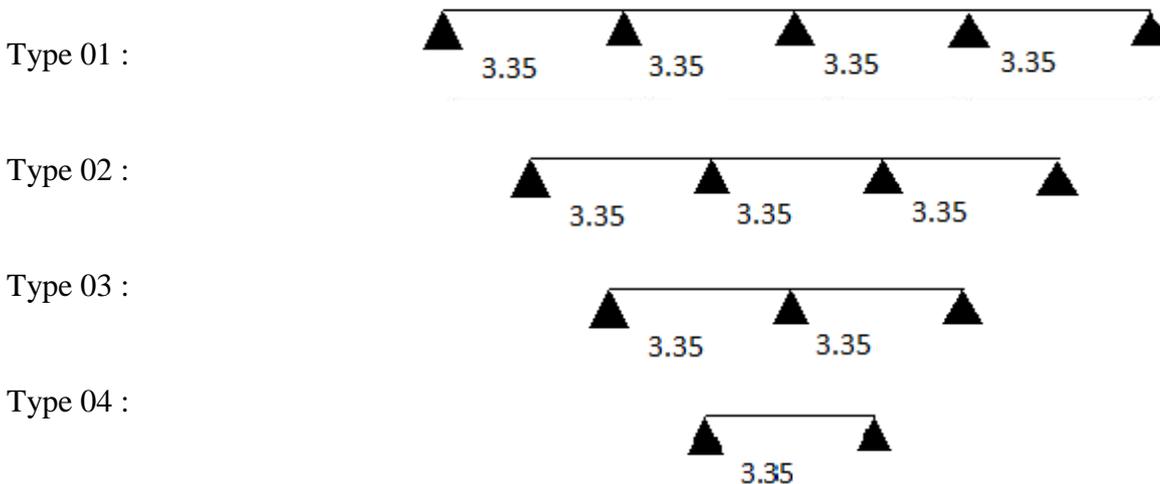
4. Etude des poutrelles ;

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continue.

Pour le calcul des sollicitations on peut appliquer l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

4.1 Les différents types des poutrelles :



4.2 Descente des charges :

Tableau 2 : Les différentes descentes de charge.

Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	B [m]	Combinaison des charges	
				ELU [KN/ml] q _u =B(1.35G+1.5Q)	ELS [KN/ml] q _s =B(G+Q)
Terrasse inaccessible	6.47	1.00	0.65	6.65	4.85
Étage courant	5.52	1.50	0.65	6.30	4.56

4.3 Détermination des efforts internes :

Nous avons cinq types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type 02 par la méthode des trois moments et les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000.

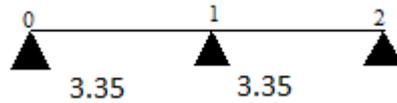
Méthode 1 (Méthode des trois moments) :

$$L_1 = L_2 = L_3 = L = 3.35 \text{ m}$$

ELU :

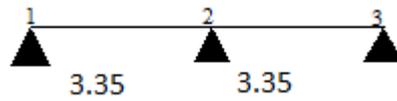
Calcul du moment en appui :

Travée 0-1-2 :



$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

Travée 1-2-3 :



$$M_1 L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

$$\text{A.N: } \begin{cases} M_0 (3,35) + 2M_1 (3,35+3,35) + M_2 (3,35) = -6(R_{g1} + R_{d1}). \\ M_1 (3,35) + 2M_2 (3,35+3,35) + M_3 (3,35) = -6(R_{g2} + R_{d2}). \end{cases}$$

On sait que : $M_0 = M_3 = 0$

$$\begin{cases} 13,4M_1 + 3,35 M_2 = -6(R_{g1} + R_{d1}). \\ 3,35M_1 + 13,4M_2 = -6(R_{g2} + R_{d2}). \end{cases}$$

Avec : $q_u = 6,3 \text{ KN/ml}$.

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_u \times L^3}{24} = 9,87 \text{ KN}. \\ R_{d1} = R_{g2} = R_{d2} = 9,87 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 13,4M_1 + 3,35M_2 = -118,42 \\ 3,35 M_1 + 13,4M_2 = -118,42 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_1 = -7,07 \text{ KN.m}$$



$$M_2 = -7,07 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Calcul du moment en appui :

Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 - q_u L = 0.$$

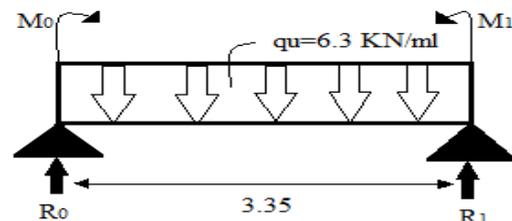
$$R_0 + R_1 = 21,105 \text{ KN}.$$

$$\sum M/1 = 0 \quad R_0 L - q_u L^2/2 - M_1 = 0$$

$$\text{A.N: } R_0 = 8,44 \text{ KN}.$$

$$R_1 = 12,66 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_0 \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,35) = -7,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$T(x) = R_0 - q_u \times x \quad \begin{cases} T(0) = 8,44 \text{ KN} \\ T(3,35) = -12,66 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_0 / q_u \\ \Leftrightarrow x = 1,33 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,33) = 5,65 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :

$$R_2 + R_1 - q_u L = 0.$$

$$R_2 + R_1 = 21,105 \text{ KN}.$$

$$\sum M/2 = 0 \quad R_1 L - q_u L^2 / 2 - M_2 + M_1 = 0$$

A.N : $R_1 = 10,55 \text{ KN}.$

$$R_2 = 10,55 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_1 \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_1 \quad \begin{cases} M(0) = -7,07 \text{ KN.m} \\ M(3,35) = -7,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_u \times x \quad \begin{cases} T(0) = 10,55 \text{ KN} \\ T(3,35) = -10,55 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_1 / q_u \\ \Leftrightarrow x = 1,675 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,675) = 1,76 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$R_2 + R_3 - q_u L = 0.$$

$$R_2 + R_3 = 21,105 \text{ KN}.$$

$$\sum M/2 = 0 \quad R_3 L - q_u L^2 / 2 - M_2 = 0$$

A.N : $R_3 = 8,44 \text{ KN}.$

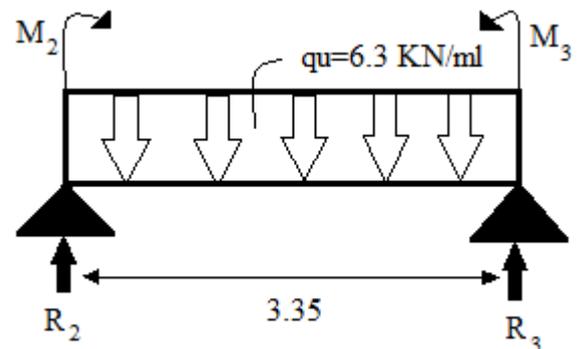
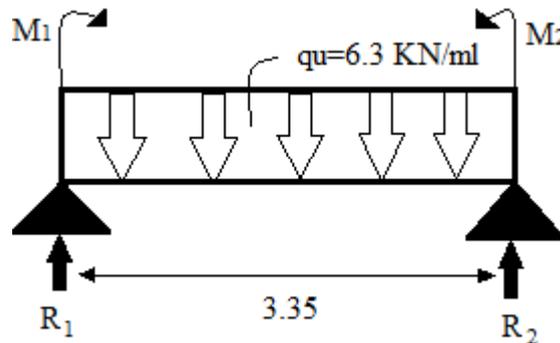
$$R_2 = 12,66 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_2 \times x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_2 \quad \begin{cases} M(0) = -7,07 \text{ KN.m} \\ M(3,35) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_u \times x \quad \begin{cases} T(0) = 12,66 \text{ KN} \\ T(3,35) = -8,44 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } : T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_2 / q_u \\ \Leftrightarrow x = 2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2) = 5,65 \text{ KN.m}$$



Méthode 2 (à l'aide du SAP2000) :

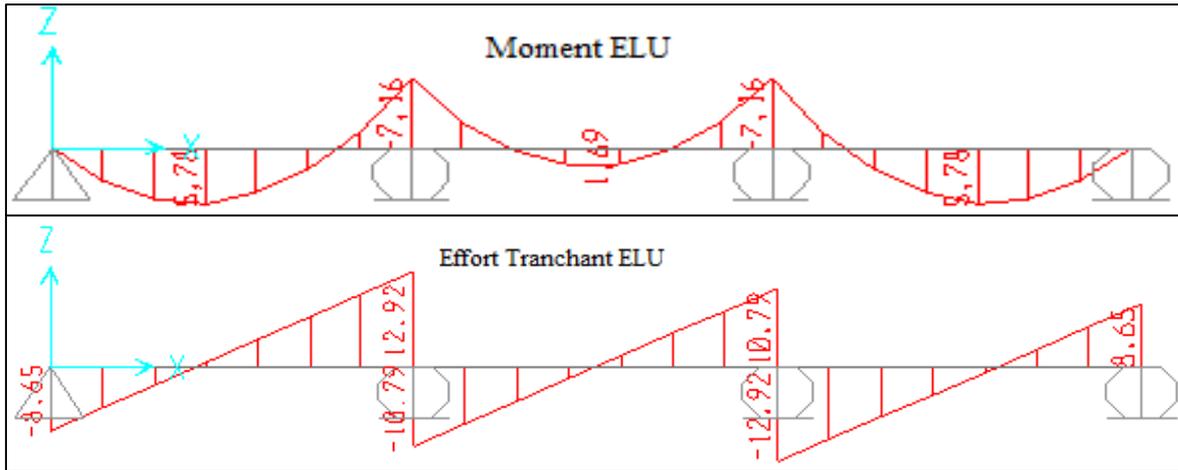
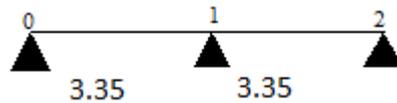


Fig 5 : Diagramme des efforts internes de la poutrelle type 02 à l' ELU

ELS :

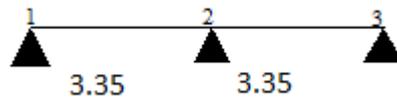
Calcul du moment en appui :

Travée 0-1-2 :



$$M_0 L_1 + 2M_1 (L_1 + L_2) + M_2 L_2 = -6(R_{g1} + R_{d1})$$

Travée 1-2-3 :



$$M_1 L_2 + 2M_2 (L_2 + L_3) + M_3 L_3 = -6(R_{g2} + R_{d2})$$

$$\text{AN: } \begin{cases} M_0 (3,35) + 2M_1 (3,35 + 3,35) + M_2 (3,35) = -6(R_{g1} + R_{d1}). \\ M_1 (3,35) + 2M_2 (3,35 + 3,35) + M_3 (3,35) = -6(R_{g2} + R_{d2}). \end{cases}$$

On sait que : $M_0 = M_3 = 0$

$$\begin{cases} 13,4M_1 + 3,35M_2 = -6(R_{g1} + R_{d1}). \\ 3,35M_1 + 13,4M_2 = -6(R_{g2} + R_{d2}). \end{cases}$$

Avec : $q_s = 4,56 \text{ KN/ml}$.

$$\begin{cases} R_{g1} = \frac{q_s \times l^3}{24} = 7,14 \text{ KN}. \\ R_{d1} = R_{g2} = R_{d2} = 7,14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 13,4M_1 + 3,35M_2 = -85,68 \\ 3,35M_1 + 13,4M_2 = -85,68 \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_1 = -5,11 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_2 = -5,11 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments et des efforts tranchants :

Calcul du moment en appui :

Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 - q_s L = 0.$$

$$R_0 + R_1 = 15.276 \text{ KN}.$$

$$\sum M/1 = 0 \quad R_0 L - q_s L^2/2 - M_1 = 0$$

A.N: $R_0 = 6.11 \text{ KN}.$

$$R_1 = 9.16 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_0 \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3,35) = -5.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \times x \quad \begin{cases} T(0) = 6,11 \text{ KN} \\ T(3,35) = -9.16 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si : } T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_0/q_s \\ \Leftrightarrow x = 1.33 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.33) = 4.09 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :

$$R_2 + R_1 - q_s L = 0.$$

$$R_2 + R_1 = 15.276 \text{ KN}.$$

$$\sum M/2 = 0 \quad R_1 L - q_s L^2/2 - M_2 + M_1 = 0$$

A.N : $R_1 = 7.64 \text{ KN}.$

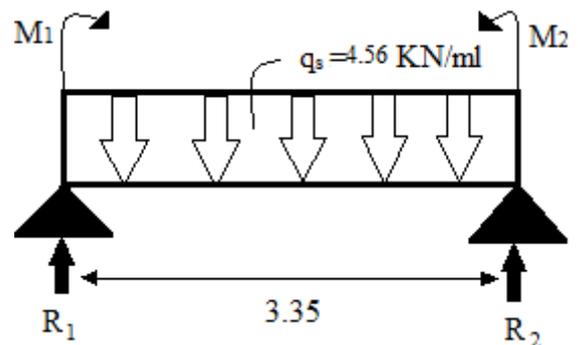
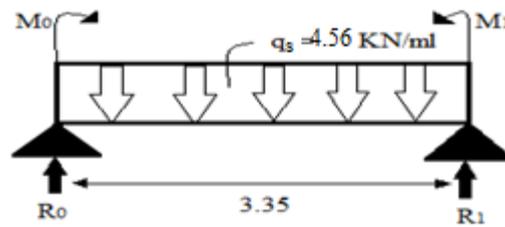
$$R_2 = 7.64 \text{ KN}.$$

$$M(x) = R_1 \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} + M_1 \quad \begin{cases} M(0) = -5.11 \text{ KN.m} \\ M(3,35) = -5.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - q_s \times x \quad \begin{cases} T(0) = 7.64 \text{ KN} \\ T(3,35) = -7.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si : } T(x) = 0 \Leftrightarrow x = R_1/q_s \\ \Leftrightarrow x = 1.675 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1.675) = 1.29 \text{ KN.m}$$



Travée 2-3 :

$$R_2 + R_3 - q_s L = 0.$$

$$R_2 + R_3 = 15.276 \text{ KN.}$$

$$\sum M/2 = 0 \quad R_3 L - q_s L^2/2 - M_2 = 0$$

$$\text{A.N : } R_3 = 6.11 \text{ KN.}$$

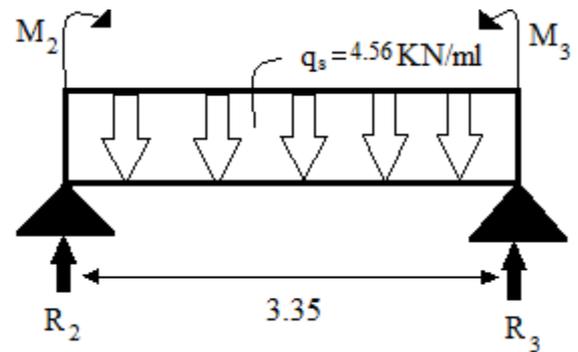
$$R_2 = 9.16 \text{ KN.}$$

$$M(x) = R_2 \times x - q_s \times \frac{x^2}{2} + M_2 \quad \begin{cases} M(0) = -5.11 \text{ KN.m} \\ M(3,35) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_2 - q_s \times x \quad \begin{cases} T(0) = 9.16 \text{ KN} \\ T(3,35) = -6.11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si : } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_2/q_s \\ \Rightarrow x = 2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2) = 4.09 \text{ KN.m}$$



4.4 Comparatif des deux méthodes :

Dans le cas étudié, 2^{ème} type étage courant :

Tableau 3 : Comparatif entre la méthode des trois moments et le SAP2000.

ELU (trois moment) [KN.m]			ELU(SAP2000) [KN.m]		
M _{Trav Max}	M _{App Max}	T _{Max}	M _{Trav Max}	M _{App Max}	T _{Max}
5.65	7,07	12.66	5.78	7,16	12.92

L'erreur entre les deux méthodes est due au faute d'arrondissement, cette erreur est remarquée seulement après la virgule. Pour cela on peut se permettre de calculer les efforts internes avec le SAP2000, qui sont présentés dans le tableau suivant :

Type 01 :

Tableau 4 : Récapitulatif des charges et sollicitations

Plancher	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Terrasse inaccessible	7.05	9.84	16.67	5.16	7.20	12.20
Etage courant	6.75	9.41	15.96	4.91	6.84	11.6

Type 02 :

Tableau 5 : Récapitulatif des charges et sollicitations

Plancher	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Terrasse inaccessible	8.86	11.11	19.92	6.39	8.01	14.36
Etage courant	5.78	7,16	12.92	4.19	5.18	9.36

Type 03 :

Tableau 6 : Récapitulatif des charges et sollicitations

Plancher	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Terrasse inaccessible	6.35	11.47	17.16	4.65	8.4	12.56
Etage courant	6.08	10.98	16.42	4.42	7.98	11.94

Type 04 :

Tableau 7 : Récapitulatif des charges et sollicitations

Plancher	ELU			ELS		
	M tra max	M app max	Tmax	M tra max	M app max	T max
Terrasse inaccessible	11.27	0	13.74	8.25	0	10.05
Etage courant	10.79	0	13.15	7.84	0	9.56

4.5 Ferrailage des poutrelles :

Dans ce projet on a plusieurs types des poutrelles, donc on prend un seul type «**Type2**» comme un exemple de calcul au niveau du plancher d'étage et on pose les résultats trouvé des autres types dans un tableau récapitulatif.

ELU :

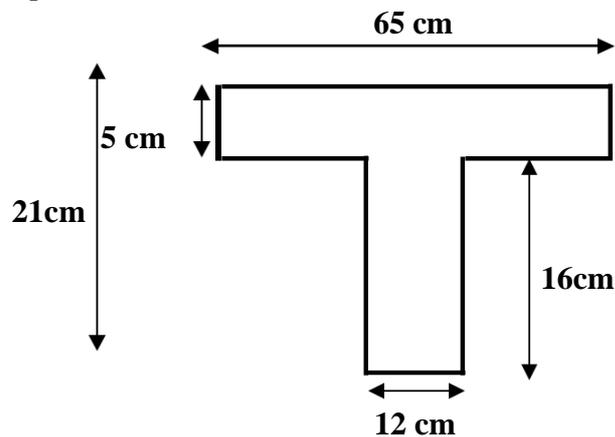


Fig 6 : dimension de la poutrelle

ELU :

En travée :

$$M_u \max = 8.86 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,00886 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Moment qui équilibre la table :

$$M_t = b \cdot h_o \cdot f_{bc} (d - h_o / 2)$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 (0.9 \times 0.21 - 0.05 / 2)$$

$$M_t = 0.047 \text{ MN} \cdot \text{m} \quad M_u \max < M_t$$

Donc : La table n'est pas entièrement comprimée l'axe neutre passe dans la table de Compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire fictive $b \times h = 65 \times 21$.

$$\mu = M_u \max / b d^2 f_{bc} = 0,00886 / 0.65 \times (0.189)^2 \times 14.17$$

$$\mu = 0.0269 < 0.259 \text{ pivot A.}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.0269)}) = 0.034$$

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

$$z = 0,186m$$

$$A_{st} = M_{u \max} / z \cdot \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 1.37 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc ; on adopte : } A_{st} = 2 \text{ T } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 0.186 \times 1 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 2.25 \text{ cm}^2 \implies \text{CV}$$

En appuis :

$$M_{u \max} = 11.11 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,01111 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire $b_0 \times h = 12 \times 21$.

$$\mu = M_{u \max} / b_0 d^2 f_{bc} = 0,01111 / 0.12 \times (0.189)^2 \times 14.17$$

$$\mu = 0.183 < 0.259 \text{ pivot A.}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.183)}) = 0.25$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,17m$$

$$A_{st} = M_{u \max} / z \cdot \sigma_{st}$$

$$A_{st} = 2.45 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc ; on adopte : } A_{st} = 2 \text{ T } 14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

ELS :

En travée :

$$M_{ser} = 6.39 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0,00639 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } \frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 2,26 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (d - y) = 0.$$

$$0,325 \cdot y^2 + 0,00339 \cdot y - 0,00063 = 0$$

$$y = 4,9 \text{ cm}$$

$$y = 4,9 < 5 \text{ cm} \quad \text{L'axe neutre tombe dans la table de compression.}$$

$$I_G = \frac{b}{3} y^3 + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2 = \frac{65}{3} 4.9^3 + 15 \times 2.26 \times (18.9 - 4.9)^2$$

$$I_G = 9193.46 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y = \frac{6.39 \times 4.9 \times 10^3}{9193.46} = 3.41 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu.

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}(d - y)}{I} = 15 \frac{6.39 \times (18.9 - 4.9) \times 10^3}{9193.46} = 145.96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 145.96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu nuisible).

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{19.92 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.189} = 0.878 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Donc, on a : $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{C.V}$

Armatures transversale :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l; h/35; b_0/10) = \min(1,2; 21/35; 12/10)$$

$$\phi_t \leq 0,6 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = \phi_6$

Calcul de l'espacement :

D'après le R.P.A 99 :

Zone nodale :

$$St \leq \min(h/4; 12 \phi_l \text{ min}; 30 \text{ cm}) = \min(21/4; 12 \times 1,2; 30)$$

On prend : $St = 5 \text{ cm}$

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 21/2 \dots St = 10 \text{ cm}$$

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$1.02 \text{ MPa} > 0.446 \text{ MPa} \implies \text{C.V.}$$

Vérification au glissement :

$$\text{En appui : } V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0 \quad \text{avec} \quad \begin{cases} V_u = 19.92 \text{ KN} \\ M_u = 11.11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$-45.39 < 0 \implies \text{C.V.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis.

Vérification de la flèche :

$$f < f_{\text{admissible}}. \quad \text{Avec } f_{\text{admissible}} = \frac{L}{1000} + 0.5.$$

$$L = 3.35 \text{ m} \implies f_{\text{admissible}} = 0.008 \text{ m.}$$

Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_{st} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5.25 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \quad \text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 0.00996$$

$$\text{Donc } \lambda_i = 4.13$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00996 \times 347.8 + 2.1} = 0.77$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 5.25 \times 10^{-4}}{1 + 4.13 \times 0.77} = 1.38 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{6.39 \times 10^{-3}}{32164.2 \times 1.38 \times 10^{-4}} = 1.44 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc la flèche : } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{3.35^2}{10} \times 0.00144$$

$$f = 0.0016 \text{ m} < f_{\text{admissible}} = 0.01 \text{ m} \implies \text{C.V.}$$

Tableau 8 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles

Niveaux	Types	Armature longitudinale [cm ²]				A _t [cm ²]
		A _{st} calculé [cm ²]		A _{st} choisit [cm ²]		
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Etagé Courant	1	2.43	1.38	2T14	2T12	Φ6
	2	2.102	2.45	2T12	2T14	
	3	2.23	1.31	2T12	2T12	
	4	3.2	1.55	3T12	2T12	
Terrasse inaccessible	1	2.5	1.43	2T14	2T12	
	2	2.6	1.49	2T14	2T12	
	3	2.27	1.37	2T14	2T12	
	4	4.05	1.94	3T14	2T12	

L'ancrage des armatures :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28}$$

Avec : ψ_s : 1.5 pour les aciers H.A.

$$L_1 = 10.\phi \quad ; r = 5.5\phi \quad ; L_2 = L_s - \alpha.L_1 - \beta.r$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\phi}{2}$$

Un crochet à 90° : $\alpha = 1.87$ $\beta = 2.19$

Tableau 9 : L'ancrage des armatures

φ(mm)	$\bar{\tau}_s$ (MPa)	L _s (cm)	L ₁ (cm)	r (cm)	L ₂ (cm)	L (cm)
12	2.835	42,33	12	6,6	5,43	15
14	2.835	49,38	14	7,7	6,34	15
16	2.835	56,43	16	8,8	7,24	18
20	2,835	70,55	20	11	9,06	22

4.6 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si: } \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \implies A_t = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50\text{cm} \implies A_t = \frac{200}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L₁ : Distance entre axes des poutrelles (L₁=65cm)

A₁ : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A₂ : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

On a: L=65cm

On obtient: A_t = 0.65 cm²/ml

On prend: 6 φ 5 = 1.18 cm²/ml

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm}$$

On adopte : S_t = 15 cm

Armatures de répartitions :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

On prend : 3 φ 5 = 0.59 cm²/ml

$$S_t = \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm}$$

On adopte un espacement = 25 cm

Schéma de ferrailage	
En travée et en appui	
Etage courant	
Plancher Terrasse inaccessible	

Fig 7 : Récapitulatif du ferrailage

CHAPITRE 4 :

ETUDE

DYNAMIQUE

ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2. Combinaison d'action :

On va utiliser les combinaisons d'actions ci-dessous, selon les états limites :

$$ELU = 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$ELA = G + Q \pm 1.2E$$

$$ELA = G + Q \pm E$$

$$ELA = 0.8G \pm E$$

3. Choix de la méthode de calcul :

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

La méthode statique équivalente.

La méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique I

Nous avons utilisé une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul de structures (**SAP2000**).

3.1 Méthode statique équivalente :

Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies a priori par le projeteur.

Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale ' par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des 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.

Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003 la méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 17m en zones I.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous groupes

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

Principe :

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

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliqué.

3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (exemple : centrales nucléaires) par un personnel qualifié.

3.4 Conclusion :

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque le bâtiment concerné ne doit pas dépasser cinq niveaux ou dix-sept mètres en zone I ; d'où la méthode utilisable : c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA99/2003 :

$$V_{\text{Dynamique}} > 80\% V_{\text{Statique}}$$

Avec : V_{Dyn} : La résultante des forces sismiques à la base.

V_{Stat} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

4. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

4.1 Détermination de la force sismique totale [V] :

D'après RPA99 version 2003, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

4.1.1 Coefficient d'accélération [A] :

Zone I (D'après la classification sismique de wilaya de TLEMCEM)

Groupe 2 (usage d'habitation : ouvrage d'importance moyenne)

Alors d'après les deux critères précédents on obtient :

$$A=0,1 \quad (\text{Tableau 4.1, RPA99 2003 P41})$$

4.1.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$

4.1.3 Facteur de qualité Q :

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

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

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon le tableau (Tableau 4.4 : RPA 99 version2003 P48)

Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

sens longitudinal : (7 travée)

$$3.83/3.8 = 1.007 < 1.5$$

$$3.8/3.83 = 0.99 < 1,5$$

$$3.8/3.8 = 1 < 1.5$$

$$3.8/4.78 = 0,79 < 1,5$$

$$4.78/3.8 = 1.26 < 1,5$$

} critère observé $p_q = 0$

sens transversal : (4 travée) :

$$3.65/3.65 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

sens longitudinal : (8 files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 3.83 / 3.8 = 1.007 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

sens transversal (5 files) :

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,00 / 5,00 = 1 < 1,5 \Rightarrow \text{critère observé } p_q = 0$$

Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = 27.6 / 14.6 = 1.89 < 4

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Donc le critère est observé $\implies p_q = 0$

Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $\implies p_q = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0,05$

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0,10$

Tableau 1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère p_q	sens longitudinal	sens transversal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
redondance en plan	0,00	0,00
régularité en plan	0,00	0,00
régularité en élévation	0,00	0,00
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Σ	0,15	0,15

$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ D'après le Tableau 4.3 : RPA 99V2 003, page 38

Sens longitudinal $\implies Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$

Sens transversal $\implies Q_y = 1 + 0,15 = 1,15$

4.1.4 Facteur de correction d'amortissement « η » :

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$ $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819 \geq 0.7$

Où (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 7\%$ pour Portiques en béton armé avec un remplissage dense.

4.1.5 Facteur d'amplification dynamique [D] :

D'après RPA99/2003, on a :

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

Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1=0.15s \\ T_2=0.5s \end{array} \right.$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$\text{La formule empirique : } T = \left[C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}} \right]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du **RPA99/v2003** page 42.

d : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$C_T=0.05 \implies T=0.05 \times 31.11^{\frac{3}{4}} = 0.66s$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.11}{\sqrt{28}} = 0.53$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.11}{\sqrt{15}} = 0.72$$

Dans le sens longitudinal :

$$T_x = \min (0.66 ; 0.52)$$

$$T_x = 0.53 \text{ s} \implies D_x = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_3\text{]} \quad T_2=0.4s$$

$$D_x=1.85.$$

Dans le sens transversal :

$$T_y = \min (0.66 ; 0.71)$$

$$T_y = 0.66 \text{ s} \implies D_y = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{Avec : site [S}_3\text{]} \quad T_2=0.4s$$

$$D_y=1.58.$$

4.1.6 Disposition des voiles :

Pour choisir la bonne disposition de voile, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes (une vingtaine de variantes). On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

Les différentes variantes de disposition des voiles :

Variante n°1 : [T=1.18s] :



Fig 1 : Disposition1

Tableau 2 : Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3 (variante 1)

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	1.188960	0.11671	0.57428	1.132E-06	0.11671	0.57428
MODAL	Mode	2	0.938803	0.57046	0.11165	1.378E-06	0.68718	0.68594
MODAL	Mode	3	0.758704	0.01512	0.00157	4.713E-07	0.70230	0.68750
MODAL	Mode	4	0.348263	0.05847	0.09135	4.628E-06	0.76077	0.77885
MODAL	Mode	5	0.257425	0.09809	0.08119	2.019E-06	0.85885	0.86004
MODAL	Mode	6	0.189320	0.00776	0.00319	1.109E-09	0.86661	0.86324
MODAL	Mode	7	0.163724	0.02951	0.02820	2.157E-06	0.89612	0.89144
MODAL	Mode	8	0.116469	0.02992	0.03482	2.374E-06	0.92605	0.92626
MODAL	Mode	9	0.098153	3.812E-06	3.650E-06	0.36361	0.92605	0.92627
MODAL	Mode	10	0.095299	0.01903	0.01425	6.850E-05	0.94508	0.94051
MODAL	Mode	11	0.093921	5.014E-05	4.970E-05	0.00152	0.94513	0.94056
MODAL	Mode	12	0.091572	7.091E-07	1.805E-06	0.00182	0.94513	0.94056

Variante n°2 :[T=1.03s] :

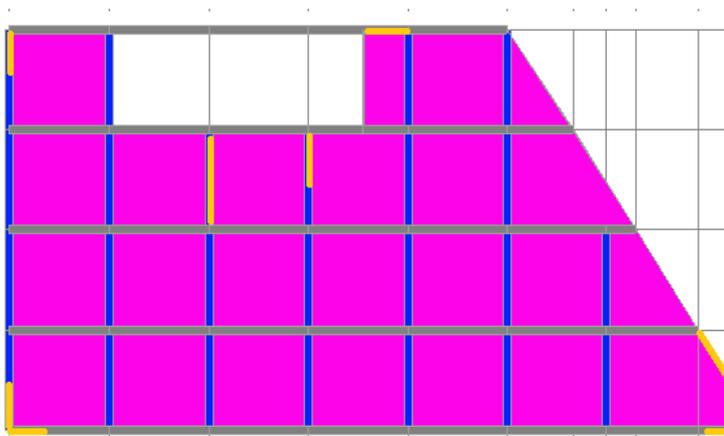


Fig 2 : Disposition 2

Tableau 3 : Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3 (variante 2)

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	1.034623	0.37383	0.31668	8.131E-07	0.37383	0.31668
MODAL	Mode	2	0.915055	0.31267	0.34537	1.604E-09	0.68649	0.66205
MODAL	Mode	3	0.746115	0.01702	0.00593	2.155E-06	0.70351	0.66798
MODAL	Mode	4	0.301135	0.13543	0.02161	3.385E-07	0.83895	0.68960
MODAL	Mode	5	0.227795	0.01956	0.16411	2.735E-06	0.85851	0.85370
MODAL	Mode	6	0.185079	0.00890	0.00227	4.317E-06	0.86740	0.85597
MODAL	Mode	7	0.141571	0.05540	0.00623	3.409E-07	0.92281	0.86220
MODAL	Mode	8	0.099636	0.00380	0.05874	0.00013	0.92661	0.92094
MODAL	Mode	9	0.094874	3.646E-08	1.955E-05	0.27747	0.92661	0.92096
MODAL	Mode	10	0.090889	1.690E-08	8.544E-06	0.02726	0.92661	0.92097
MODAL	Mode	11	0.087738	2.016E-05	1.381E-07	0.03979	0.92663	0.92097
MODAL	Mode	12	0.086934	0.00017	2.683E-08	0.03576	0.92680	0.92097

Variante n°3 : [T=0.82s] :



Fig 3 : Disposition 3

Tableau 4 : Modal Participating Mass Ratios, Part 1 of 3 (variante 3)

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
MODAL	Mode	1	0.822338	0.01818	0.64090	3.421E-06	0.01818	0.64090
MODAL	Mode	2	0.812500	0.65269	0.01578	1.834E-06	0.67087	0.65668
MODAL	Mode	3	0.554268	0.00773	0.00279	1.929E-07	0.67860	0.65947
MODAL	Mode	4	0.212739	0.18009	0.00066	7.600E-06	0.85869	0.66014
MODAL	Mode	5	0.185291	0.00061	0.19965	1.688E-05	0.85931	0.85979
MODAL	Mode	6	0.126172	0.00296	4.565E-06	1.540E-07	0.86227	0.85979
MODAL	Mode	7	0.094385	7.151E-05	9.964E-06	0.25043	0.86234	0.85980
MODAL	Mode	8	0.093323	0.06607	0.00021	0.00025	0.92841	0.86001
MODAL	Mode	9	0.090413	6.378E-05	5.758E-06	0.01502	0.92848	0.86001
MODAL	Mode	10	0.087245	8.619E-07	8.356E-07	0.05317	0.92848	0.86001
MODAL	Mode	11	0.085717	2.713E-05	2.957E-07	0.02005	0.92850	0.86001
MODAL	Mode	12	0.082777	2.839E-06	2.479E-05	0.00594	0.92851	0.86004
MODAL	Mode	13	0.080446	5.463E-06	8.618E-05	0.02396	0.92851	0.86012
MODAL	Mode	14	0.079180	0.00022	0.07024	0.00017	0.92873	0.93037

Le choix de notre disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire plusieurs conditions qui se trouvent ci-dessous :

La position des voiles doit éviter les efforts de torsion dans la structure.

Il faudra aussi que la somme de la masse modale effective atteigne 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens.

Le nombre de voile qui est disposé dans la structure doit assurer une bonne rigidité, et à la fois rester dans un domaine économique.

La disposition finale doit aussi respecter le règlement parasismique algérien RPA99

Nous avons la 3^{eme} variante par ce qu'elle vérifie les différentes conditions qu'on va montrer ci-après.

4.1.7 Caractéristique géométrique et massique de la structure :

Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse, on a les formules suivantes :

Le centre de gravité des masses est le barycentre des masses, et le point d'application

De la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme,...etc.)

$$X_m = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad Y_m = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

- Avec :
- Si : section géométrique de l'élément i.
 - X_i, Y_i : les coordonnées de l'élément i .
 - X_m, Y_m : les coordonnées du centre de masse.

Centre de rigidité (centre de torsion) :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

$$X_t = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_t = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- X_t : L'abscisse du centre de torsion.
- Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.
- I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).
- I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).
- x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.
- y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$I_{xi} = I_{yi} = \frac{b^4}{12}$$

Pour les voiles :

$$I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12}$$

Les coordonnées du centre de torsion :

Tableau 5 : Les coordonnées du centre de torsion (voiles).

N°	XG	YG	IX	IY	XG*IX	YG*IY
1	1.5	1.125	0.0039	0.5625	0.00585	0.6328125
2	1.25	15.475	0.0033	0.3255	0.004125	5.0371125
3	17.78	15.475	0.0033	0.3255	0.058674	5.0371125
4	26.11	1.125	0.0039	0.5625	0.101829	0.6328125
5	23.385	8.425	0.0014	0.0285	0.032739	0.2401125
6	0.125	2.5	0.5625	0.0039	0.0703125	0.00975
7	0.125	14.35	0.3255	0.0033	0.0406875	0.047355
8	7.505	10.125	1.0131	0.0048	7.6033155	0.0486
9	11.555	11.05	0.1215	0.0023	1.4039325	0.025415
10	27.485	1.8	0.0853	0.0021	2.3444705	0.00378
11	22.955	7.4	0.1215	0.0023	2.7890325	0.01702
12	26.975	3.625	0.0017	0.2585	0.0458575	0.9370625
Σ			2.2469	2.0817	14.5008255	12.668945

Tableau 6 : les coordonnées du centre de torsion (poteaux R.D.C)

N°	XG	YG	IX	IY	XG*IX	YG*IY
1	0.25	1	0.0052	0.0052	0.0013	0.0052
2	0.25	4.65	0.0052	0.0052	0.0013	0.02418
3	0.25	8.3	0.0052	0.0052	0.0013	0.04316
4	0.25	11.95	0.0052	0.0052	0.0013	0.06214
5	0.25	15.6	0.0052	0.0052	0.0013	0.08112
6	3.83	1	0.0052	0.0052	0.019916	0.0052
7	3.83	4.65	0.0052	0.0052	0.019916	0.02418
8	3.83	8.3	0.0052	0.0052	0.019916	0.04316
9	3.83	11.95	0.0052	0.0052	0.019916	0.06214
10	3.83	15.6	0.0052	0.0052	0.019916	0.08112
11	7.63	1	0.0052	0.0052	0.039676	0.0052
12	7.63	4.65	0.0052	0.0052	0.039676	0.02418
13	7.63	8.3	0.0052	0.0052	0.039676	0.04316
14	7.63	11.95	0.0052	0.0052	0.039676	0.06214
15	7.63	15.6	0.0052	0.0052	0.039676	0.08112
16	11.43	1	0.0052	0.0052	0.059436	0.0052
17	11.43	4.65	0.0052	0.0052	0.059436	0.02418
18	11.43	8.3	0.0052	0.0052	0.059436	0.04316
19	11.43	11.95	0.0052	0.0052	0.059436	0.06214
20	11.43	15.6	0.0052	0.0052	0.059436	0.08112
21	15.23	1	0.0052	0.0052	0.079196	0.0052
22	15.23	4.65	0.0052	0.0052	0.079196	0.02418
23	15.23	8.3	0.0052	0.0052	0.079196	0.04316
24	15.23	11.95	0.0052	0.0052	0.079196	0.06214
25	15.23	15.6	0.0052	0.0052	0.079196	0.08112
26	19.03	1	0.0052	0.0052	0.098956	0.0052
27	19.03	4.65	0.0052	0.0052	0.098956	0.02418
28	19.03	8.3	0.0052	0.0052	0.098956	0.04316
29	19.03	11.95	0.0052	0.0052	0.098956	0.06214
30	19.03	15.6	0.0052	0.0052	0.098956	0.08112
31	21.54	11.95	0.0052	0.0052	0.112008	0.06214
32	22.83	1	0.0052	0.0052	0.118716	0.0052
33	22.83	4.65	0.0052	0.0052	0.118716	0.02418
34	22.83	8.3	0.0052	0.0052	0.118716	0.04316
35	23.94	8.3	0.0052	0.0052	0.124488	0.04316
36	26.34	4.65	0.0052	0.0052	0.136968	0.02418
37	27.61	1	0.0052	0.0052	0.143572	0.0052
38	27.61	2.6	0.0052	0.0052	0.143572	0.01352
Σ			0.1976	0.1976	2.509156	1.51554

Calcul de l'excentricité théorique :

L'excentricité théorique est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, qui est donnée par les formules suivantes :

$$e_x^{the} = |X_m - X_t| \quad e_y^{the} = |Y_m - Y_t|$$

Avec : $\begin{cases} X_m, Y_m : \text{Les coordonnées du centre de masse.} \\ X_t, Y_t : \text{Les coordonnées du centre de torsion.} \end{cases}$

L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction qui est donnée par les formules suivantes

$$\begin{aligned} e_x^{acc} &= \pm 0.05 L_x & e_y^{acc} &= \pm 0.05 L_y \\ e_x^{acc} &= \pm 0.05 \times 28 & e_y^{acc} &= \pm 0.05 \times 15 \\ e_x^{acc} &= 1.4 & e_y^{acc} &= 0.75 \end{aligned}$$

Tableau 7 : Les différentes caractéristiques de la structure.

Plancher	Caractéristique massique	Centre de Masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	M_i [t]	X_m	Y_m	X_t	Y_t	e_{xt}	e_{yt}	e_{xa}	e_{ya}
8 ^e me	301.544413	13.04	7.8	12.44	7.36	0.60	0.44	1.4	0.75
7 ^e me	327.319279	13.04	7.8	12.43	7.59	0.61	0.21	1.4	0.75
6 ^e me	332.671514	13.04	7.8	12.43	7.59	0.61	0.21	1.4	0.75
5 ^e me	338.023749	13.04	7.8	12.44	7.59	0.60	0.21	1.4	0.75
4 ^e me	344.199406	13.04	7.8	12.44	7.59	0.60	0.21	1.4	0.75
3 ^e me	350.375062	13.04	7.8	12.44	7.59	0.60	0.21	1.4	0.75
2 ^e me	357.374139	13.04	7.8	12.45	7.60	0.59	0.20	1.4	0.75
1 ^{ère}	364.373216	13.04	7.8	12.45	7.60	0.59	0.20	1.4	0.75
RDC	390.499129	13.04	7.8	12.32	7.74	0.72	0.06	1.4	0.75
$W_T = \sum W_i$	3106.379907								

NB :

Le centre de masse est déterminé d'après le SAP2000.

Selon le RPA l'excentricité théorique $e^{the} \leq 15\%L=4,2$ est vérifié.

Tableau 8 : récapitulatif des résultats

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W [KN]	T_x [sec]	T_y [sec]	η
Résultats	0.1	1.85	1.58	1.15	5	31063.79907	0.52	0.66	0.88

4.1.8 La force sismique statique :

D'après le RPA99version 2003, on a :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \begin{cases} V_x = \frac{(0.1 \times 1.85 \times 1.15 \times 31063.79907)}{5} = 1321.76 \text{ KN} \\ V_y = \frac{(0.1 \times 1.58 \times 1.15 \times 31063.79907)}{5} = 1128.86 \text{ KN} \end{cases}$$

Les forces sismiques du niveau :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon **RPA99v2003 (for 4-10 pages 54)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} F_t = 0.07 T.V & \text{Si } T_{dyn} > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{Si } T_{dyn} \leq 0.7 \text{ s} \\ T_{dyn} = 0,82 > 0.7 \text{ s} & \text{donc :} \end{cases}$$

✓ **Sens transversal (X-X) :**

$$F_{tx} = 0.07 T_{dym} \times V_x = 0.07 \times 0,82 \times 1321.76 = 75.87 \text{ KN}$$

✓ **Sens longitudinal (Y-Y) :**

$$F_{ty} = 0.07 T_{dym} \times V_y = 0.07 \times 0,82 \times 1128.86 = 64.8 \text{ KN}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau **i** est donnée par **RPA99v2003 (for 4-11 pages 54)**

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau **i** ; h_i : niveau du plancher,

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

Tableau 9 : Les différentes forces horizontales dans les deux sens.

Niveau	W_i	h_i	$W_i \times h_i$	F_x (KN)	F_y (KN)
8	301.544413	31.11	9381.05	222.22	189.79
7	327.319279	27.71	9070.02	214.85	183.50
6	332.671514	24.31	8087.24	191.57	163.61
5	338.023749	20.91	7068.08	167.43	143.00
4	344.199406	17.51	6026.93	142.77	121.93
3	350.375062	14.11	4943.79	117.11	100.02
2	357.374139	10.71	3827.48	90.67	77.73
1	364.373216	7.31	2663.57	63.10	53.89
RDC	390.499129	3.91	1526.85	36.17	30.89
			$\Sigma=52595.01$		

4.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99/2003, P48) :

$$(S_a / g) = \begin{cases} 1,25A [1+ (T/T_1) (2,5\eta (Q/R)-1)] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta (1,25A) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

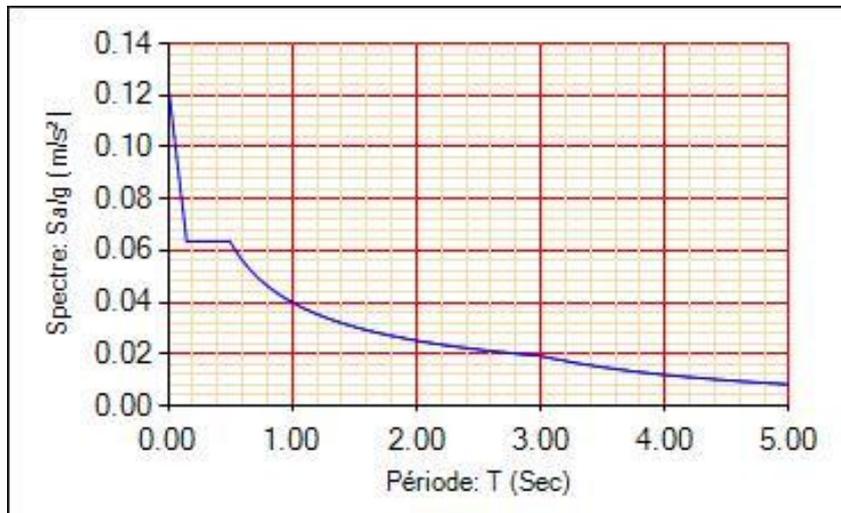


Fig 4 : Spectre de réponse.

5. Les vérifications de sécurité :

5.1 Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V_{x \text{ dyn}} = 1126.34 > 0,8V_x = 0,8 \times 1321.76 = 1057.408 \text{KN} \quad \text{C.V}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 1097.674 > 0,8 V_y = 0,8 \times 1128.86 = 903.088 \text{KN} \quad \text{C.V}$$

5.2 Vérification de régularité :

La période fondamentale doit être inférieure la période empirique (T_{emp}) :

$$\text{On a} \quad T_{\text{emp}} = C_T h_N^{3/4} = 0.66 \text{ sec. Après majoration :}$$

$$T_{\text{emp}} = 1,3 \times 0.66 = 0.858 \text{ sec}$$

$$\text{Variante 3 : } T_{\text{dyn}} = 0,82 \text{sec} < T_{\text{emp}} = 0.858 \text{sec} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

La somme modale effective supérieure 90% de la masse totale de la structure dans les deux sens :

Variante 3 : atteint 90% après modes 14 dans les deux sens X et Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec (Selon RPA 99 V 2003 art4.3.4.b)}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

$$K \geq 8.49 \quad \text{et} \quad T_{12} = 0,08 \leq 0,20 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

5.3 Vérification au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

M_{ren} : Moment renversant.

M_{res} : Moment résistante.

Il faut vérifier que : $M_{\text{res}}/M_{\text{ren}} > 1,5$

$$M_{\text{res}} = W_i \times L/2$$

$$M_{\text{ren}} = \sum F_i H_i$$

Sens longitudinale : (dans le sens X)

$$M_{\text{res}} = 434893.187 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ren}} = 26750.8719 \text{ KN.m}$$

$$M_{res}/M_{ren}=16.3>1,5 \implies \text{C.V}$$

Sens transversal :(dans le sens Y) :

$$M_{res}= 232978.493 \text{ KN.m} \quad M_{ren}= 22864.7416 \text{ KN.m}$$

$$M_{res}/M_{ren} = 10.19>1,5 \implies \text{C.V}$$

5.4 Vérification du coefficient de comportement R :

Pour un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé $R = 5$, on doit vérifier la condition suivante :

$$\text{Les voiles} \implies \frac{N_{voile}}{N_{global}} = \frac{7418.03}{37866.302} = 19\% < 20\% \implies \text{C.V}$$

$$\text{Les portiques} \implies 100 - 19 \geq 80\% \implies 81\% > 80\% \implies \text{C.V}$$

Rq : Les conditions sont vérifiées, Donc on garde le coefficient de comportement $R=5$

5.5 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de **RPA99/V2003**, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le (**RPA99/V2003 ;(Article 7.4.3.1)**) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{B \times f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

Nd : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

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

$$v = \frac{1588.562 \times 10^{-3}}{0.25 \times 25} = 0.25 < 0.30 \implies \text{C.V}$$

5.6 Vérification des déplacements latéraux inters- étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99v2003** concerne les déplacements latéraux inter étages.

Selon **RPA99v2003 (art 5.10 page 62)** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad ; \quad \delta_K^x = R. \delta_{eK}^x$$

$$\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \quad ; \quad \delta_K^y = R. \delta_{eK}^y$$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (Idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y)

Tableau 10 : Vérification des déplacements inter étages dans le Sens x et le Sens y

Niveau	Sens-x			Sens-y			$\bar{\Delta} = 0,01h_e$	$\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$		
	δ_{eK}^x (m)	δ_K^x (m)	Δ_K^x (m)	δ_{eK}^y (m)	δ_K^y (m)	Δ_K^y (m)				
RDC	0.0004	0.002	0.002	0.0391	C.V	0.0003	0.0015	0.0015	0.0391	C.V
1	0.0012	0.006	0.004	0.034	C.V	0.001	0.005	0.0035	0.034	C.V
2	0.0022	0.011	0.005	0.034	C.V	0.002	0.01	0.005	0.034	C.V
3	0.0034	0.017	0.006	0.034	C.V	0.0032	0.016	0.006	0.034	C.V
4	0.0047	0.0235	0.0065	0.034	C.V	0.0046	0.023	0.007	0.034	C.V
5	0.0061	0.0305	0.007	0.034	C.V	0.006	0.03	0.007	0.034	C.V
6	0.0075	0.0375	0.007	0.034	C.V	0.0075	0.0375	0.0075	0.034	C.V
7	0.0088	0.044	0.0065	0.034	C.V	0.009	0.045	0.0075	0.034	C.V
8	0.0101	0.0505	0.0065	0.034	C.V	0.0104	0.052	0.007	0.034	C.V

5.7 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

L'effet du 2ème ordre (ou effet **P-Δ**) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau : $\Theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$

P_K : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

Si : $0.1 < \Theta_k < 0.2$ 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 $1/(1 - \Theta_k)$.

Si : $\Theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau 11 : Justification vis à vis de l'effet P- dans le Sens x et le Sens y

Niveau	h_e (m)	P_K	Sens-x			Sens-y			$\theta \leq 0.10$
			Δ_K^x (m)	v_K^x (KN)	Θ_k^x	Δ_K^y (m)	v_K^y (KN)	Θ_k^y	
RDC	3.91	3433.69919	0.002	1245.89	0.00140973	0.0015	1064.36	0.00123762	C.V
1	3.4	3043.20006	0.004	1209.72	0.00295956	0.0035	1033.47	0.00303125	C.V
2	3.4	2678.82684	0.005	1146.62	0.00343571	0.005	979.58	0.00402157	C.V
3	3.4	2321.4527	0.006	1055.95	0.00387962	0.006	901.85	0.00454253	C.V
4	3.4	1971.07764	0.0065	938.84	0.00401372	0.007	801.83	0.00506105	C.V
5	3.4	1626.87823	0.007	796.07	0.00420749	0.007	679.9	0.00492639	C.V
6	3.4	1288.85449	0.007	628.64	0.00422105	0.0075	536.9	0.00529533	C.V
7	3.4	956.182971	0.0065	437.07	0.00418239	0.0075	373.29	0.00565037	C.V
8	3.4	628.863692	0.0065	222.22	0.00541013	0.007	189.79	0.00682185	C.V

5.8 Vérification du joint sismique :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40\text{mm}$$

$$d_{\min} = 15 + (54.1013 + 54.1013) = 123.2026 \text{ mm} \geq 40\text{mm} \implies \text{C.V}$$

6. Conclusion :

Après plusieurs variante de disposition des voiles dans la structure les résultats sont différents d'une variante à un 'autre, le choix été pour la 3ère variante qui vérifie tous les conditions et les exigences du règlement.

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déférents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrillage correct.

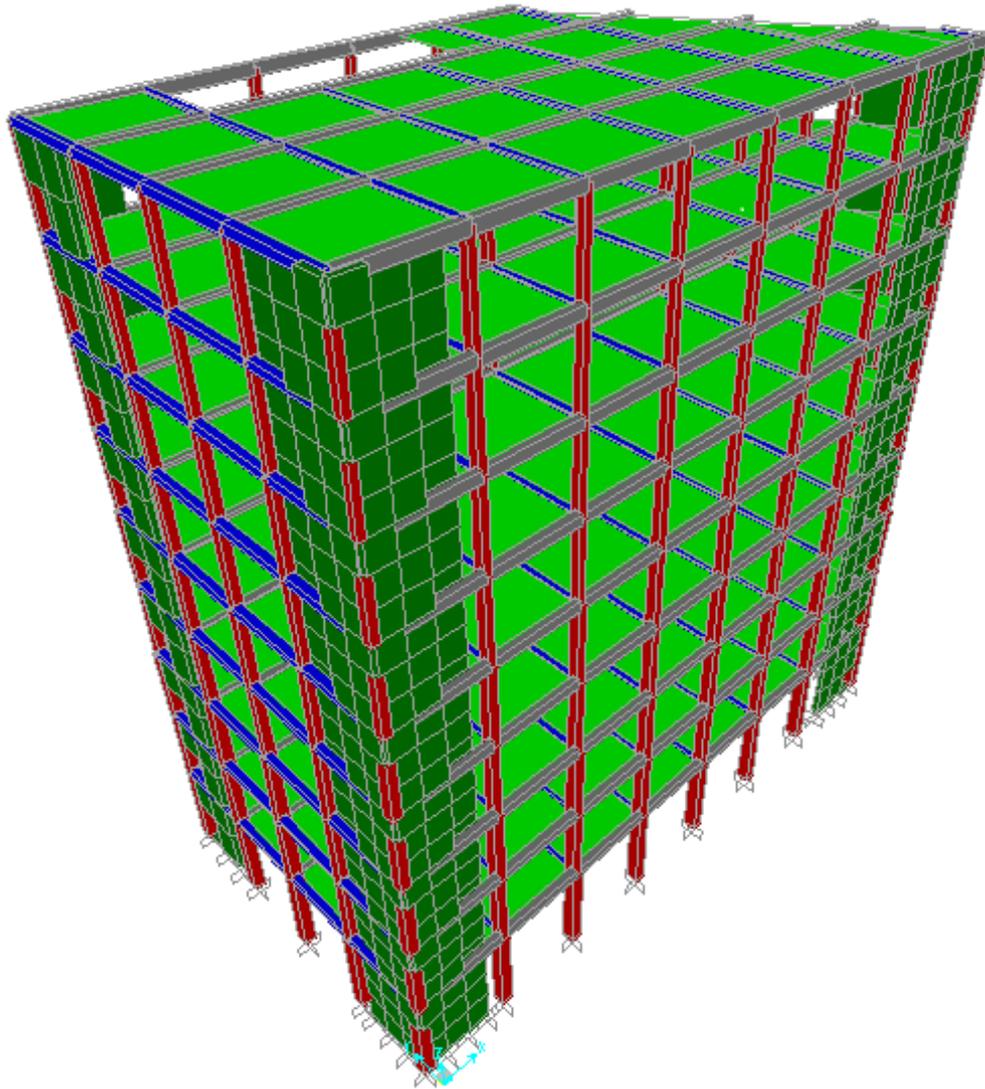


Fig 5 : Structure SAP2000

CHAPITRE 5 :

Etude des éléments structuraux

Etude des éléments structuraux

1. Introduction

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles du calcul de béton armé (C.B.A.93 et RPA 99 et BAEL 91).

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venu afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA99 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

2. Ferrailage des portiques :

2.1 Ferrailage des poutres :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifie 99, on se rapportera aussi au RPA 99 modifie 2003 pour la vérification.

Les combinaisons d'action sont les suivantes :

La combinaison fondamentale **BAEL 91** :

$$1,35 G + 1,5 Q \ll \textit{ELU} \gg.$$

Combinaisons accidentelles **RPA 99V2003** :

$$G + Q \pm E.$$

$$0,8G \pm E.$$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison **ELS**.

2.1.1 Sollicitations des poutres principales :

Tableau 1 : Les différents types et sollicitations des poutres principales

	Type A 
Combinaison	Sollicitation des moments KN.m
ELU	
ELS	

G+Q+E	
0.8G+E	
Type B	
ELU	
ELS	
G+Q+E	
0.8G+E	
Type C	
ELU	
ELS	
G+Q+E	
0.8G+E	
Type D	
ELU	
ELS	
G+Q+E	

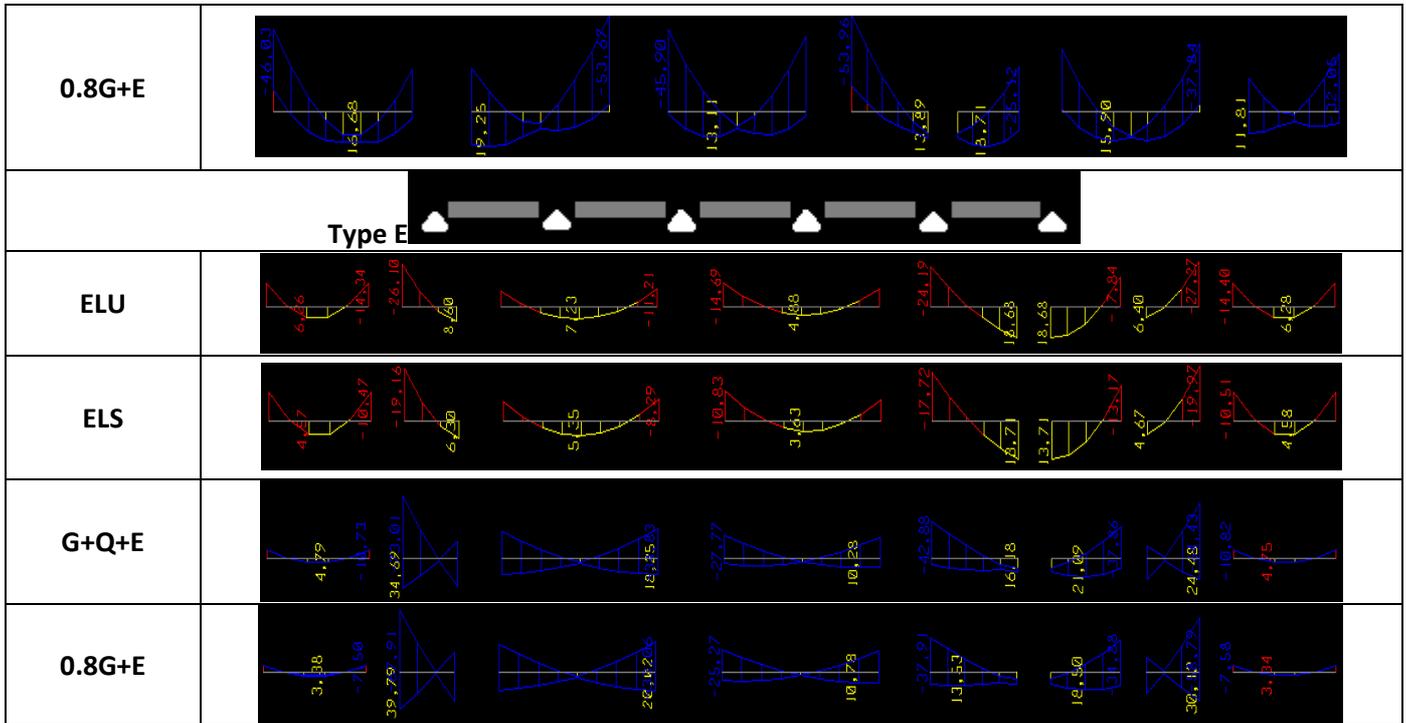


Tableau 2 : Les différents types des poutres secondaires

Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

2.1.2 Exemple d'étude d'une poutre :

Notre exemple de calcul sera une poutre principale situé au plancher haut du 6^{ème} étage, on a pris cette poutre car elle a les efforts internes maximaux à ce niveau.

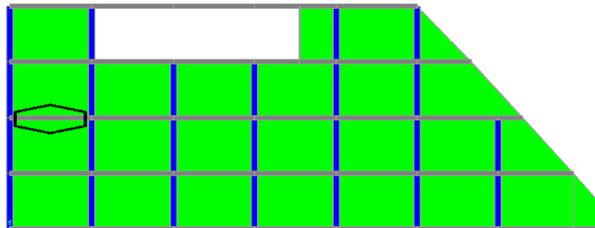


Fig 1 : Exemple de la poutre principale à étudiée.

2.1.3 Calcul des armatures longitudinales :

Tableau 3 : Sollicitations de la poutre principale

SECTION CM ²	ELU		ELS		G+Q+EX		0,8G+EX	
	M _t KN.m	M _a KN.m	M _{st} KN.m	M _{sa} KN.m	M _t KN.m	M _a KN.m	M _t KN.m	M _a KN.m
30×40	30.68	-86.79	22.26	-62.88	25.21	-89.16	19.82	-67.97

ELU :

Ferraillage en travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30.68 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.166} = 0.056$$

$$\mu_u = 0,056 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.056)}) = 0.072$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.072) = 0.35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{30.68 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.35} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.5 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3HA12 de section **3.39 cm²**.

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.36 \times 0.30 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{u \text{ app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{89.16 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36^2 \times 14.166} = 0.162$$

$$\mu_u = 0.162 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.162)})$$

$$\alpha = 0.222$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.222)$$

$$Z = 0.33 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{89.16 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.33} = 7.77 \text{ cm}^2$$

On choisit : 3HA12+3HA14 de section **8.01 cm²**

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.36 \times 0.30 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Condition du RPA99 version 2003 :

$$A_{\text{min}} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 5 \cdot 10^{-3} \cdot 30 \cdot 40 = 6,00 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

Car on a choisi : $\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } 3\text{HA}12+3\text{HA}14=8.01\text{cm}^2. \\ \text{En appui : } 3\text{HA}12+3\text{HA}12+3\text{HA}14=11.4\text{cm}^2. \end{array} \right.$

ELS :

En travée : $M_{st} = 22.26 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$I_G = \frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y)$$

$$b=30\text{cm} ; \eta = 15 ; A'=0, A= 3.39 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 15y^2 - 15 \times 3.39 \times (36 - y)$$

$$15y^2 - 50.85y - 1830.6 = 0$$

$$\implies y=12.87\text{cm}$$

Inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{30}{3} \times 12.87^3 + 15 \times 3.39 \times (36 - 12.87)^2 = 48522.06 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{st}}{I_G} \times y = \frac{22.26 \times 10^3}{48522.06} \times 12.87 = 5.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 5.90 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{st}(d - y)}{I_G} = 15 \frac{22.26 \times (36 - 12.87) \times 10^3}{48522.06} = 159.17 \text{ MPa}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

En appuis : $M_{sa} = 62.88 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$I_G = \frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y)$$

$$b=30\text{cm}; \eta = 15; A'=0, A= 8.01 \text{ cm}^2$$

$$I_G = 15y^2 - 15 \times 8.01 \times (36 - y)$$

$$15y^2 - 120.15y - 4325.4 = 0$$

$$\implies y=21.45\text{cm}$$

Inertie :

$$I_G = \frac{by^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2$$

$$I_G = \frac{30}{3} \times 21.45^3 + 15 \times 8.01 \times (36 - 21.45)^2 = 124128.04 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{sa}}{I_G} \times y = \frac{62.88 \times 10^3}{124128.04} \times 21.45 = 10.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 10.87 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{st}(d - y)}{I_G} = 15 \frac{62.88 \times (36 - 21.45) \times 10^3}{124124.04} = 110.56 \text{ MPa}$$

Pas de limitation de contrainte (car la fissuration est peu préjudiciable).

Section maximale (RPA) : (art : 7.5.2.1 RPA 99/v2003)

4 % $b \times d$ en zone courante ($A_{s \max} = 43.2 \text{ cm}^2$)

6 % $b \times d$ en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 64.8 \text{ cm}^2$)

Calcul de l'espacement : (selon le RPA99 V2003 page66)

Dans la zone nodale : $s \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30cm) \implies s=10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $s' \leq \frac{h}{2} \implies s'=15 \text{ cm}$

Condition de non fragilité :

Il faut vérifier que :

$$A_{min} = \frac{0.023bd f_{c28}}{f_e} = 1.55cm^2$$

$A_s > A_{min} \implies \text{C.V}$

Vérification au cisaillement :

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau 4 : vérification de l'effort tranchant

Poutres principales			Vérification de condition
Tmax(KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
93.18	0.86	2,5	CV

2.1.4 Les armatures transversales :

Choix du diamètre :

On à : $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{30}; \phi_L)$

$\phi_t \leq 1.14mm$

Donc On prend : un cadre $\phi 6$

D'après le R.P.A 99 Version 2003 :

$A_{tmin}=0,003.S_t.b=0,003.10.30= 0,9cm^2$ [Zone nodale]

Le choix de la section d'un seul corps transversal sera : $A_t=4\phi 8=2,01 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$

Condition de non fragilité :

$$\frac{f_e \times A_t}{b \times s'_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right)$$

$$\frac{235 \times 2.01}{30 \times 15} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right)$$

$1.05 > 0.85 \implies \text{C.V}$

Vérification au glissement :

En appui : $T_u - \frac{M_u}{0.9.d} \leq 0$

$93.18 - \frac{89.16}{0.9 \times 0.36} = -182 \text{ MPA} < 0 \implies \text{C.V}$

Alors, il n'est pas nécessaire de vérifier les armatures aux niveaux d'appuis.

Vérification de la flèche :

D'après BAEL91, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$$

Avec : L_{max} : La portée maximale des poutres

Dans notre cas on a : $L_{\max}=3.83m$ $f_{adm}=\frac{383}{500} = 0.766cm$

Calcul de f :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{0.3 \cdot 0.4^3}{12} + 15 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4} \left(\frac{0.4}{2} - (0.1 \cdot 0.4) \right)^2 = 17,3 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{c28}}{\varphi(2+3\frac{b_0}{b})} \quad \text{Avec :} \quad \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,3 \cdot 0,36} = 0.00314$$

Donc : $\lambda_i=79.62$

$$\mu = 13 \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0,00314 \cdot 347,83 + 2.1} = 0.57$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \cdot 17,3 \cdot 10^{-4}}{1 + 79.62 \cdot 0,57} = 4,103 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i \cdot I_{fi}} = \frac{0.02226}{32164,2 \cdot 4,103 \cdot 10^{-5}} = 0.25 m^{-1}$$

Donc la flèche : $f = \frac{L^2}{10} \cdot \frac{1}{\gamma} = 0.366 < f_{adm} = 0,766cm \implies \text{C.V}$

Tableau 5 : Ferrailage des poutres principales

		Armatures longitudinales		Armatures transversales	
niveau	Section (cm ²)	Travée	Appui	St (RPA99)	
		A _{st} choisi (cm ²)	A _{sa} choisi (cm ²)	Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)
Tous les étages	30 x40	3HA12 = 3.39	3HA12+3HA14 = 8.01	10	15

Tableau 6 : Ferrailage des poutres secondaires.

		Armatures longitudinales		Armatures transversales	
niveau	Section (cm ²)	Travée	Appui	St (RPA99)	
		A _{st} choisi (cm ²)	A _{sa} choisi (cm ²)	Zone nodale (cm)	Zone courante (cm)
Tous les étages	30 x30	3HA12 = 3.39	3HA12 = 3.39	7.5	15

NB :

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieur à :

$L_{\max}/5$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.

$L_{\max}/4$: Si l'appui appartient à une travée de rive.

Schéma de ferrailage adopté pour les poutres :

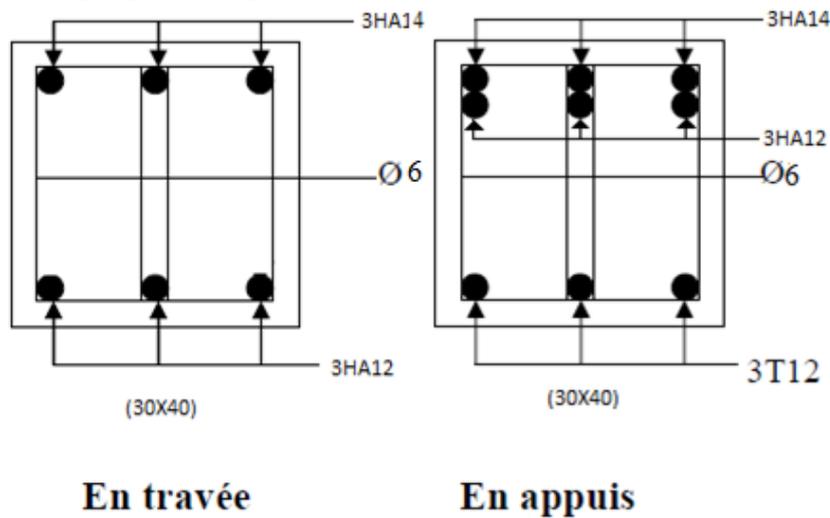


Fig 2 : ferrailage des poutres principales (30×40)

2.2 Les poteaux :

2.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts verticaux vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal Ils seront donc calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 : [Combinaisons fondamentales]

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \dots\dots\dots 1,35 \square G + 1,5 \square Q \\ \text{ELS} \dots\dots\dots G + Q \end{array} \right.$$

Selon RPA 99/2003 : [Combinaisons accidentelles]

$$\begin{array}{l} \text{ELA} \dots\dots\dots 0,8 \square G \square \square \square \\ \text{ELA} \dots\dots\dots G+Q \square E \\ \text{ELA} \dots\dots\dots G+Q \square 1.2E \end{array}$$

- Avec : G : charges permanentes
- Q : charges d’exploitation non pondérées
- E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Recommandation du RPA99/version 2003 :

D’après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 61), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 4\% \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} < 6\% \text{ en zone recouvrement.}$$

$$A_{\max} = \frac{A_s}{bh} > 0.7\% (\text{zone I})$$

Le diamètre minimal est de 12 mm.

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ_L

2.2.2 Les résultats des sollicitations donnés par SAP2000 :

Les résultats des efforts internes et des moments maximaux d'après les conditions précédentes données par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Effort internes et les moments maximaux

Sections des poteaux	Efforts	Moments
50×50	1588.562	21.9885
45×45	1396.482	33.216
40×40	1035.655	36.9774
35×35	688.111	36.2522
30×30	348.775	35.0967

2.2.3 Calcul de ferrailage :

Notre exemple de calcul sera un poteau qui se trouve en RDC, on a pris ce poteau car il est plus sollicité.

Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal N et un moment fléchissant M.

$b=0.50m$; $h=0.50m$

$d=0.45m$; $d'=0.05m$

$\sigma_{sc} = 347.83MPa$

$N_u = 1588.562KN$

$M_u = 21.9885KN.m$

Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{21.9885}{1588.562} = 0.0138 \text{ m}$$

$e_a=18.62cm$; $M_A = N_u \cdot e_a = 0.29579 \text{ MN.m}$

Vérifications des conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} (d - d') N_u - M_A = 0.3396 \Rightarrow \text{I} \\ (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = 0.3541 \Rightarrow \text{II} \\ (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) b h^2 f_{bc} = 0.4531 \Rightarrow \text{III} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, la section est partiellement comprimée avec armature inférieure tendue, comme il est montré ci-dessous :

$\text{I} < \text{II} \Rightarrow (d - d') N_u - M_A = 0.3396 < (0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} = 0.3541$

$e_a = e + (d - \frac{h}{2}) = 0.2138m$

$M_a = N_u \cdot e_a = 1588.562 \times 0.2138 = 0.3396 \text{ MN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = 0.238 < \mu_R = 0.392$$

$A_2 = 0$

$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) = \frac{1}{347.826} \left(\frac{0.3396}{0.39} - 1.588562 \right) = -20.637 \Rightarrow A_1 = 0$

Le ferrailage de tous les poteaux est négative, alors on va ferrailer avec le minimum du RPA99 version 2003 (voir Tableau.5.3).

D'après le RPA99version2003, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique I est limité par le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel «SAP2000», sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 8 : calcul du ferrailage des poteaux

Niveau	Poteau	La nature de la section	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} Zone courante (cm ²)	A _{max} Zone de recouvrement (cm ²)	A _{sap} (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
							section	choix
RDC	50×50	S.P.C	17.5	100	150	7.5	20.36	8HA14+4HA16
1+2	45×45	S.P.C	14.175	81	121.5	6.075	18.47	12HA14
3+4	40×40	S.P.C	11.2	64	96	4.80	12.32	8HA14
5+6	35×35	S.P.C	8.575	49	73.5	3.675	12.32	8HA14
7+8	30×30	S.P.C	6.3	36	54	2.7	9.03	8HA12

2.2.4 Vérification de ferrailage :

2.2.4.1 Les armatures longitudinales :

Suivant le RPA :

La section minimale :

La section minimale est de 0.7% de la section total.

$$A_{smin} = 0.7 \% b \times h = 17.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sadoptée} = 20.36 \text{ cm}^2 > A_{smin} \Rightarrow \text{C.V}$$

La section maximale :

La section maximale est de 4% en zone courante, et de 6% en zone de recouvrement.

$$A_{smax} = 4\% . b . h = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 6\% . b . h = 150 \text{ cm}^2$$

$$A_{sadoptée} = 20.36 \text{ cm}^2 < A_{smax} \Rightarrow \text{C.V}$$

Suivant les règles BAEL91 :

La section minimale :

$$A_{smin} = 0.2 \% b \times h = 5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{sadoptée} = 20.36 \text{ cm}^2 > A_{smin} \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de la condition de nom fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.023 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e} = 3.23 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{min} \Rightarrow \text{C.V}$$

La condition est largement vérifiée pour tous les niveaux.

Vérification à l'état limite ultime :

Vérification spécifique sous sollicitations tangentes « τ_u »

Vérification selon le RPA 99/V2003 :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = 0,075 \text{ Si : } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0,05 \text{ Si : } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} : \text{L'élancement géométrique.}$$

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

$$l_f = 0,7l_0$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Vérification selon RPA

Section	l_f (m)	i (m)	λ_g	ρ_b
50×50	2.737	0.14	19.55	0,075
45×45	2.38	0.13	18.3	0,075
40×40	2.38	0.11	21.63	0,075
35×35	2.38	0.10	23.8	0,075
30×30	2.38	0.08	29.75	0,075

$$\bar{\tau}_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,068 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \implies \text{C.V}$$

Vérification selon les règles BAEL :

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 10 : vérification des contraintes de cisaillement dans les poteaux

Section	T_{\max} (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification de la condition
50×50	15,345	0,068	1,875	3,33	C.V
45×45	32,476	0,178	1,875	3,33	C.V
40×40	32,647	0,226	1,875	3,33	C.V
35×35	26,693	0,242	1,875	3,33	C.V
30×30	18,655	0,230	1,875	3,33	C.V

Vérification des contraintes de béton à L'ELS :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$P = -0.089 \text{ m}^2 \quad ; \quad q = -0.014 \text{ m}^3 \implies e_1 = 0.248 \text{ m}$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - n A_s (d - x)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S}$$

Les résultats obtenus pour les différentes sections de poteaux sont récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 11 : vérification des contraintes de béton à l'ELS

Niveau	N _s (KN)	A _s (cm ²)	σ _{bc}	Vérification σ _{bc} ≤ σ
RDC	1157,114	20.36	9.40	CV
1+2	1017,116	18.47	8.16	CV
3+4	754,356	12.32	7.71	CV
5+6	501,391	12.32	6.63	CV
7+8	254,512	9.03	4.69	CV

2.2.4.2 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Espacement des cadres d'après le RPA :

Dans la zone nodale :

S_t ≤ min (10Φ_l, 15cm) ; en zone I.

Φ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

S_t ≤ 12 cm; donc: **S_t=10 cm.**

Dans la zone courante :

S_t ≤ 15Φ_l ; en zone I.

S_t ≤ 18cm; donc: **S_t = 15 cm.**

Calcul de la section d'armature transversale :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 \cdot f_e}$

T_u : l'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 12 : section des armatures transversales

Section	h ₁ (cm)	T _u (KN)	Zone nodale	Zone courante
			A _t (cm ²)	A _t (cm ²)
50×50	50	15,345	0,33	0.49
45×45	45	32,476	0,77	1.15
40×40	40	32,647	0,87	1.30
35×35	35	26,693	0,81	1.21
30×30	30	18,655	0,66	0,99

Choix de diamètre :

On a : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$

On adopte des cadres : **Φ 8**

Et on adopte A_t=4Φ8 =2,01cm²

La quantité d'armatures transversales minimale A_t/S_t*b en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ 0.3%.

Si $\lambda_g < 3$ 0.8%.

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g \geq 5$: Donc $\frac{A_t}{b.S_t} = \frac{2.01}{50 \times 14} = 0.29\% < 0.3\% \implies \text{C.V}$

Dispositions constructives

Longueur de recouvrement :

Selon le RPA99 la longueur de recouvrement est : $L_r = 40\Phi_{Lmax}$

Longueur de la zone nodale :

Les dimensions de la zone nodale sont :

$h' = \max(h_e/6; b; 60 \text{ cm})$

Les résultats du ferrailage transversal pour tous les niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 13 : les résultats de ferrailage transversal des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Barres transversales		Longueur de la zone nodale	Longueur de recouvrement	S _t (cm)	
		Zone nodal	Zone courant			Zone nodal	Zone de recouvrement
RDC	50×50	4φ8	4φ8	65	64	10	15
1+2	45×45	4φ8	4φ8	60	56	10	15
3+4	40×40	4φ8	4φ8	60	56	10	15
5+6	35×35	4φ8	4φ8	60	56	10	15
7+8	30×30	4φ8	4φ8	60	48	10	15

2.2.5 Schéma du ferrailage des poteaux :

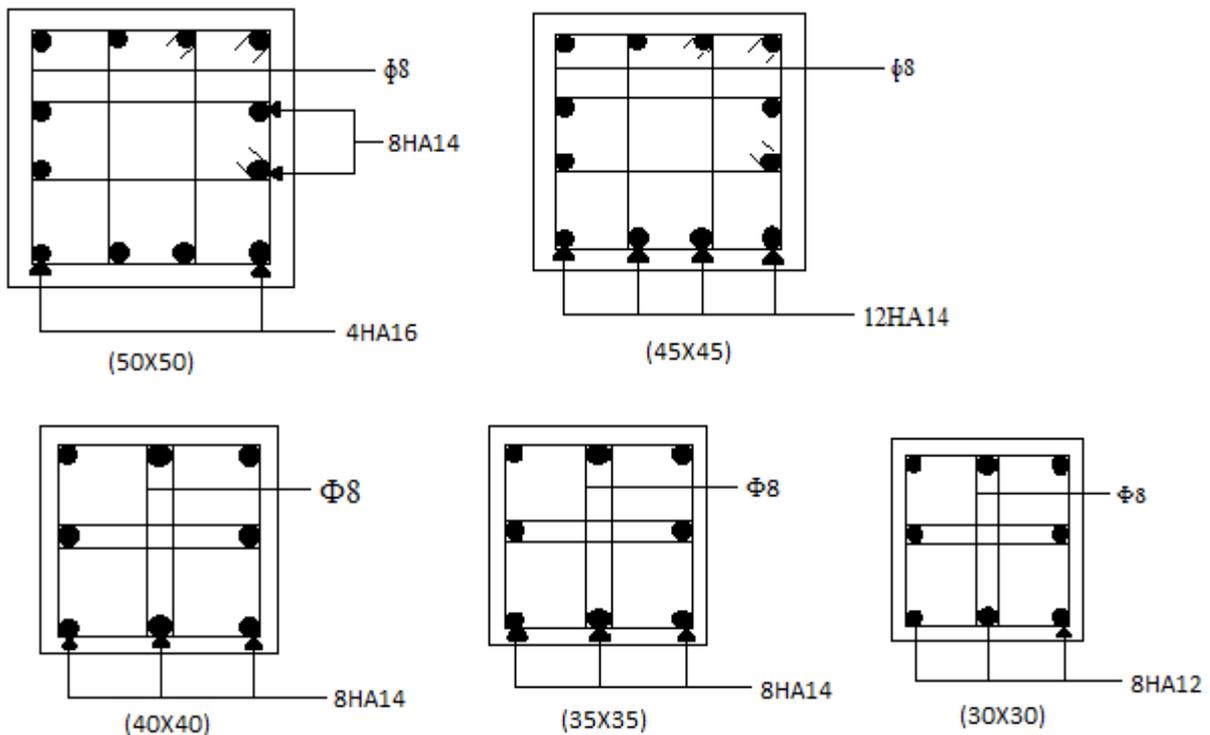


Fig 3 : Schéma du ferrailage des poteaux

2.3 Le ferrailage des voiles :

2.3.1 Introduction :

Le voile est un élément assurant la stabilité de l'ouvrage sous l'action des sollicitations horizontales essentiellement le vent et les forces d'origine sismique transmettant les charges verticales aux fondations. Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normale déterminée selon la combinaison comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismique. Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL 91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version2003**.

Prescriptions imposées par le RPA 99/version2003 :

Aciers verticaux :

Les voiles généralement soumis à une flexion composée, donc c'est possible de voir une zone tendue et l'autre comprimée. Le pourcentage minimal des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 20%. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales des derniers niveaux doivent être munies de crochets à la partie supérieure, toutes les autres barres (autre étages) avec des barres d'attentes (jonction par recouvrement).

L'espacement des barres doit être réduit à la moitié d'espacement courant, sur une longueur $\frac{l}{10}$.

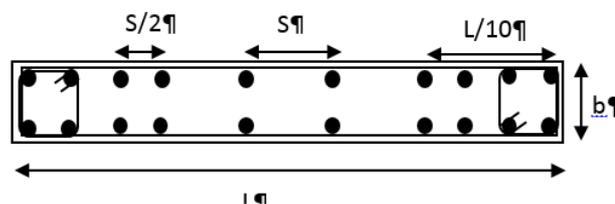


Fig-4 : Section transversale de voile

Aciers horizontaux :

Même que les aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter les prescriptions de **RPA99**. Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sous chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage au voisinage.

Elle doit être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Règles générales :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (**Article 7.7.4.3 RPA**).

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{l}{10}$ de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Φ : pour les barres situées dans les zones tendues ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

Ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \text{ Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

2.3.2 Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée « SEC ».
- Section entièrement tendue « SET ».
- Section partiellement comprimée « SPC ».

Méthode de RDM :

On utilise dans cette méthode la formule de NAVIER BERNOULLI

Section partiellement comprimée : (S P C)

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M-v}{I}$$

A : surface

I : moment d'inertie

N : effort normal

M : moment de flexion

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

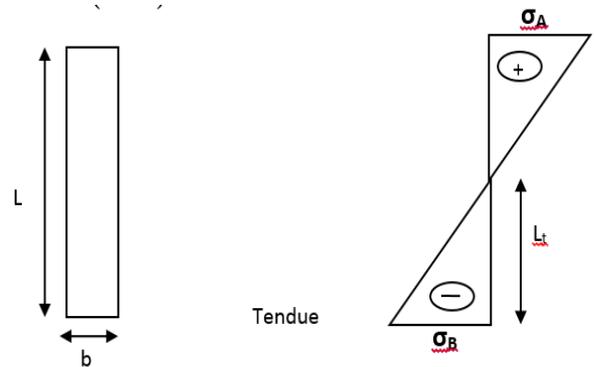


Fig 5 : Section partiellement comprimée

Si : M > 0 ⇒ $\sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer « L_t » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L - L_t)} \Rightarrow L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

Si : M < 0 ⇒ $\sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

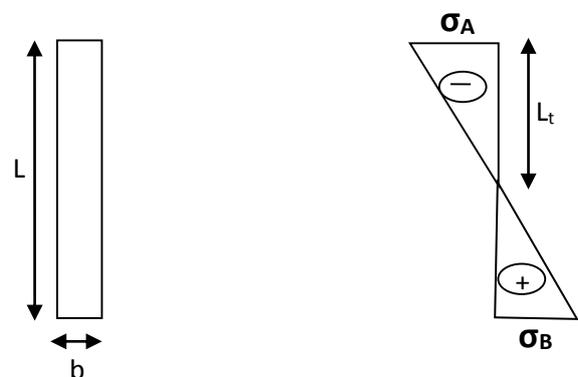


Fig 6 : Section partiellement comprimée

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_A \cdot L_t \cdot b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par : $A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

Section entièrement comprimée : (S E C)

Dans ce cas on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

Section entièrement tendue : (S E T)

Dans ce cas on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) la longueur tendue est égale à « L »

$$\Rightarrow L = L_t$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left(\frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

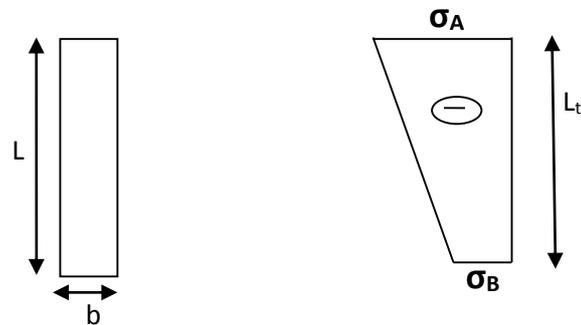


Fig 7 : Section entièrement tendue

2.3.3 Calcul de ferrailage voile :

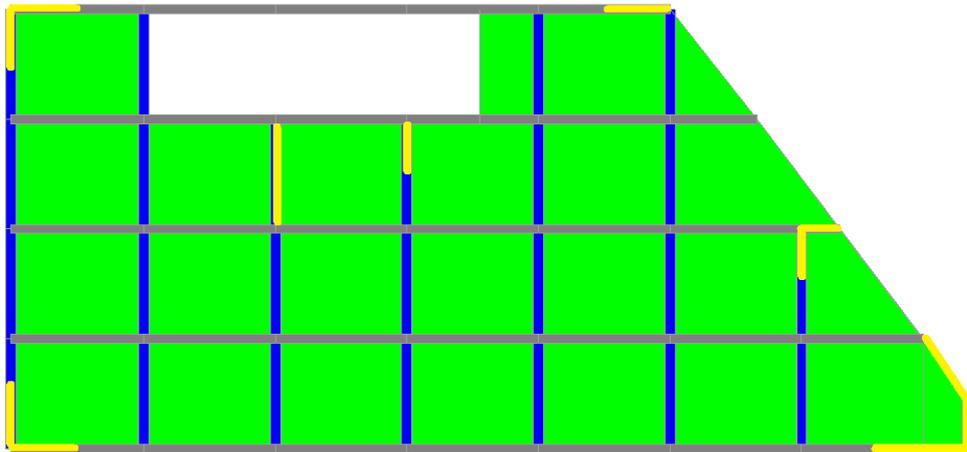


Fig 8 : Disposition des voiles

Exemple de calcul des voiles :

$$L = 3,65 \text{ m} ; b = 0,25 \text{ m} ; A = 0,7875 \text{ m}^2 ; M = 37,237 \text{ KN.m} ; N = 1573,108 \text{ KN.}$$

$$I = b \cdot h^3 / 12 = \frac{0,25 \times 3,65^3}{12} = 1,01 \text{ m}^4$$

$$\sigma_A = 1759,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = 1688,52 \text{ KN/m}^2$$

$\epsilon_{A,B} > 0$ donc section entièrement comprimée.

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue" Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 25 \times 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : **5T12** de section **5,65 cm²/ml**

Le ferrailage horizontal :

$$A_{\min} = 0,0015. b. h = 0,0015. 25 .100 = 3,75 \text{ cm}^2 /\text{ml.}$$

On choisit : **5T12** de section **5,65 cm²/ml**.

Espacement :

D'après le RPA 99 version2003, on a :

Espacement verticale et horizontale : $S \leq \min (1,5e;30)$

On prend : S = 20cm

Calcul des armatures transversales :

D'après le BAEL 91modifiée 99, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins.

On prend donc : 4HA8=2.01cm²

Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suite :

$$\tau = \frac{V}{b \times 0,9 \times h} \leq \tau_u$$

Avec :

$$\tau_u = 0,2. f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

h : la hauteur totale de la section brute.

b : épaisseur du voile

V : effort tranchant

$$\tau = \frac{1,148}{0,25 \times 0,9 \times 3,91} = 1,31 \text{ MPa} < \tau_u = 5 \text{ MPa} \implies \text{(C.V)}$$

2.3.4 Schéma de ferrailage des voiles :

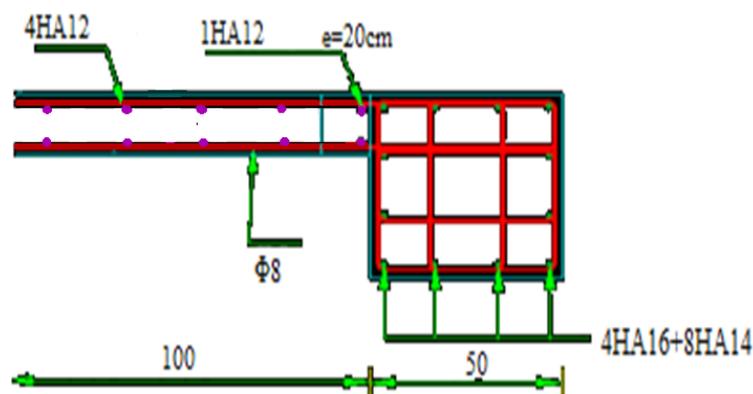


Fig 9 : Ferrailage du voile

CHAPITRE 6 :

Les Fondations

LES FONDATIONS

1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;

Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage

l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

3. Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **2 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée
- Semelle filante.
- Radier évidé.
- Radier général.

Le choix du type de fondation dépend du :

Type d'ouvrage à construire

La nature et l'homogénéité du bon sol.

La capacité portance de terrain de fondation.

La charge totale transmise au sol.

La raison économique.

La facilité de réalisation

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles, mais il faudra qu'on vérifie la condition suivante

3.1 Semelle isolée :

3.1.1 Pré-dimensionnement :

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et (a=b=50cm)

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité. Avec :

(Ns) : Effort normal maximal à ELS obtenu par SAP 2000 Ns= 1157.114 KN

(a ; b) : Les dimensions du poteau (a = b = 50cm).

($\overline{\sigma}_{sol}$) : Contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 0,2$ MPa

(A ; B) : Les dimensions de la semelle isolée (A = B) Semelle carrée.

La dimension de la semelle isolée (A, B) :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} \implies \frac{1157.114 \times 10^{-3}}{A^2} \leq 0.2$$

$$A^2 \geq \frac{1157.114 \times 10^{-3}}{0.2} = 5.78 \implies A \geq 2.4m$$

On adopte une semelle isolée de (3×3) m²

Vérification de chevauchement entre semelles isolées :

On adopte la même section pour toutes les semelles.

La surface totale des semelles isolées ne doit pas dépasser la surface totale de bâtiment.

$$S_{semelle} = A \times B \times n = 3 \times 3 \times 38 = 342m^2$$

n: Nombre des poteaux dans la structure.

La surface total de la structure S= 328.975m²

$$S_{semelle} \geq S_{structure} \quad \text{C.N.V}$$

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer aux semelles filantes.

3.2 Semelle filante :

Les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise donc on doit éviter ce choix.

Donc on a opté comme fondation un radier général, cause de l'importance d'ouvrage et la charge transmise.

On choisit une semelle filante située sous un portique le plus sollicité.

3.2.1 Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum Ni}{L \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$\sum Ni$: La somme des efforts normaux à ELS des poteaux qui se trouve dans la même ligne.

Ns =6211.864 KN (donnée par SAP 2000).

L : La longueur de la file considérée L = 28 m

B : La largeur de la semelle filante.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol admissible = 0,2 MPa

La largeur de la semelle filante :

$$\frac{\sum Ni}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Longrightarrow \quad \frac{6211.864 \times 10^{-3}}{28 \times B} \leq 0.2$$

$$B \geq \frac{6211.864 \times 10^{-3}}{28 \times 0.2} \quad \Longrightarrow \quad B \geq 1.11m$$

On adopte une semelle filante de (28×2,00) m²

Vérification de chevauchement entre semelle filante :

La même largeur (B = 2,00m) pour toutes les semelles filantes de la structure :

$$S_{semelle} = L_{totale} \times B = 120.44 \times 2 = 240.88m^2$$

$$S_{batiment} = 328.375m^2$$

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

$$\frac{240.88}{328.375} = 73.35\% > 50\% \quad \text{C.N.V}$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, donc on adopte un radier nervuré pour notre structure.

On a opté comme fondation un radier général, à cause de l'importance d'ouvrage et les charges transmises.

4. Radier générale :**4.1 Définition :**

Le radier c'est une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage, il permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

4.2 Charge admissible au sol :

La charge admissible au sol doit être la plus faible de celles qui résultant : de la considération des tassements maximaux ou des tassements différentiels compatible avec le bon comportement de l'ouvrage, de la résistance du sol au poinçonnement.

4.3 Combinaisons d'action à considérer :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

4.4 Sollicitations :

Calculs des fondations sont effectués à l'ELS pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique S'effectue à l'ELU

5. Vérification de la contrainte du sol :

A l'absence de rapport géotechnique nous avons considéré que le sol est meuble : $\sigma_{sol}=2$ bars

La condition qu'on doit vérifier est la suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec} \quad \sigma_b = \frac{Q_s}{A}$$

$$A = 364.38 \text{ m}^2 \text{ (surface du bâtiment)}$$

$$Q_s = 31063.79907 \text{ KN (la somme de forces verticales)} \quad \sigma_b = 0.85 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 0.85 < \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ELS} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{ELS} = k \times z_{max}$$

Coefficient de BALLASTE K est estimé à $2 \times \sigma_{sol}$ \implies $k=40000 \text{ KN} / \text{m}^3$

Après la modélisation du radier par le SAFE on a obtenu un déplacement maximum égale à $z_{max}=0.001\text{m}$

$$\sigma_{ELS} = 40000 \times 0.001 = 40 \text{ KN/m}^2$$

6. Dimensionnement :

La portée la plus grande entre axes des appuis $L=4.78\text{m}$.

$h > L / 10 = 4.78 / 10 = 0.478 \text{ m}$ Soit $h=50\text{cm}$

$S_{min} > Nu / \sigma_{sol}$ Avec : $Nu=51759.544\text{KN}$

$S_{min} = 51.759544 / 0.2 = 258.8\text{m}^2$

$S_{min} < S_{bâtiment} = 364.38\text{m}^2$

Le débord n'est pas nécessaire

7. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAFE, "Elément plaque Sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

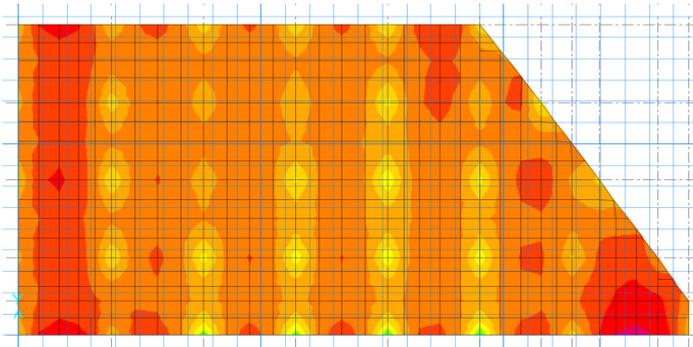


Fig 1 : Moment M11 à l'ELU

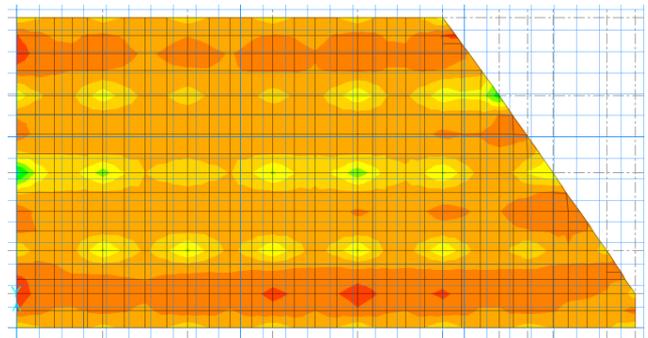


Fig 2 : Moment M22 à l'ELU

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

Tableau 1 : sollicitations du radier

	Combinaison	M ₁₁ [KN.m]	M ₂₂ [KN.m]
Appuis	ELU	397.95	450.15
	ELS	290.44	328.6
Travée	ELU	324.13	245.87
	ELS	238.14	180.84

8. Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de $(1 \times 1) \text{ m}^2$ et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

La partie la plus sollicitée est la partie d'extrême de bâtiment.

En travée :

Ferraillage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{324.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14.166} = 0.113$$

$$\mu_u = 0,113 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.113)})$$

$$\alpha = 0.15$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.45 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.15)$$

$$Z = 0.43 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{324.13 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.43} = 21.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 21.67 \text{ cm}^2$$

On choisit : 7T20 de section **21.99 cm²**

Ferraillage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{245.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14.166} = 0.084$$

$$\mu_u = 0.084 < \mu_r = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.084)})$$

$$\alpha = 0.11$$

$$Z = d \cdot (1 - 0.4 \alpha)$$

$$Z = 0.45 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.11)$$

$$Z = 0.43 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{245.87 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.43} = 16.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 16.57 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 6T20 de section **18.85 cm²**

Armatures minimales (min RPA) :

$$A_{\min} = 0.6\% (b \cdot h)$$

$$A_{\min} = 0.006 \times (100 \times 50) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18.85 + 21.99 = 40.84 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A_{st} \text{ calculé} > A_{st} \text{ min}$$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{100 \times 50}{1000}; 0.23 \times 45 \times 100 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(5; 5.43)$$

$$A_{st} \geq 5.43 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Vérification à l'ELS :

Le moment maximum en travée : **M_s = 238.14 KN.m**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.36$$

$$\alpha = 0.11 < 0.43 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent pour l'ELS.

En appuis :

Ferraillage suivant Lx :

$$\mu_u = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{397.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14.166} = 0.139$$

$$\mu_u = 0,139 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.139)}) = 0.188$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,45 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.188)$$

$$Z = 0,42 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{397.95 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.42} = 27.24 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 27.24 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 9T20 de section **28.27cm²**

Ferraillage suivant Ly :

$$\mu_u = \frac{M_{22}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{450.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45^2 \times 14.166} = 0.15$$

$$\mu_u = 0,15 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

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

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.15)})$$

$$\alpha = 0.2$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \alpha)$$

$$Z = 0,126 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0.2)$$

$$Z = 0,41 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times Z} = \frac{450.15 \times 10^{-3}}{347.83 \times 0.41} = 31.15 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 31.15 \text{ cm}^2$$

Ferraillage choisi est de 10T20 de section **31,42cm²**

Armatures minimales (min RPA) :

$$A_{\min} = 0,6\% (b \cdot h)$$

$$A_{\min} = 0,006 \times (100 \times 50) = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 28.27 + 31.42 = 59.69 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} \text{ calculé} > A_{st} \text{ min}$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale : } A_{st} \geq \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{100 \times 50}{1000}; 0.23 \times 45 \times 100 \times \frac{2.1}{400} \right)$$

$$A_{st} \geq \max(5; 5.43)$$

$$A_{st} \geq 5.43 \text{ cm}^2 \implies \text{C.V}$$

Vérification à l'ELS :

Le moment maximum en travée : $M_s = 290.44 \text{ KN.m}$

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1.37$

$$\alpha = 0.2 < 0.44 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

Les armatures calculées à l'ELU convient pour l'ELS.

9. Vérification des contraintes tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{639.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.45} = 1.42 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations très nuisible :

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Ferrailage transversal :

$$\Phi_t < \min(h/35; \Phi_l; b_0/10)$$

Avec : $\Phi_l = 2,00 \text{ cm}$

$$\Phi_t < \min(1.43; 2; 5)$$

$$\Phi_t < 1.43$$

On adopte : Φ_{10}

Calcul de l'espacement :

$$St \leq \min(20; 15 \Phi_l) \text{ cm}$$

$$St \leq \min(20; 30) \text{ cm}$$

On adopte pour : $St = 10 \text{ cm}$

10. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L99 modifié99) :

La condition non poinçonnement est vérifié si :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b.$$

Avec : $Q_u = 73198,53 \text{ KN}$.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \gamma_b = 1,5; h = 50 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(U + V); h_0 = 50 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = 10 + 50 = 60 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 50 = 60 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(60 + 60) = 240 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 240 \times 50 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 90000 \text{ kg}$$

$$Q_u = 51759.544 \text{ KN} < Q_{ul} = 90000 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

11. Conclusion : Après avoir fait toutes ces vérifications on récapitule que l'épaisseur du radier qu'on a choisi (0.5m) est suffisante.

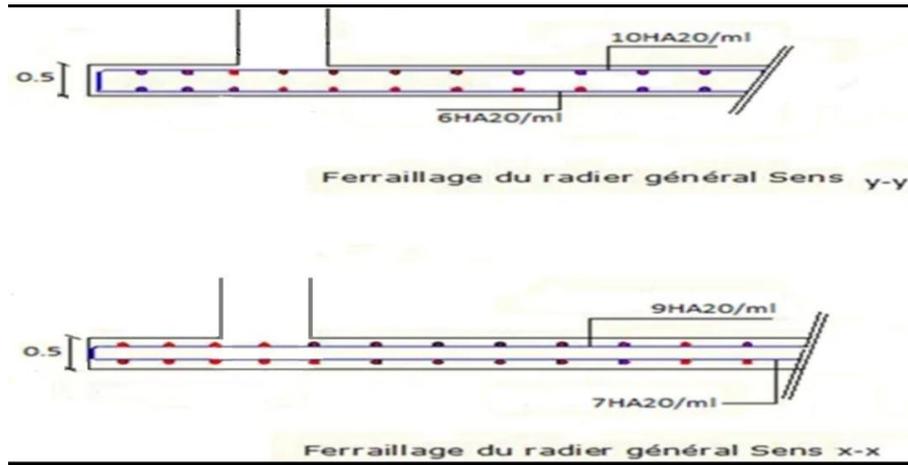


Fig 3 : Ferrailage du radier général

12. Etude de la longrine :

12.1 Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

(25 ; 30) cm² Site de catégorie S₂, S₃.

(30 ; 30) cm² Site de catégorie S₄.

Donc on va adopter une longrine de **(30 ; 30) cm²**.

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN} \quad \text{Avec}$$

$$N = 1675,59 \text{ KN (effort normal maximal du poteau)}$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone I ; site 3 $\alpha = 15$.

$$F = \frac{1157,114}{15} = 77.14 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad \implies \quad \text{C.V}$$

12.2 Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{77.14 \times 10^{-3}}{347.83} = 2.21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

On prend la section minimale : $A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.3 \times 0.315 \times \frac{2.1}{400} .$$

$$A_{st \text{ min}} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$$A_{st \text{ min}} = 0,6\% (b \times h) = 0,5 \times \frac{0.3 \times 0.30}{100}$$

$$A_{st \text{ min}} = 5.4 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 2.21 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 5,4 \text{ cm}^2. \text{ D'où le ferrailage choisi :}$$

$$A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

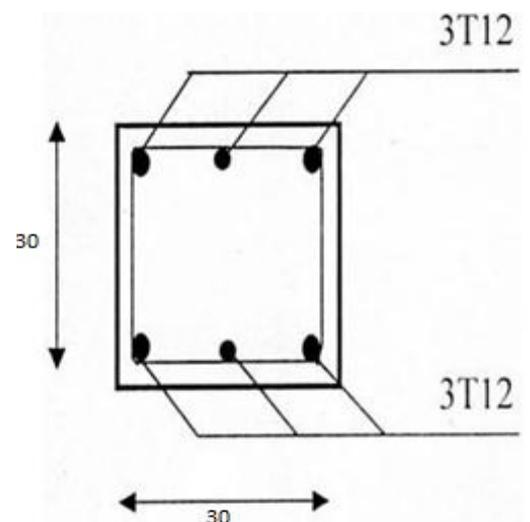


Fig 4 : Ferrailage de la longrine

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion pour l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation universitaire. Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les différentes méthodes de calcul et d'analyses des structures en appliquant les règles techniques tels que :

Le règlement parasismique Algérien (l'RPA 99/version 2003)

Le béton armé aux états limites : BAEL 91 et quelques documents techniques à savoir : DTR .BC2.2, ainsi que la pratique des logiciels de calcul comme : SAP2000 ; SAFE, AUTOCAD...etc.

Au cours de ce projet nous avons bien eu conscience de la grande tâche à laquelle nous avons été confrontés, vu la géométrie complexe de la structure.

Le pré-dimensionnement s'est fait en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, et aussi afin de prendre en compte l'aspect économique.

La stabilité de l'ensemble de l'ouvrage (superstructure) exige le choix d'un système de contreventement mixte portiques-voiles avec interaction.

Vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le premier et le deuxième mode fondamental.

La modélisation nous a permis de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique en essayant d'éviter une période trop élevée en rigidifiant la structure par des éléments de contreventement en disposant les voiles d'une façon optimale.

Cette étude nous a permis de bien comprendre les différentes instabilités structurelles et sismiques qui peuvent se produire au sein d'une structure.

Le ferrailage des éléments a été calculé après extraction des efforts du logiciel SAP2000.

Pour l'infrastructure, le meilleur type de fondation et le plus adéquat pour notre structure est le radier général.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département.

Références bibliographiques

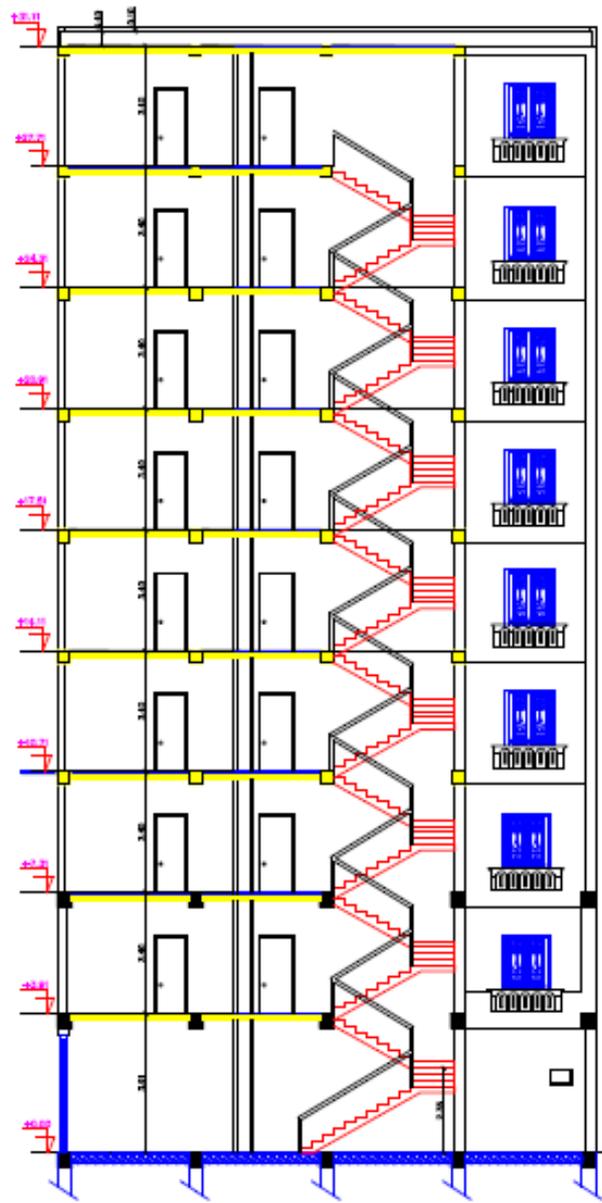
[**BAEL, 91**] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[**DTR B.C 2.2**] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

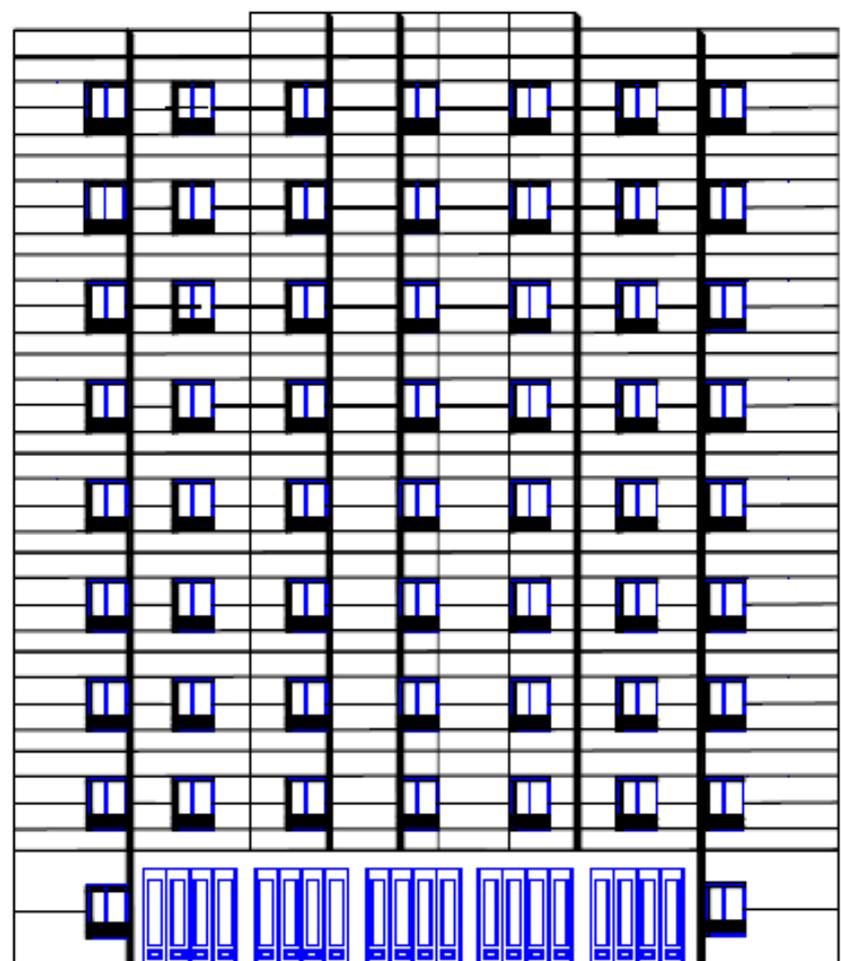
[**RPA, 03**] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[**CBA 93**] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

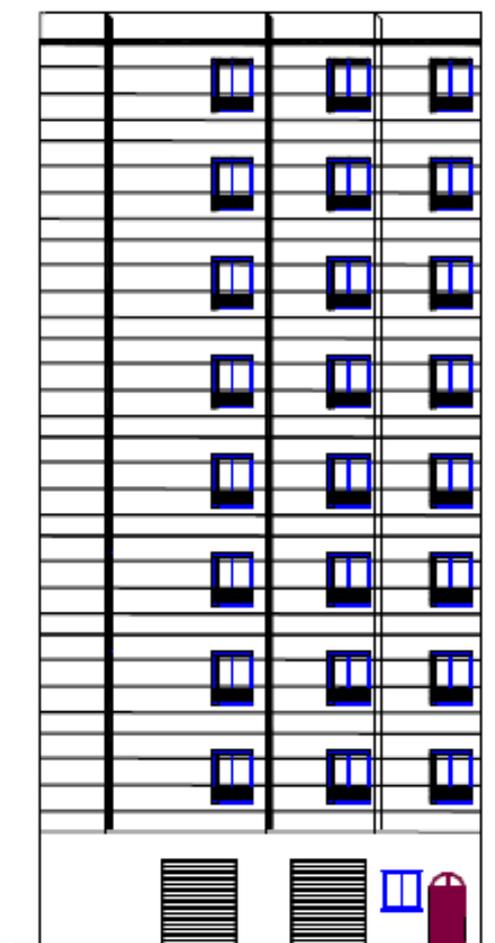
[**Cours de béton armé**] M^r HASSAINE.N et Mr.HOUTI.F



COUPE AA Ech 1/50



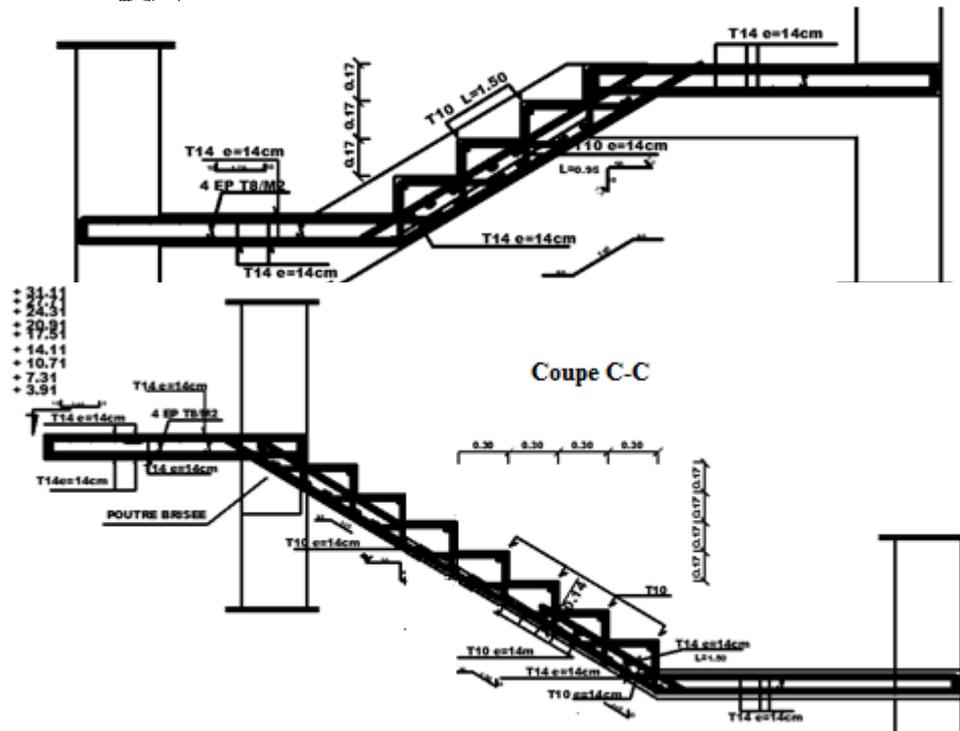
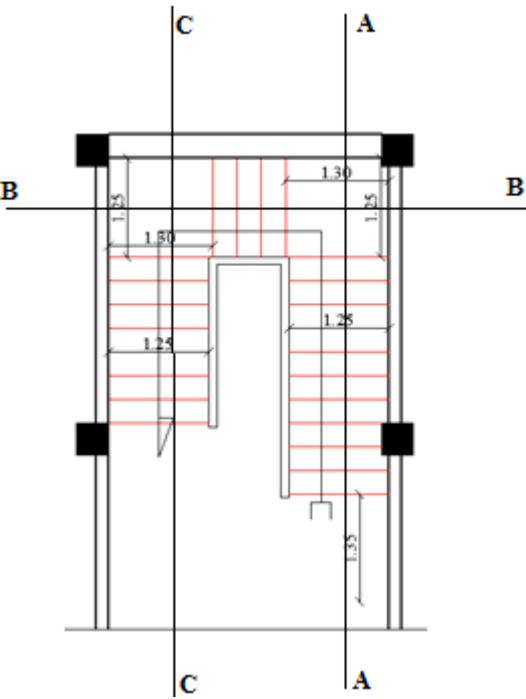
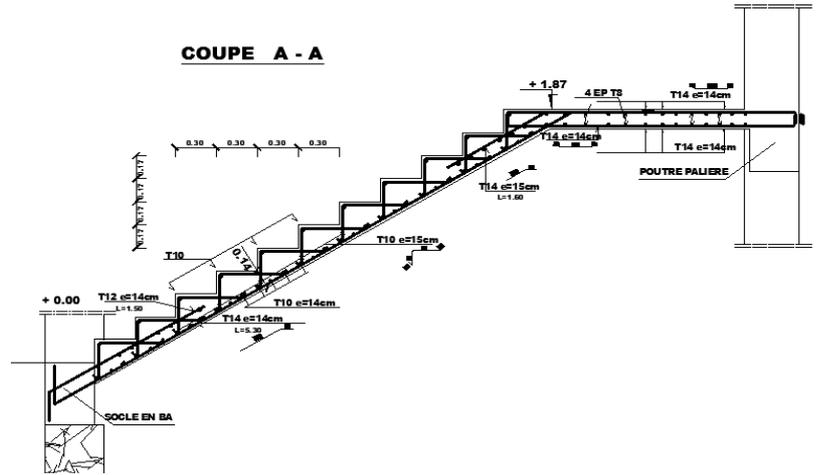
FACADE PRICIPALE Ech 1/50



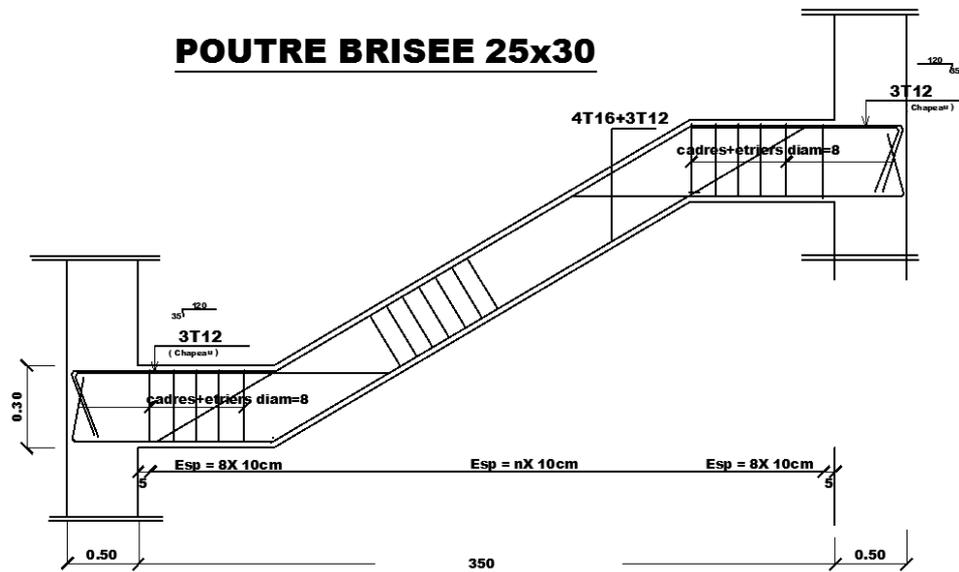
FACADE LATIALE Ech 1/50

Escaliers

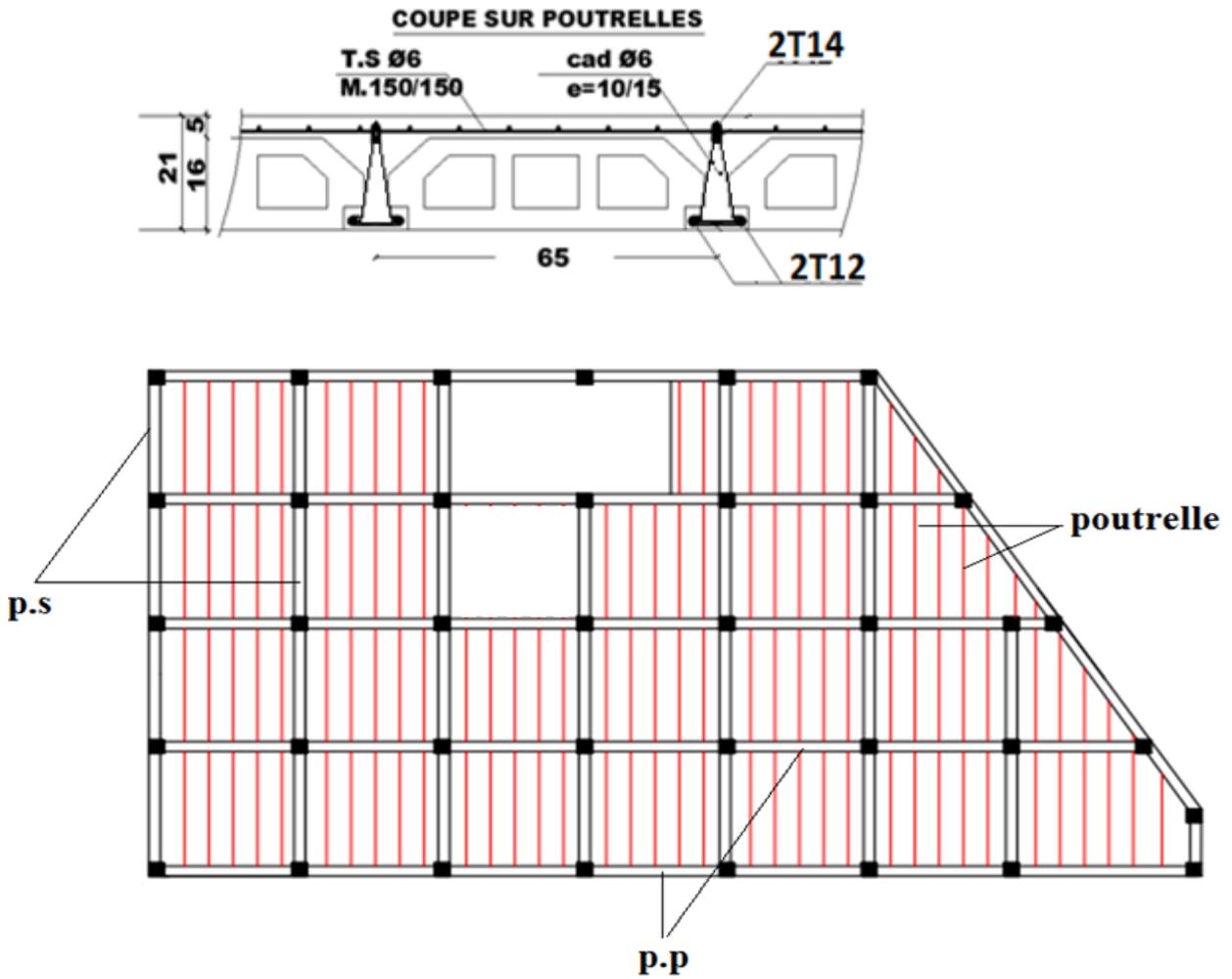
COUPE A - A



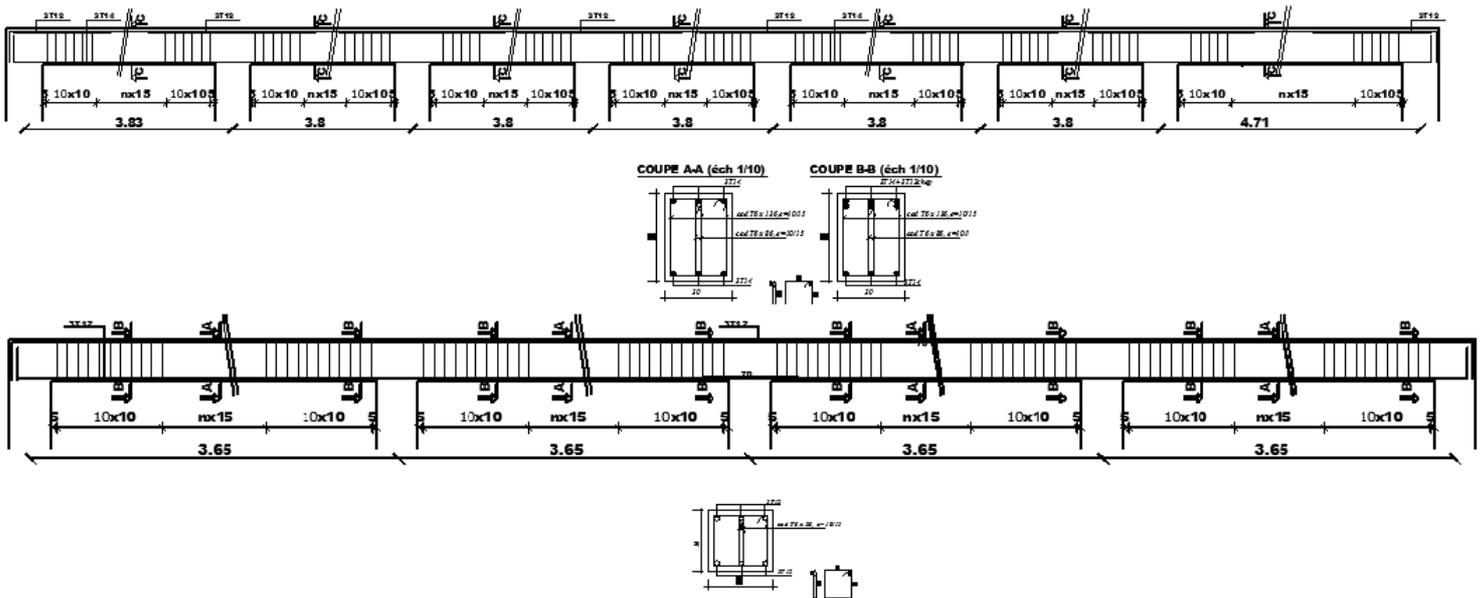
POUTRE BRISEE 25x30



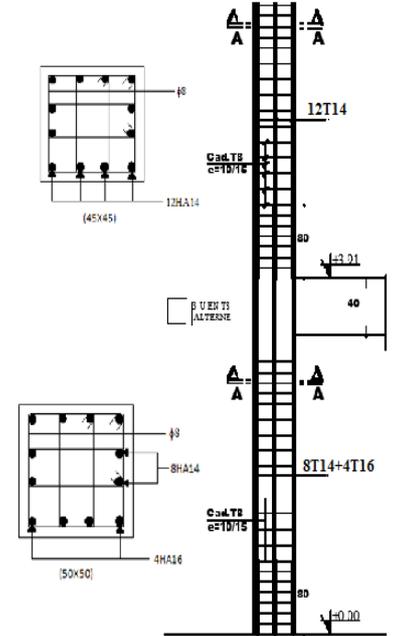
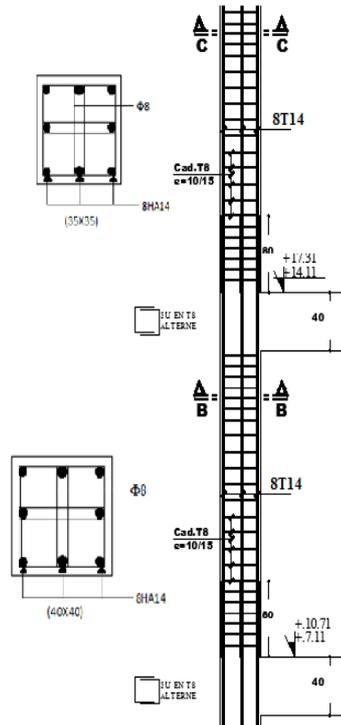
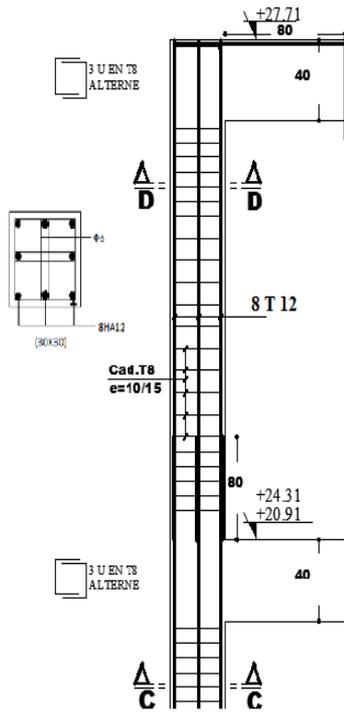
Poutrelles



Poutres



Poteaux



Voiles

