

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



N° Ref :

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Option : Structure

Etude d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation

Réalisé par :

- RAHAL Safa Marwa

- HICHOUR Fatima

Soutenu devant le jury :

Dr. BENZAID Mehdi

Président

Dr. TALEB Hosni Abderrahmane

Examineur

Dr. TIOUA Tahar

Promoteur

Année universitaire : 2020/2021

Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donne la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur : Mr **Tioua**... pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guide ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va a tous les enseignants qui ont contribue a notre formation.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide,leur patience.

résumé

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un Rez de chaussée plus (04) étages, implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99version 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 six parties nous commençons par une présentation générale sur le projet et les caractéristiques des matériaux et dans la dernière partie l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, semelle) Sera calculé dans la dernière partie.

Mots clés :

Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2014, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99 .

الملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي زائد 4 طوابق بولاية ميلة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم "2" حسب قوانين هندسة مقاومة للزلازل. وقد قمنا باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة، تتكون هذه الدراسة من ستة اجزاء بداية من الوصف العام للمشروع إلى آخر جزء وهو دراسة الأساسات. تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء نبدأ بعرض عام للمشروع (.وخصائص المواد وفي الجزء الأخير دراسة العناصر المقاومة للهيكل) أعمدة، عوارض، جدران، قاعدة

الكلمات المفتاحية

المسلحة الخرسانة، العمارة، ROBOT 2014, BAEL91 modifié 99, RPA99V2003,

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential, consists of a ground floor addition (04) floors, located in the wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa 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 five parts, the first starts we the general description of the project with a presentation of material properties, in the last part will be calculated the

reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft)

Key words:

Building. Reinforced concrete ROBOT, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

Sommaire

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I-1-Introduction	1
I-2-Présentation de l'ouvrage	1
I-3-Caractéristiques géométrique	1
I-3-1-Caractéristiques de structure	1
I-3-2-Caractéristiques de site	2
I-4- hypothèses de calcul	2
I-5-Description de l'ossature	6
I-6-Règles et hypothèses de calcul	9
I-6-1-Le Règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)	10
I-6-2-Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/V2003)	12
I-6-3-Les codes du Béton Armé (CBA 93)	12
I-7-Les caractéristiques des matériaux	12
I-7-A-Le béton	12
I-7-A-1-Matériaux constitues du béton	13
I-7-A-2-Caractéristiques physiques et mécaniques du béton	13
I-7-A-3-Dosage de béton	14
I-7-A-4-Résistances mécaniques du béton	15
A-4-1-Résistance à la compression	15
A-4-2-Résistance à la traction	16
I-7-A-5-Module de déformation longitudinale	17
I-7-A-6-Module de déformation transversale	17
I-7-A-7-Le coefficient de poisson ν	17
I-7-A-8- Les contraintes limites	18
A-8-1- l'état limite ultime	18
A-8-2- l'état limite service	19
I-7-A-9-Les constraints de cisaillement de béton	19
I-7-B-L'acier	20
I-7-B-1- les caractéristiques mécaniques	21
I-7-B-2- Les contraintes limites	22
B-2-1-l'état limite ultime	22
B-2-2-l'état limite service	23
B-2-3-Coefficient d'équivalence	24
I-8-Nature des actions	24
I-9-Les sollicitations	25
I-10-Les logiciel utilisé	26

Chapitre II: pré dimensionnement et descent des charges

II-1-Introduction	27
II-2- Pré dimensionnement des éléments structuraux	27
II-2-1- Pré dimensionnement des planchers	27
II -2-1-A- Planchers à corps creux	28
II -2-1-B- Planchers dalle plain(Les balcons)	30
II -2-2- Pré dimensionnement des poutres	31
II -2-3- Pré dimensionnement des poteaux	33
II -2-3-A-Evaluation des charges	33
II -2-3-B-Les planchers	34
II -2-3-C-Les balcons	36
II -2-3-D-L'acrotère	37
II -2-3-E-Les murs	38
II -2-3-F-Les escaliers	40
II -2-3-G-Descente des charges	45
II -2-4- Pré dimensionnement des voiles	61

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

III-1-Introduction	63
III -2-L'acrotère	63
III -2-1-Introduction	63
III -2-2-Principe de calcul	64
III -2-3-Evaluation des charges	64
III -2-4-Détermination des efforts	64
III -2-5-Ferraillage de l'acrotère	67
III -2-5-A-ELU	67
III -2-5-B-ELS	68
III -2-5-C-Ferraillage minimal	70
III -2-5-D-Vérification des contraintes	70
III -2-5-E-Vérification au cisaillement	71
III -2-5-F-Calcul des armatures de répartition	71
III -3-Les escaliers	72
III -3-1-Ferraillage d'escalier	72
III -3-1-A-Calcul des sollicitations à ELU	72
III -3-1-B-Vérification à ELU	74
III -3-1-C-Calcul à ELS	75
III -3-2-Etude de la poutre palière	81
III -3-2-A- Pré dimensionnement	82
III -3-2- B- Calcul des sollicitations	83
III -3-2-C- Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)	84
III -3-2-D- Vérification à l'E.L.U	85
III -3-2- E- Vérification à l'E.L.S	85
III-3-2- F- Calcul à la torsion	86
III-2-4-Les balcons	89
III -2-4-A-Evaluation des charges	89

III -2-4-B-Combinaisons des charges	90
III -2-4-C-Sollicitation	90
III -2-5-Les planchers	94
III -2-5-A-Méthode de calcul	95
III -2-5-B-Méthode de forfaitaire	95
III -2-5-C-Méthode de CAQUAT	96
III -2-5-D-Le poutrelle	108

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

IV-1-Modélisation par robot	115
IV -1-1-Introduction	115
IV -1-2-Présentation du logiciel robot	115
IV -1-3-Étapes de travail	116
IV -2-Etude sismique	124
IV -2-1-Introduction	124
IV -2-2-Objective de l'étude sismique	124
IV -2-3-Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques	124
IV -2-4-Méthode d'Analyse Modale Spectrale	126
IV -2-5-Méthode d'Analyse dynamique	126
IV -3-Classification de l'ouvrage selon son importance	127
IV -4-Choix de la méthode de calcul	127
IV -5-Calcul de la force sismique totale RPA99	127
IV -6-Vérification des déplacements	140
IV -7-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]	142
IV -8-Vérification de l'effort normal réduit	143
IV -9-Caractéristiques géométriques et massiques de la structure	144
IV -10-Vérification au renversement	146
IV -11-Conclusion	151

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

V-1-Introduction	152
V -2-Hypothèses	152
V -3-Ferrailage des portiques	152
V -3-1-Ferrailage des poutres	152
V-3-2-Ferrailage des poteaux	167
V -4-Ferrailage des voiles	172
V -4-1-Introduction	172
V -4-2-Préscription imposées par l'RPA99/2003	172
V -4-3-Ferrailage verticale	174
V -4-4-Etudes des sections	174
V -4-5-Calcul de ferrailage voiles pleins	177
V -5-Conclusion	182

Chapitre VI: Etude d'infrastructure.

VI -1-Introduction	183
VI -2-Objectifs assurés par les fondations	183
VI -3-Classification des fondations	183
VI -4-Différents types de fondations	184
VI -5-les combinaisons d'action	184
VI -6-Choix du type de fondation	184
VI -7-Calcul des fondations	185
VI -7-1-Vérification de type de la semelle	185
VI-7-2-vérification de la semelle isolée	185
VI-7-3-Semelles Filantes	188
VI-8- Calcul de la longrine	194
VI-8-1-Dimensionnement de la longrine	194
VI-8-2-Ferraillage de la longrine	194
VI-8-3-Condition de non fragilité (B.A.BAEL91 modifié 99.)	194
VI-8-4-Condition exigée par RPA99 (RPA99 version 2003)	194
VI-8-5-Armatures transversales	195
VI -8-6-Espacement minimal	195

Liste des figures

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Figure I.1 : plancher à corps creux	7
Figure I.2 : Acrotère	9
Figure I.3: Le diagramme des déformations limite de la section	11
Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton	16
Figure I.5: évolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	16
Figure I.6-Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELU	19
Figure I.7-Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS	19
Figure I.8- diagramme contraintes déformations	23

Chapitre II: pré dimensionnement et descent des charges

Figure II.1 : Plancher à corps creux	28
Figure II.2 : Poutrelle	29
Figure II.3 : Les dimensions de balcon	31
Figure II.4 : Coupe verticale du dernier plancher (terrasse)	34
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher de l'étage courant	35
Figure II.6 : Schéma statique de l'acrotère	37
Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère	37
Figure II.8 : Schéma statique d'un escalier	40
Figure II.9 : Dimensions de l'acrotère	41
Figure II.10 : Poteau de rive	46
Figure II.11 : Poteau intermédiaire	50
Figure II.12 : Poteau d'angle	53
Figure II.13 : Coupe de voile en plan	61
Figure II.14 : Coupe de voile en élévation	62

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère transversales de l'acrotère	67
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère	72
Figure III.3: Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU	73
Figure III.4: Charge équivalente à ELU	73
Figure III.5:Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS	76
Figure III.6 : Charge équivalente à ELS	76
Figure III.7 :la poutre palière	76
Figure III.8 : Schéma de ferrailage des escaliers	88
Figure III.9 : ferrailage de la poutre palière	88
Figure III.10: Coupe verticale du balcon type1	89
Figure III.11: Coupe verticale du balcon type2	90
Figure III.12: Diagramme de moment et l'effort tranchant	94
Figure III.13: Schéma de Ferrailage du balcon	105
Figure III.14:diagramme de moment de terrasse inaccessible a l'ELU.	106
Figure III.15:diagramme d'effort tranchant de terrasse inaccessible a l'ELU.	106
Figure III.16:diagramme de moment de terrasse inaccessible a l'ELS.	106
Figure III.17:diagramme d'effort tranchant de terrasse inaccessible a l'ELS.	107
Figure III.18:diagramme de moment d'étage courant a l'ELU.	107
Figure III.19:diagramme d'effort tranchant d'étage courant a l'ELU.	107
Figure III.20:diagramme de moment d'étage courant a l'ELS.	108
Figure III.21:diagramme d'effort tranchant d'étage courant a l'ELS.	109
Figure III.22:schéma de poutrelle	114
Figure III.23: Ferrailage des poutrelles (appui de rive et appui intermédiaire)	114
Figure III.24: disposition constructive des armatures de la dalle de compression	88

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

Figure IV.1 : Force sismique par niveau	134
Figure IV.2 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ROBOT V2014	144

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Figure V.1 : ferrailage des poutres principales en travée	161
Figure V.2 : ferrailage des poutres principales sur appui	161
Figure V.3 : ferrailage des poutres secondaires en travée	166
Figure V.4 : ferrailage des poutres secondaires sur appui	166
Figure V.5 : ferrailage de poteau	171
Figure V.6 : section transversale de voile	173
Figure V.7: Section partiellement comprimée	175
Figure V.8 : Section partiellement comprimée	176
Figure V.9 : Section entièrement tendue	177

Figure V.10 : Schéma d'un voile pleine	178
Figure V.11 : ferrailage des voiles	182

Chapitre VI: Etude d'infrastructure.

Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée	186
Figure VI.2 : Ferrailage de la semelle isolée	188
Figure VI.3 : semelles filantes	189
Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle filante sous voile	190
Figure VI.5 : Semelle filante sous 2 poteaux	190
Figure VI.6 : Ferrailage de la semelle filante sous 2 poteaux	193
Figure VI.7: Ferrailage de la longrine	195

Liste des tableaux

Chapitre I: présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

Tableau I.1-La limite d'élasticité de l'acier	21
---	----

Chapitre II: pré dimensionnement et descent des charges

Tableau II.1 : Charges due aux plancher terrasse inaccessible	34
Tableau II.2 : Charges due aux plancher étage courant	35
Tableau II.3 : Charges due aux balcons terrasse	36
Tableau II.4 : Charges due aux balcons étage courant	36
Tableau II.5 : Charges due à l'acrotère	38
Tableau II.6 : Dessin de coupe des murs	38
Tableau II.7:Charges due au mur extérieur	39
Tableau II.8:Charges due au mur intérieur de 10cm	39
Tableau II.9 : charges due au palier	43
Tableau II.10 : charges due au paillasse	44
Tableau II.11: Les surcharges d'exploitations	44
Tableau II.12 : Descente des charges de poteau rive	51
Tableau II.13 : Descente des charges de poteau intermédiaire	55

Chapitre III: calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: résultats du calcul du ferrailage de l'escalier	74
Tableau III.2 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière	84
Tableau III.3 : les résultats des charges	97
Tableau III.4 : les résultats des moments des appuis dans le plancher terrasse inaccessible a l'ELU	98
Tableau III.5 : les résultats des moments des appuis dans le plancher terrasse inaccessible a l'ELS	99
Tableau III.6 : les résultats des moments des appuis dans le plancher d'étage courant à l'ELU	99
Tableau III.7 : les résultats des moments des appuis dans le plancher d'étage courant a l'ELS	100
Tableau III.8: les résultats des moments dans les travées dans le plancher terrasse inaccessible a l'ELU	101
Tableau III.9 : les résultats des moments dans les travées dans le plancher	102

terrasse inaccessible a l'ELS	
Tableau III.10 : les résultats des moments dans les travées dans le plancher d'étage courant a l'ELS	103
Tableau III.11 : les résultats des moments dans les travées dans le plancher d'étage courant a l'ELS	104
Tableau III.12 : Résultats de calcul du ferrailage	110
Tableau III.13 : récapitulatif des résultats	112

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A	128
Tableau IV.2 : Classification du Site	129
Tableau IV.3 : Valeur de $\xi(\%)$	130
Tableau IV.4 : valeurs du coefficient de comportement R	130
Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de pondération β	113
Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient CT	135
Tableau IV.7 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).	139
Tableau IV.8 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens YY).	139
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	139
Tableau IV.10 : La force sismique de chaque niveau.	140
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements.	141
Tableau IV.12: Vérification a L'effet P- Δ	142
Tableau IV.13: Vérification de l'effort normale réduit des poteaux.	143
Tableau IV.14 : Les coordonnées de centre des masses et de centre des rigidités	145
Tableau IV.15 :L'excentricité théorique	146
Tableau IV.16. Les résultats de Vérification au renversement (sens XX)	147
Tableau IV.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy)	147
Tableau IV.18 : Vérification de l'interaction sous charges verticale	149
Tableau IV.19 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale	149

Chapitre V: Ferrailage des éléments porteurs

Tableau V.1 : situations pour le ferrailage des poutres	153
Tableau V.2 : calcul du ferrailage des poutres longitudinales	157
Tableau V.3 : calcul du ferrailage des poutres transversales	162
Tableau V.4 : Les sollicitations internes pour les poteaux	168
Tableau V.5: calcul du ferrailage des poteaux	168
Tableau V.6: la géométrie	178
Tableau V.7: calcule des charges réduits	179
Tableau V.8: calcule le ferrailage des armatures verticales.	181
Tableau V.9: calcule le ferrailage des armatures horizontales.	181
Tableau V.10: calcule le ferrailage d'épingles	182

Symboles Et Notations

A : Coefficient d'accélération de zone.

Ar : Aire d'une section d'acier de répartition

At : Aire d'une section d'acier transversal

As : Aire d'une section d'acier

B : La largeur (m).

B : Aire d'une section de béton

Br : Section réduite du béton

CT : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Cu : La cohésion du sol

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyend

E : Actions accidentelles

Es : Module d'élasticité de l'acier

Evj : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

Eij : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jours

e: Epaisseur, Excentricité

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'ELU

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier F : Force ou action générale.

F : Coefficient de sécurité = 1.5

f_{ji} : La flèche correspondant à j.

f_{gi} : La flèche correspondant à g.

f_{qi} : La flèche correspondant à q.

f_{gv} : La flèche correspondant à v.

Δf : La flèche totale.

G : Charges permanente

ht : Hauteur totale du plancher

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.
 h_e : Hauteur libre d'étage.
 h_0 : Epaisseur de la dalle de radier (cm)
 h_t : Hauteur de la nervure (cm)
 q_u : Charges réparties ultime
 q_s : Charges réparties de service
 I : Moment d'inertie
 i : Rayon de giration
 I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
 I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
 I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
 I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
 k_c : Coefficient de portance.
 L : Longueur ou portée.
 L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
 L_x : Distance entre nus de poutrelles.
 L_y : Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.
 L_r : Longueur de recouvrement
 l_s : Longueur de scellement
 l_f : Longueur de flambement
 l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
 M_u : Moment de calcul ultime
 M_s : Moment de calcul de service
 M_a : Moment sur appui.
 M_t : Moment en travée.
 M_0 : moment isostatique.
 M_i : Moment à l'appui i
 M_j : Moment correspondant à j.
 M_g : Moment correspondant à g.
 M_q : Moment correspondant à q.
 M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
 N_u : Effort normal ultime

Ns : Effort normal de service.

n : Nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Pg et Pd : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Q : Charges d'exploitation

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global.

S : Section, surface

Sr : Surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures

Sbat: Surface totale du bâtiment

T2 : Période caractéristique, associé à la catégorie du site. V : Effort tranchant.

W: Poids propre de la structure.

WQi : poids du aux charges d'exploitation.

WGi : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels. Y :

Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).

ut : Contrainte de cisaillement (MPa).

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

v : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

τ_u : Valeur de cisaillement limite (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

Introduction générale

Depuis des siècles, l'homme a toujours voulu trouver un abri où règne sécurité et confort. Construire a toujours été un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes. Une structure doit être calculée et conçue de telle manière a :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

- Elle ne doit pas endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

- Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation ; pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en **Algérie**, on se référant au **RPA99/version 2003 BAEL 91**).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à **usage d'habitation** implantée dans une **zone IIa** un **R+4 étages** à **Mila**.

_Le Premier chapitre: consiste à la présentation complète du bâtiment, la

définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

_Le **deuxième chapitre**: présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (comme les poteaux, les poutres et les voiles), et non structuraux (comme les planchers)

_Le **troisième chapitre**: calcul des éléments secondaire (l'acrotère, les poutrelles, les escaliers) fait l'objet.

_Le **quatrième chapitre** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul **ROBOT**.

_Le **cinquième chapitre**: calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel **ROBOT2014**.

_Le **Sixième chapitre**: le calcul et dimensionnement de l'infrastructure pour détermination le type de fondation

chapitre I:

**Présentation de l'ouvrage
et caractéristique des
matériaux**

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I-1-Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voile....etc.) aux différentes sollicitations (compression, flexion...etc.) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues **BAEL91** et **RPA99/ version 2003** qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I-2-Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, il nous a été confié l'étude d'un bâtiment **R+4** à usage d'habitations, l'ouvrage sera implanté dans la ville de **Mila**, zone **Ila**, la structure du bâtiment est mixte (**voile + portique**) en béton armé.

Le projet qui fait l'objet de cette étude est constitué de :

- RDC à usage d'habitation.
- 04 étages à usage d'habitation.
- une terrasse inaccessible.

I-3-Caractéristiques géométrique

I-3-1-Caractéristiques de structure

*Dimensions en plan

- Largeur totale en plan de bâtiment **8.5m**.
- Longueur totale en plan de bâtiment **22.00m**.
- Hauteur totale en plan du bâtiment **15.50m**.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

*Dimensions en élévation

- Hauteur de RDC **3.10m**.
- Hauteur de l'étage **3.10m**.
- Hauteur de l'acrotère **60 cm**.

I-3-2-Caractéristiques de site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99version 2003 comme

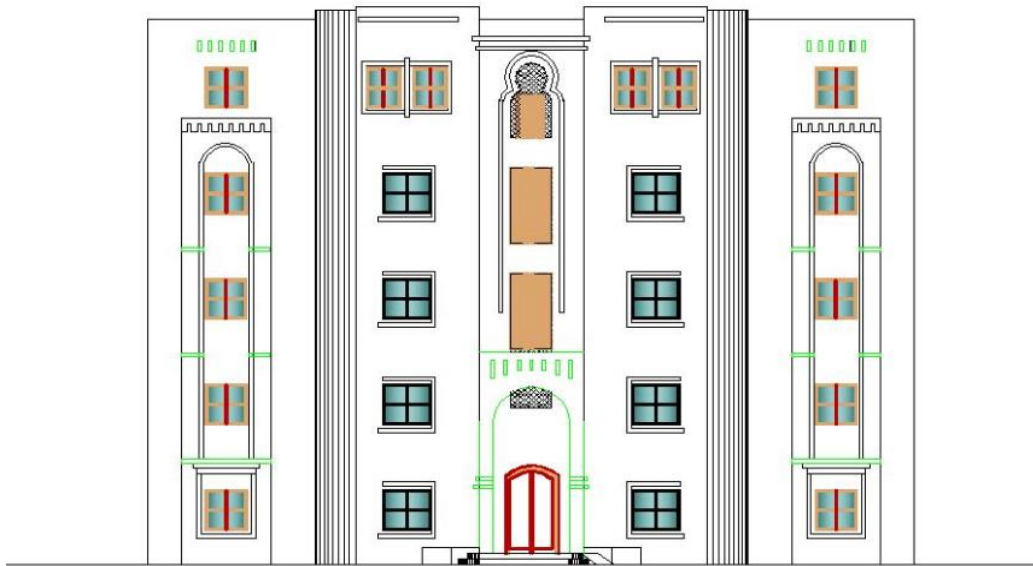
- zone de moyenne séismicité.
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme **meuble(S2)**.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2$ bars.

I-4- hypothèses de calcul

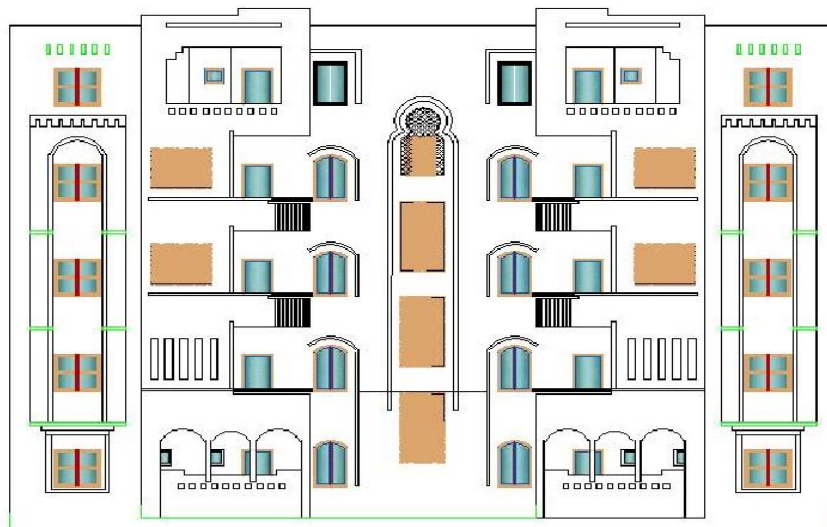
Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : **$f_{c28} = 25$ Mpa**.
- La résistance du béton à la traction est : **$f_{t28} = 2.1$ Mpa**.
- Le module d'élasticité différé est : **$E_{vj} = 10818.86$ Mpa**.
- Le module d'élasticité instantané est : **$E_{ij} = 32164.19$ Mpa**.
- La limite élastique de l'acier à Haute adhérence est : **$f_e = 500$ Mpa**.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.



Façade principale.

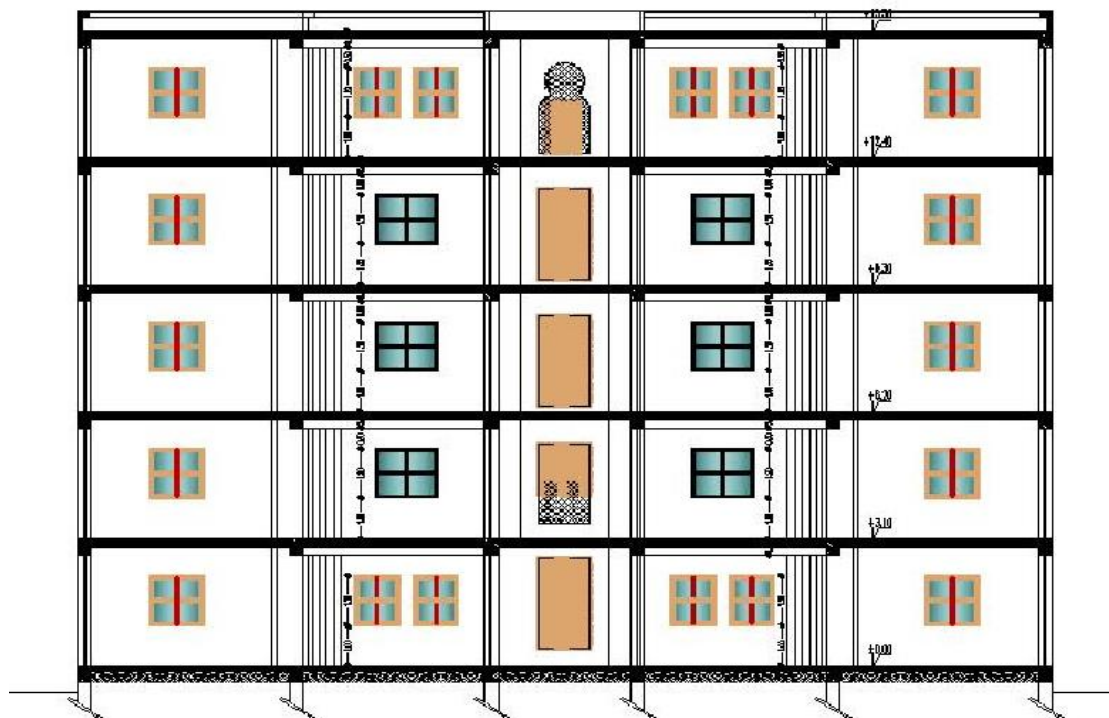


Façade postérieure.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

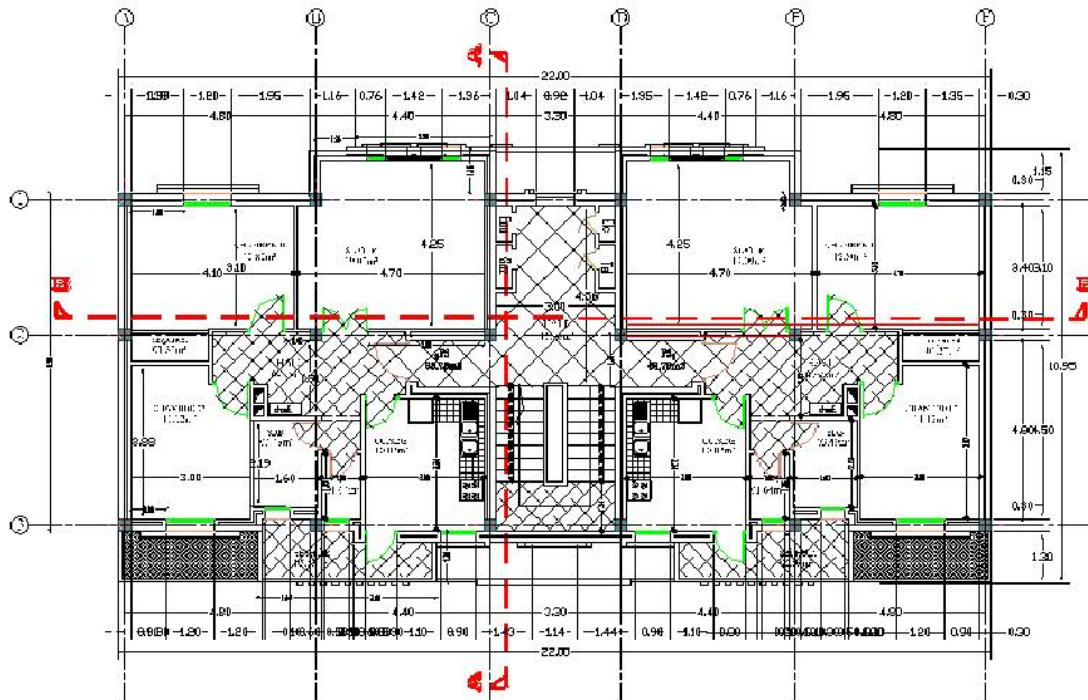


Coupe A-A.

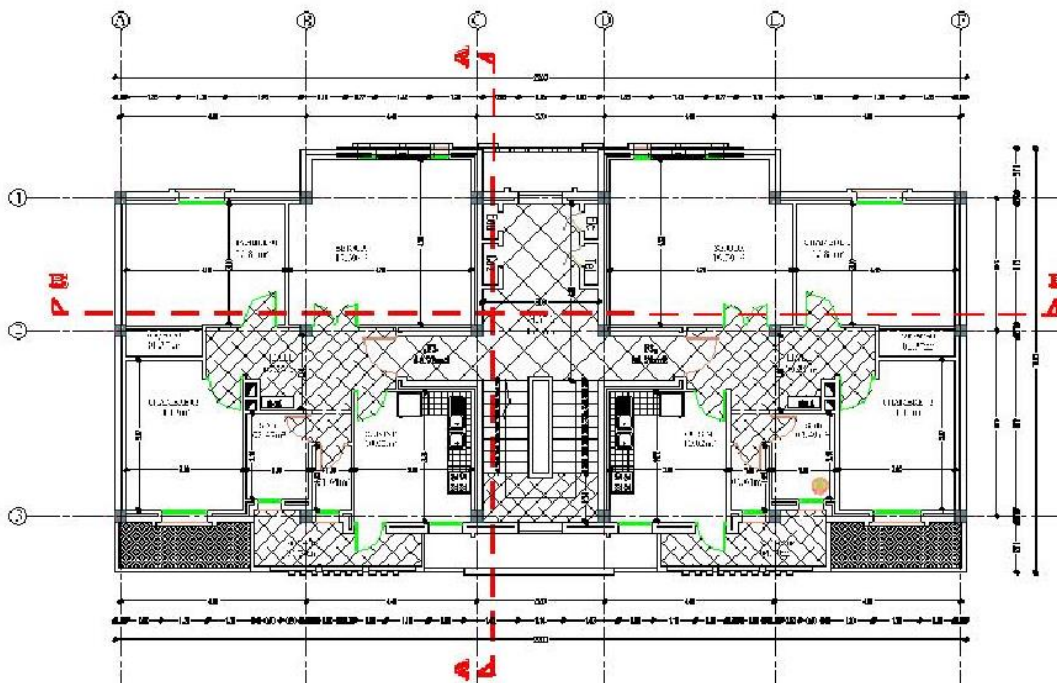


Coupe B-B.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.



Plan de RDC.



Plan d'étage courant.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I-5-Description de l'ossature

***Conception structurale**

Le souci de tous les ingénieurs est de concevoir une structure assurant le maximum de sécurité aux usages et de répondre aux besoins économiques des projets et les différentes bases de critère de cette conception sont:

- L'importance de l'ouvrage.
- L'usage auquel il est destiné.
- Le confort souhaitable.
- Nature du sol superstructure.
- Structure porteuse.
- Assuré la stabilité de l'ouvrage.

***Les fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

***Les planchers**

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles)

a-Planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

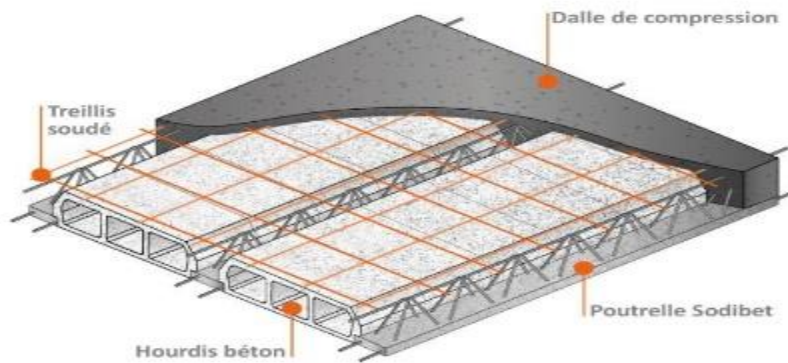


Figure I.1 : plancher à corps creux.

b-Planchers dalle pleine

Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine (le balcon).

***Poutres**

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- 1/-Des poutres porteuses.
- 2/-Des poutres non porteuses.

***Les voiles**

de contreventement en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal.

***Maçonnerie**

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

a. Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie non rigide, elles sont composées de :

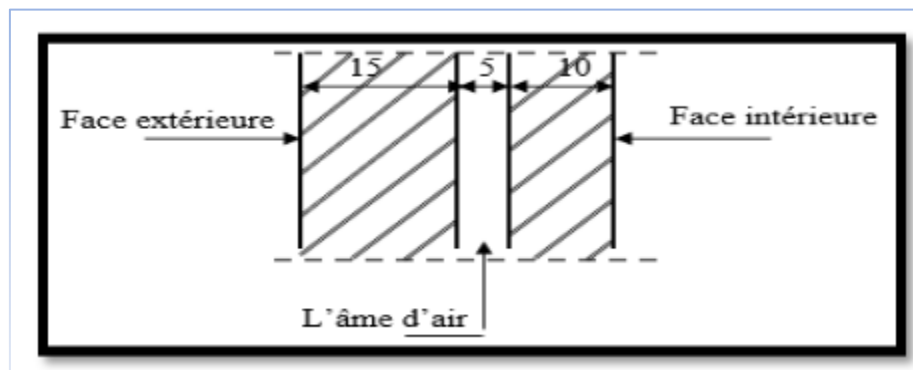
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

-Une cloison en briques creuses à 15 trous de 15cm d'épaisseur.

-Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

-Une cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : Cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.



*Revêtement

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Au sol, carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- Céramique recouvrant tous les murs dans les salles d'eau.
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

*les escaliers

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage coulés sur place, tandis que les marches sont réalisées en béton maigre revêtu de carrelage.

*L'acrotère

L'acrotère a pour but d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade. Comme la

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.



Figure I.2 : Acrotère.

***Isolation**

-L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

-L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

I-6-Règles et hypothèses de calcul

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- Caractères des matériaux **(NF EN 197-1/2000)** et **(NF EN 196-1)**.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites **(BAEL91 révisées99)**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **(CBA 93)**.
- Règles Parasismiques Algériennes **(RPA99/V2003)**.
- Charges permanentes et charges d'exploitations **(DTR-BC.2.2)**.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I-6-1-Le Règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)

Dans le domaine des constructions, un «état limite »est celui pour lequel une condition requise d'une construction, on distingue deux états limites ELU et ELS. Il est nécessaire de faire la distinction entre ces deux états qui sont à la base de tous les calculs de béton armé.

A/-Etat limite ultime ELU

*Etat limite d'équilibre qui concerne la stabilité de l'ouvrage.

*Etat limite de résistance qui concerne le non rupture de l'ouvrage.

*Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) qui concerne les pièces élancées soumises à l'effort de compression axiale.

La Combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q = 1,35G + 1,5Q$.

-L'hypothèse

*les sections droites restent droites après déformation.

*Il n'y a pas de glissement entre le béton et les aciers.

*le raccourcissement ultime de béton est limité à:

- Sections partiellement comprimées : $\epsilon_{cu}=3,5\%$.

- Sections totalement comprimées «faible excentricité» : $\epsilon_{cu}=2\%$.

*l'allongement relatif ultime de l'acier le plus tendu est limité à $\epsilon_{cu}=10\%$.

*l'état de déformation d'une section passe obligatoirement par l'un des trois pivots :

-**Pivot A**:les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

-**Pivot B**:les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

-**Pivot C**: les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple

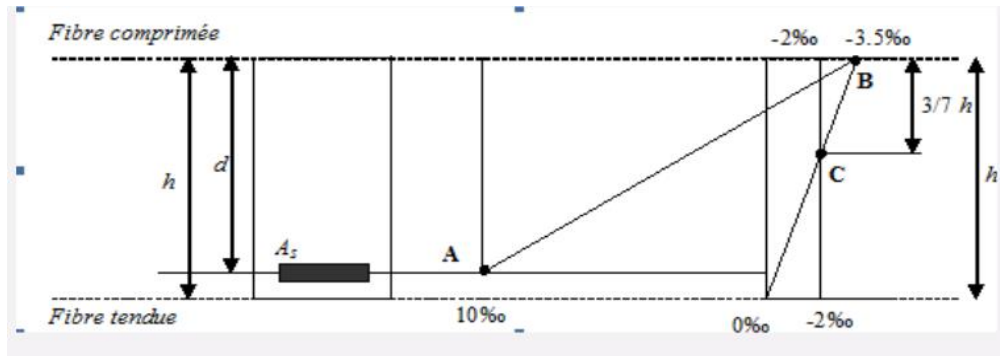


Figure I.3: Le diagramme des déformations limites de la section.

B/-Etat limite de service ELS

Il comprend trois cas :

*état limite de service d'ouverture des fissures.

*la corrosion des armatures insuffisamment protégés, comprennent la durabilité de l'ouvrage, des fonctions d'étanchéité ou des critères esthétique d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés.

*état limite de service de déformation

La Combinaison d'action à l'état limite de service est : $q = G + Q$

-L'hypothèse

*les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.

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

*les calculs ont fait qu'en cas de fissuration préjudiciable.

*le béton tendu est négligé dans les calculs.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

*les contraintes de compression, dans le béton, et contraintes de compression, et traction dans les aciers sont supposées proportionnelles à la déformation élastique « $\epsilon_{cu} < 2\text{‰}$ ».

*le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($n = E_s/E_b = 15$).

I-6-2-Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/V2003)

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

*une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.

*une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.

I-6-3-Les codes du Béton Armé (CBA 93)

Les codes du béton armé Algérien **CBA 93 (DTR B.C.241)** Ou homologue : **BAEL 91** pour le dimensionnement des pièces aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS).

I-7-Les caractéristiques des matériaux

I-7-A-Le béton

Le béton est un matériau utilisé pour construire de nombreux types d'ouvrages dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique, il est constitué par le mélange du ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, et dans certains cas d'adjuvants, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I-7-A-1-Matériaux constitues du béton

- **Les granulats (ou agrégats)**

Sont des matériaux inertes (sables, gravillons, cailloux. Ils représentent 60 à 80% du volume du béton et influencent fortement ses propriétés, le dosage et le coût des mélanges.

- **Les ciments**

Sont des liants hydrauliques fabriqués à partir du clinker, du laitier, de la pouzzolane et des fillers.

Les principaux ciments sont:

-Le ciment Portland artificiel (CPA).

-Le ciment Portland composé(CPJ).

-Le ciment de haut-fourneau (CHF).

I-7-A-2-Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

***Poids volumique de béton**

le poids volumique de béton est de l'ordre de:

$\rho = 2300$ à 2400 daN/m si le béton n'est pas armé.

$\rho = 2500$ daN/m si le béton est armé.

***Le retrait**

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

***La dilatation**

Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} .

***Le fluage**

C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment applique.

I-7-A-3-Dosage de béton

Afin de réaliser un béton dont les qualités soient celle recherchées en fonction de la nature de l'ouvrage, on dispose de plusieurs méthodes de calculé, on citera:

-Méthode de DREUX-GORISSE.

-Méthode de BOLOMEY.

-Méthode de d'ABRAMS.

-Méthode de FAURY.

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

-350 kg de ciment de 42.5R.

-530 L de sable.

-740L de gravillon.

-175 L d'eau de gâchage.

La méthode adoptée dans beaucoup de chantier en Algérie

-350 kg de ciment de 42.5R.

-400 L de sable DS <5 mm.

-800 L de gravillon 5 mm < Dg < 25 mm.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

-175 L d'eau de gâchage.

I-7-A-4-Résistances mécaniques du béton

A-4-1-Résistance à la compression

Dans le cas courant, le béton est caractérisé de point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**, notée: f_{c28} et choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 Mpa et au plus égale à 45 Mpa.

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur double de leur diamètre.

On prend: $f_{c28}=25$ Mpa.

La résistance à la compression à j jours (f_{cj}) est donnée par:

Pour: $j < 28$ jours:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{pour } j=28 \text{ jours}$$

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus pour

$28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

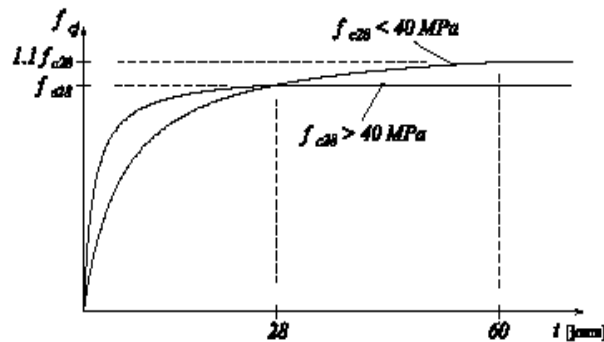


Figure I.4 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

A-4-2-Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$(BAEL91 art A.2.1,12)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

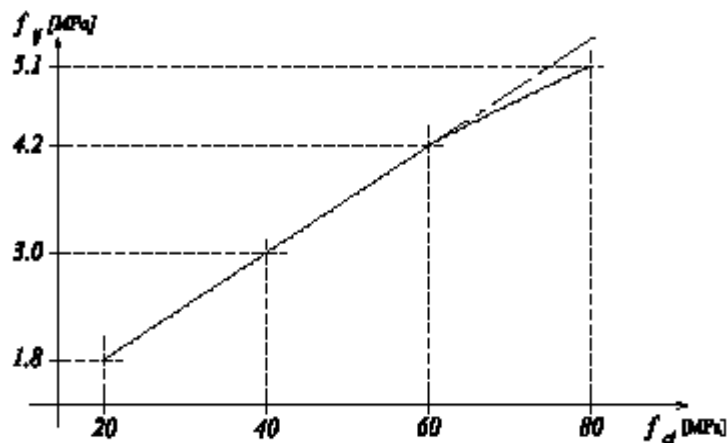


Figure I.5 : évolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I-7-A-5-Module de déformation longitudinale

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

a-Module de déformation instantanée

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91, art A.2.1,21)}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$ on obtient : $E_{ij} = 32164.19 \text{ Mpa}$.

b-Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91, art A.2.1,22)}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$ on obtient : $E_{vj} = 10818.86 \text{ Mpa}$.

I-7-A-6-Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

I-7-A-7-Le coefficient de poisson ν

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale est pris égal à:

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}} \dots\dots\dots \text{ (BAEL 91, art A.2.1,3)}$$

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations ELU.

$\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations ELS

I-7-A-8- Les contraintes limites

A-8-1- l'état limite ultime

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme dit «parabole-rectangle», et dans un but de simplification, en utilisant le diagramme rectangulaire.

$$\varepsilon = 2\text{‰} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91, art A.4.3,41})$$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions:

$$\theta = 1 \quad t > 24h.$$

$$\theta = 0,91 \quad h \leq t \leq 24h.$$

$$\theta = 0,85 \quad t < 1h.$$

γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans le béton:

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{pour les combinaisons accidentelles.}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{pour les combinaisons fondamentales.}$$

On a alors:

$$\gamma_b = 1,15 (\text{action accidentelle}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{1.15 \text{ Mpa.}}$$

$$\gamma_b = 1,5 (\text{action courante}) \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{14.16 \text{ Mpa.}}$$

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

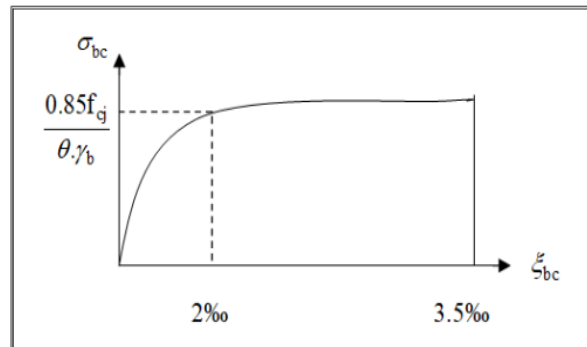


Figure I.6-Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELU.

A-8-2- l'état limite service

La contrainte de compression de béton à l'ELS est limitée par σ_{bc} avec :
 $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$(BAEL 91, art A.4.5,2)

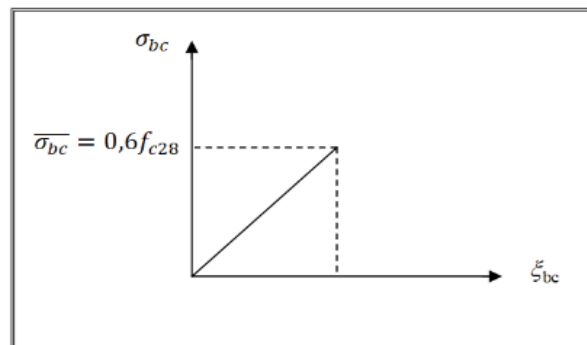


Figure I.7-Diagramme déformation-contrainte du béton à l'ELS.

I-7-A-9-Les contraintes de cisaillement de béton

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1,21)}$$

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

*l'état limite ultime

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Sachant que

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si $\bar{\tau}_u$ ne dépasse pas :

*fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,2 \cdot \frac{f_{cJ}}{\gamma_b}, 5\text{Mpa})$.

*fissuration préjudiciable et très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,15 \cdot \frac{f_{cJ}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa})$.

I-7-B-L'acier

L'acier est alliage fer –carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton.

Excepté pour les armatures transversales, les armatures pour le béton armé des éléments principaux doivent être à haute adhérence, avec une limite d'élasticité spécifiée inférieure ou égale à 500 Mpa. L'allongement total relatif sous charge maximale spécifiée doit être supérieur ou égale à 5%.

Nous utilisons:

-Les barres à haute adhérence, symbole HA, de nuance

FeE500 (**fe= 500 Mpa**) pour les armatures longitudinales et transversales des éléments des structures.

-Treillis soudés, symbole Ø, de nuance Fe500 dans la dalle de compression des poutrelles.

-Les ronds lisses, symbole Ø, de nuance FeE235 (**fe= 235 Mpa**).

-En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont de 12 m.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

-Les diamètres normalisés d'armatures courantes sont : 6,8, 10, 12, 14, 16, 20, 25,32 et 40 mm

-Au diamètre nominal correspondent une section nominale

et un périmètre nominal (section et périmètre d'un rond lisse de diamètre égal au diamètre nominal).

I-7-B-1- les caractéristiques mécaniques

Le caractère mécanique qui sert de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par f_e . Elle varie en fonction du type d'acier.

-Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à : $E_s = 200\ 000\ \text{Mpa}$...(BAEL 91, art A.2.2,1)

Tableau I.1-La limite d'élasticité de l'acier.

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$	215	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
	$F_e E 24$	235	
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$	400	Emploi courant
	$F_e TE 50$	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e TE40$	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e TE$	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq$ 6 mm	520	

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

I-7-B-2- Les contraintes limites

B-2-1-l'état limite ultime

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

γ_s : Coefficient de sécurité tel que : $\gamma_s=1,15$ en situation courante.

$\gamma_s=1,00$ en situation accidentelle.

B-2-2-l'état limite service

A fin de réduire les risques d'application de fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

*Fissuration peu nuisible

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_s = f_e \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,32})$$

*Fissuration préjudiciable

C'est le cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...etc.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right\} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5,33})$$

*Fissuration très préjudiciable

C'est le cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{n} f_{tj} \right\} \dots \dots \dots \text{(BAEL 91 modifiées 99, art A.4.5,34)}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,6$ pour les HA de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1,3$ pour les HA de diamètre < 6 mm.

$\eta = 1,0$ pour les RL.....(BAEL 91, art A.2.2,2)

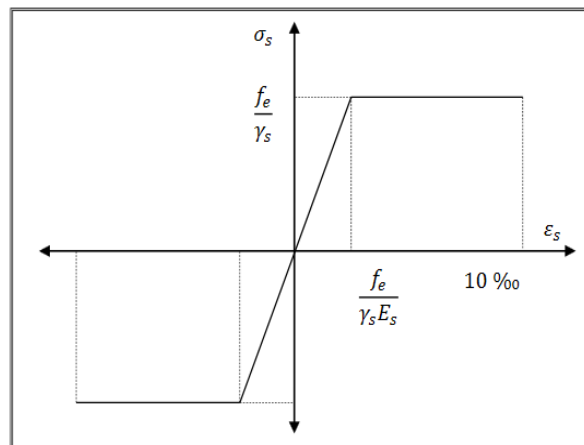


Figure I.8- diagramme contraintes déformations.

B-2-3-Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

E_b : module de déformation du béton.

B-2-4- Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes : (BAEL 91, art A.7.2,4)

C \geq 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

C \geq 3cm : pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

C \geq 1cm : pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations

I-8-Nature des actions

A/-Action permanent

*poids propre des structures.

*poids des autres éléments de construction (couvertures, carrelage...etc.).

*force exercée par le poussée des terres ou la pression des liquides (cas des murs de sous sol).

*déformation différées dans le temps (celle causées par le retrait du béton).

B/-Action variable

*charges d'exploitation.

*charges climatiques (neige et vent).

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

*charges appliquées en cours d'exécution.

*actions de la température climatique.

C/-Action accidentelle

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

Les séismes(E), les explosions, les chocs et les incendie.

I-9-Les sollicitations

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

***Combinaisons d'actions**

*Pour les planchers:

Elles sont soumises uniquement aux actions des charges permanentes et d'exploitations pour cela les combinaisons considérées sont:

-A l'ELU: $(1,35 G + 1,5 Q)$.

-A l'ELS: $(G + Q)$.

Dans le cas des actions sismiques les combinaisons à fournir une meilleure résistance sont:(D'après RPA99/V2003).

*Pour les poutres:

-G + Q + E -1,35 G + 1,5 Q

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTÉRISTIQUE DES MATÉRIAUX.

$$-0,8 G \pm E \quad -G + Q$$

Avec : G: charges permanentes.

Q: charges d'exploitation non pondérées.

E: action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

*Pour les poteaux:

$$-G + Q + 1,2 E$$

$$-0,8 G \pm E$$

*Pour les voiles:

$$-G + Q \pm 1,2 E$$

$$-0,8G \pm E$$

I-10-Les logiciel utilisé

*le calcul des différents efforts sous l'effet des sollicitations statiques et dynamique a été réalisé automatiquement moyennant le logiciel:
ROBOT/2014.

*les dessins de coffrage et ferrailage ont été réalisés avec le logiciel:

AUTOCAD/2017.

chapitre II:

**Pré dimensionnement et
descente des charges**

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.

II-1-Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et C.B.A.93.

II-2- Pré dimensionnement des éléments structuraux

II-2-1- Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est une plaque horizontale en béton armé infiniment rigide, associée à un système de poutres formant nervures. Elle sert de séparation entre deux niveaux successifs, il permet la transmission des charges et surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs. Pour notre bâtiment, deux types de planchers seront utilisés : Plancher à corps creux en parties courantes, composés de corps creux, treillis soudé, dalle de compression, et poutrelles. Dalle pleine pour les balcons, portes à faux et le hall d'ascenseur.

*Les rôles essentiels

Les planchers jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De toit forme pour l'étage sous adjacent.
- D'élément de stabilité.

*Les fonctions principales

-Résistance : Les planchers supportent leurs poids propre et les charges d'exploitation.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

-Isolation : Ils isolent thermiquement et acoustiquement les étages.

II -2-1-A- Planchers à corps creux

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

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (condition de la flèche)..... (BAEL 91,art B.6.8.424)}$$

L: portée maximal entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur total du plancher.

$$L = 480.$$

$$h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33 \text{ cm.}$$

On prendra une épaisseur de : $h_t = 25 \text{ cm}$.

On a approprié un seul type de plancher.

Plancher à corps creux (20+5) pour tous les étages

$h_{cc} = 20 \text{ cm}$ dalle en corps creux.

$h_{dc} = 5 \text{ cm}$ dalle de compression.

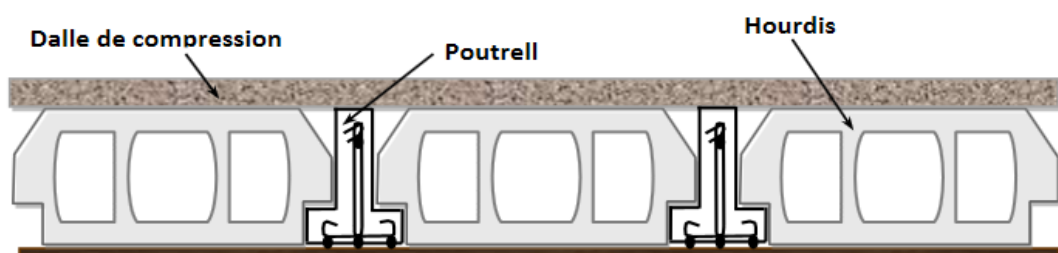


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

✓ Les poutrelles (nervures)

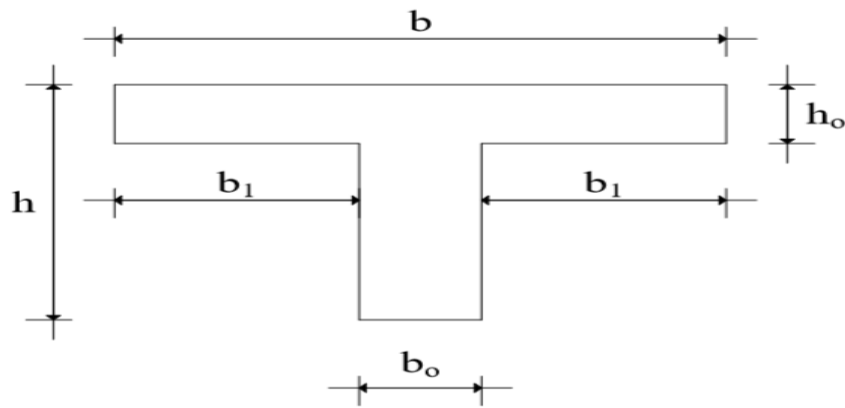


Figure II.2 : poutrelle.

$$b_o = (0,6 ; 0,4) h = (0,6 ; 0,4) 25 = (15 ; 10) = 12 \text{ cm}$$

Donc $b_o = 12 \text{ cm}$.

- Le hourdis choisie est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

- La section en travée à considérer est une section en T.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min\left(\frac{L_h}{2}; \frac{L}{10}\right) = \min\left(\frac{55}{2}; \frac{445}{10}\right) = \min(27.5 ; 44.5) \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm.}$$

L_h : La distance entre les voisines de deux nervures consécutives.

L : la portée de la travée (la longueur de la nervure).

Donc on prend $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$$b = 2 \times b_1 + b_o = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm.}$$

Alors : $b = 65 \text{ cm}$.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

II -2-1-B- Planchers dalle plain(Les balcons)

Les balcons sont des dalles pleines encastrées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

- 1^{er} cas : **L=1.15 m.**

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \Leftrightarrow \frac{115}{15} \leq e \leq \frac{115}{20} + 7 \Leftrightarrow 7.66 \leq e \leq 12.75$$

- 2^{ème} cas : **L=1.30 m.**

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \Leftrightarrow \frac{130}{15} \leq e \leq \frac{130}{20} + 7 \Leftrightarrow 8.66 \leq e \leq 13.5$$

Avec : L est la largeur du plus grand balcon.

Donc on a prend une épaisseur **e =15cm.**

- La condition de la résistance à la flexion :

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

L : La longueur de la console.

- 1^{er} cas : **L=1.15 m** $\Leftrightarrow e \geq \frac{115}{20} = 5.75$ cm.
- 2^{ème} cas : **L=1.30 m** $\Leftrightarrow e \geq \frac{130}{20} = 6.5$ cm.

- La condition de la résistance au feu :

e=7 cm : Pour une heure de coupe feu.

e=11 cm : Pour deux heures de coupe feu.

e=17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

- La condition de l'isolation phonique : e≥13 cm. Donc on obtient : **e = 15 cm.**

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

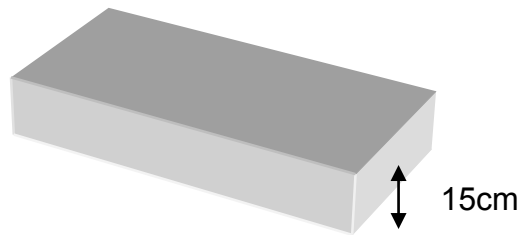


Figure II.3 : Les dimensions de balcon.

II -2-2- Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leurs rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

- **Selon BAEL 91 on obtient**

Les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

$$\text{-Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{-Largeur : } 0.3h_t \leq b \leq 0.5h_t$$

Avec: L: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

- ✓ **Poutres principales**

$$L_{\max}=485.$$

- **Selon BAEL 91**

$$\text{-Hauteur : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \iff \frac{485}{15} \leq h_t \leq \frac{485}{10} \iff 32 \leq h_t \leq 48$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

-Largeur : $0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t \iff 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,5 \times 40 \iff 12 \leq b \leq 20$

on adopter : **b =30cm.**

- **Vérification d'après l' RPA99 /V 2003 on obtient**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm (c.v)} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm (c.v)} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ cm (c.v)} \end{array} \right.$$

\implies Donc on choisit une poutre principale de section (**30x40**).

- ✓ **Poutres secondaires**

$L_{\max}=485.$

- **Selon BAEL 91**

-Hauteur : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \iff \frac{445}{15} \leq h_t \leq \frac{445}{10} \iff 32 \leq h_t \leq 48$

On prend : **$h_t =40 \text{ cm.}$**

-Largeur : $0,3h_t \leq b \leq 0,5h_t \iff 0,3 \times 40 \leq b \leq 0,5 \times 40 \iff 12 \leq b \leq 20$

On a des murs de 30 cm d'épaisseur donc on adopter : **b =30cm.**

- **Vérification d'après l' RPA99 /V 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm (c.v)} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm (c.v)} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \text{ cm (c.v)} \end{array} \right.$$

\implies Donc on choisit une poutre secondaire de section (**30x40**).

II -2-3- Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont dimensionnés par :

- La condition de compression.
- La condition de BAEL91.
- La condition de non flambement.
- Les conditions du RPA99/V2003.

II -2-3-A-Evaluation des charges(DTR B.C 2.2)

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

- **Les charges réglementaires**

Les charges réglementaires sont en général de :

- *Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- *Les charges d'exploitation ou surcharges.

- **Les charges permanentes**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

- **Les charges d'exploitation**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à

CHAPITRE II : PRÉ DIMMENSSESIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

II -2-3-B-Les planchers

- **Plancher terrasse inaccessible**

Charge permanente et charge d'exploitation:

Tableau II.1 : charges due aux plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multi couche	-	-	0.12
3	Isolation thermique	0.05	3	0.15
4	Forme de pente	0.08	22	1.76
5	Dalle à corps creux	0.25	-	3.25
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				G=6.33
				Q=1

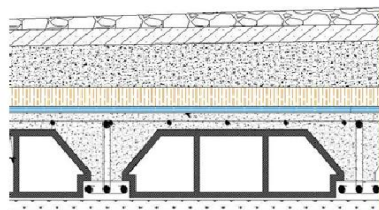


Figure II.4 : coupe verticale du dernier plancher (terrasse).

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

- Plancher l'étage courant

Tableau II.2 : charges due aux plancher étage courant.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle à corps creux	0.25	25	3.25
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	cloison	-	-	1.00
				G=5.65
				Q=1.5

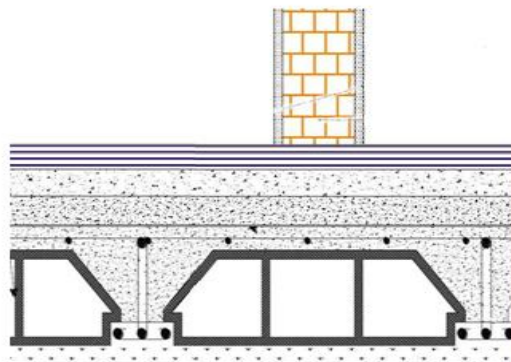


Figure II.5 : coupe verticale du plancher de l'étage courant.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

II -2-3-C-Les balcons

- balcon terrasse

Tableau II.3 : charges due aux balcons terrasse.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité	-	-	0.12
3	Isolation	0.05	3	0.15
4	Forme de pente	0.08	22	1.76
5	Dalle pleine en BA	0.14	25	3.5
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
				G=6.78
				Q=1

- balcon l'étage courant

Tableau II.4 : charges due aux balcons étage courant.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

3	Sable fin	0.02	19	0.38
4	Brique creux	-	-	1.00
5	Dalle pleine en BA	0.14	25	3.50
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
				G=6.12
				Q=3.50

II -2-3-D-L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques,

Son calcul se fait à la flexion composée.

On considère une bande de 1 m de largeur.

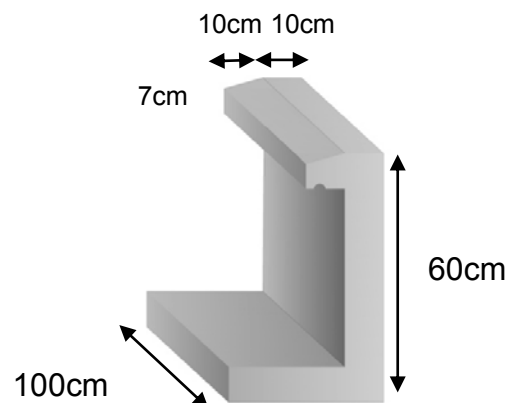
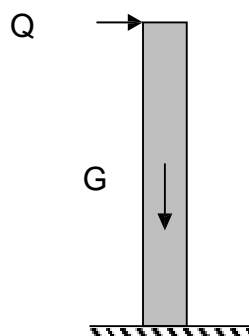


Figure II.6 : Schéma statique de l'acrotère

Figure II.7:Dimensions de l'acrotère.

- **Charge permanente**

On fait les calculs pour 1m de longueur.

Béton armé

La surface: $S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 + 0.1) \cdot 0.1 / 2$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

Poids propre: $G_1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/m}_l$

Enduit de ciment

Épaisseur 2cm : $G_2 = 0.6 \times 2 \times 0.02 \times 20 = 0.48 \text{ KN/m}_l$

La charge permanente : $G = 1.7125 + 0.48 = 2.19 \text{ KN/m}_l$

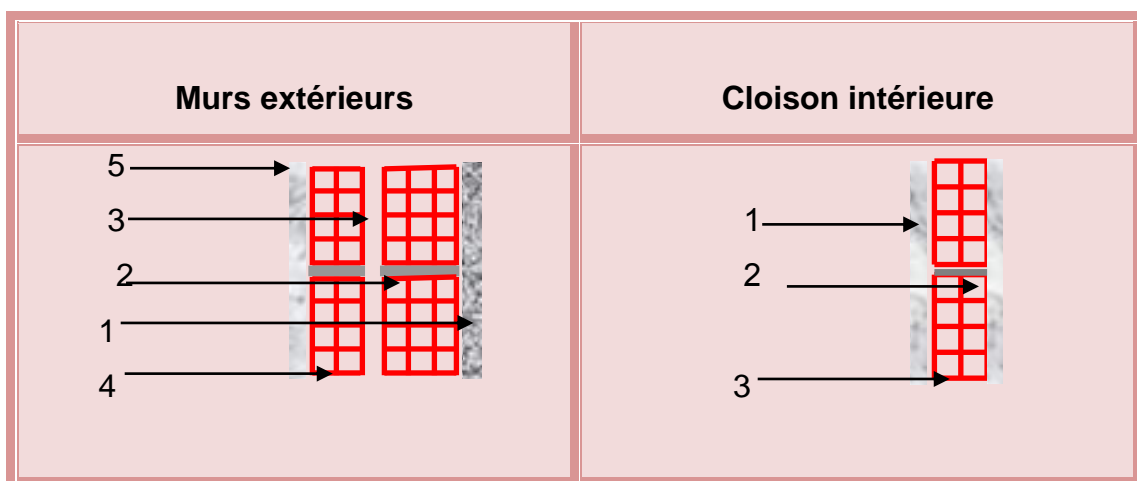
- **Charge d'exploitation**(DTR B.C.2.2)

Tableau II.5 : charges due à l'acrotère.

G= 2.19	KN/m _l
Q= 1	KN/m _l

II -2-3-E-Les murs

Tableau II.6 : Dessin de coupe des murs.



CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

- **Mur extérieur**

Tableau II.7:charges due au mur extérieur.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creux	0.15	-	1.30
3	Ame d'air	0.05	-	-
4	Brique creux	0.10	-	0.90
5	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
				G=2.75

- **Mur intérieur de 10cm**

Tableau II.8:charges due au mur intérieur de 10cm.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
2	Brique creux	0.10	-	0.90
3	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
				G=1.2

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

II -2-3-F-Les escaliers

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

A- Composition d'un escalier

- **La montée** : ou la hauteur d'escalier (H).
- **Le giron** : la largeur de marche (g).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contre marche** : la partie verticale d'une marche (h).
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompues des marches.

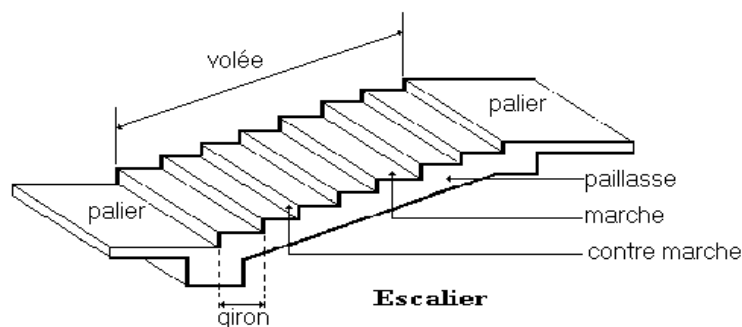


Figure II.8 : Schéma statique d'un escalier.

B-dimensionnement d'escalier

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

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend :

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

- $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$
- $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

-Condition de BLONDEL

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

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ (c.v.)}$$

Dans notre cas nous avons

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

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

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : La projection de la longueur de volée.

Soit : **H = 1,55 m ; L = 2.4 m.**

$$g+2h \approx 64 \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64 \Rightarrow 2H(n-1) + Ln = 0.64 \times n(n-1)$$

$$3.40(n-1) + 2.4n = 0.64n(n-1)$$

Après la résolution, on trouve: **n = 9**
contres marches

On adopte:

$$h = 17\text{ cm} = 0.17\text{ m}$$

$$g = 30\text{ cm} = 0.30\text{ m}$$

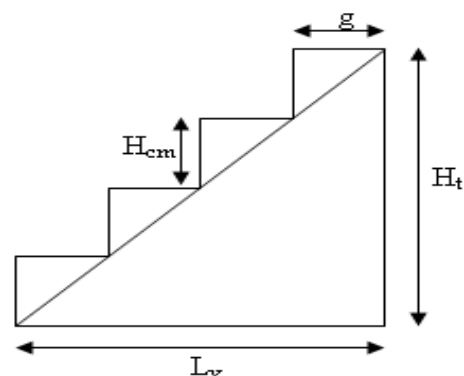


Figure II.9: dimensionnement d'escalier.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$n = H/h = 1.55/0,17 = 9$ **contre marches**, donc on aura : **8 marches**

Note: La longueur de palier : **3.00m.**

*Épaisseur de la volée (l'épaisseur de la paillasse)

Elle est déterminée et respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$L = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$L = 2.85 + 1.24 = \mathbf{4.09 \text{ m}}$$

$$13.63 \text{ cm} < e < 20.45 \text{ cm}$$

On prend : **e = 20 cm**

*L'inclinaison de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg} \alpha = \frac{155}{240} = 0,645 \Rightarrow \alpha = \mathbf{32.82}$$

-Détermination de la poutre palière

Condition de la portée(BAEL83 ,Chapitre X.1)

-La hauteur de la poutre palière :

$$h = \left(\frac{1}{15} / \frac{1}{10}\right) L = (27.26 / 40.90)$$

Donc on prend : **h = 40 cm.**

-La largeur de la poutre palière :

$$b = \left(\frac{1}{5} / \frac{1}{2}\right) h = (8/20)$$

On prend la min de RPA : **b = 30 cm.**

-Les exigences du R.P.A99/V2003 :

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b=30 \text{ cm} > 20 \text{ cm (c.v.)} \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h=40 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \Rightarrow \frac{40}{30}=1.33 \text{ cm} < 4 \text{ cm (c.v.)} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on prend les dimensions de la poutre palière : **(30 × 40) cm²**.

C-Evaluation des charges

On à un escalier à seul palier

- **Le palier**

Tableau II.9 : charges due au palier.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids propre de palier	0.20	25	5
Enduit ciment	0.02	20	0.4
			G=6.6
			Q=2.5

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

- **La volée (paillasse)**

Tableau II.10 : charges due au paillasse.

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique KN/m ³	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	19	0.38
Poids propre des marches	0.08.5	25	2.125
Poids propre de la paillasse	0.20	25/cos32.82	5.94
Enduit ciment	0.02	18/cos32.82	0.42
			G=9.66
			Q=2.5

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

Tableau II.11: Les surcharges d'exploitations.

Plancher terrasse inaccessible	1.00 KN/m ²
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50 KN/m ²
Balcons	3.50 KN/m ²
Acrotère	1.00 KN/m ²
Escalier	2.50 KN/m ²

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.

II -2-3-G-Descente des charges

✓ Etapes de calcul

Les étapes de pré dimensionnement sont :

*Le choix du poteau le plus sollicité.

*Le calcul de la surface reprise par ce poteau.

*La détermination des efforts repris par ce poteau à l'ELU et on fait vérification à RPA 2003.

✓ Evaluation des charges

Pour le dimensionnement des poteaux on fait la descente de charge sur les poteaux les plus sollicités suivants :

-poteau de rive

-poteau intermédiaire

-poteau d'angle

On prend la valeur max de ces poteaux : dans notre structure doit être calculée seulement le poteau intermédiaire et de poteau rive, ne fait pas le calcul pour le poteau d'angle parce qu'il y a les voiles dans les angles.

A-Poteau de rive

*Surface afférente

$$S = (2.225 \times 1.475) + (2.25 \times 2.05) = 8.325 \text{m}^2$$

*Plancher étage courant

$$g = 5.65 \text{KN/m}^2 \quad q = 1.5 \text{KN/m}^2$$

$$G = g \times S = 5.65 \times 8.325 = 47.04 \text{KN}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$Q=Q_xS=1.5 \times 8.325=12.49 \text{KN}$$

***Plancher terrasse**

$$g=6.33 \text{KN/m}^2 \quad q=1 \text{KN/m}^2$$

$$G=g_xS=6.33 \times 8.325=52.70 \text{KN}$$

$$Q=Q_xS=1 \times 8.325=8.325 \text{KN}$$

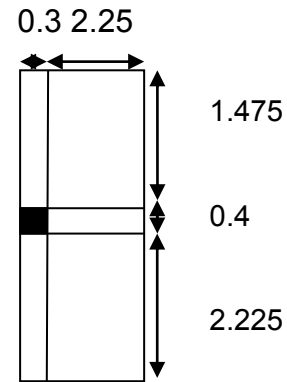


Figure II.10: Poteau de rive

***L'acrotère**

$$g=2.19 \text{KN/m}$$

$$L=1.475+2.225+0.4=4.1 \text{m}$$

$$G=g_xL=2.19 \times 4.1=8.979 \text{KN}$$

***Poutre principale**

$$g=0.30 \times 0.4 \times 25=3 \text{KN/m}$$

$$L=2.25 \text{ m}$$

$$G=g_xL=3 \times 2.25=6.75 \text{KN}$$

***Poutre secondaire**

$$g=0.30 \times 0.4 \times 25=3 \text{KN/m}$$

$$L=2.25+1.475=3.7 \text{ m}$$

$$G=g_xL=3 \times 3.7=11.1 \text{KN}$$

***Mur de façade**

$$g=2.75 \text{KN/m}^2$$

$$h=3.10-0.4=2.7 \text{m}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$S = (1.475 + 2.225 + 0.4) \times 2.7 = 11.07 \text{ m}^2$$

$$G = g \times S = 2.75 \times 11.07 = 30.44 \text{ KN}$$

***Mur interieur**

$$g = 1.2 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 2.25 \times 2.7 = 6.075 \text{ m}^2$$

$$G = g \times S = 1.2 \times 6.075 = 7.29 \text{ KN}$$

***Poteau**

$$h = 3.10 \text{ m}$$

$$g = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$G = g \times h = 3 \times 3.10 = 9.3 \text{ KN}$$

***calcul des charges**

Tableau II.12 : descente des charges de poteau de rive.

N°niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N ₁	Acrotère	8.979	1
	Plancher terrasse	52.7	8.325
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	79.529	9.325
N ₂	Venant de N ₁	79.529	
	Murs	37.73	
	Poteau	9.3	

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

	Total	126.559	9.325
N₃	Venant de N ₂	126.559	
	Plancher étage	47.04	12.49
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	191.449	21.815
N₄	Venant de N ₃	191.449	
	Mur	37.73	
	poteau.	9.3	
	Total	238.479	21.815
N₅	Venant de N ₄	238.479	
	Plancher étage	47.04	12.49
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	303.369	34.350
N₆	Venant de N ₅	303.369	
	Mur	37.73	
	poteau.	9.3	
	Total	350.399	34.350
N₇	Venant de N ₆	350.399	
	Plancher étage	47.04	12.49
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	415.289	46.795
N₈	Venant de N ₇	415.289	
	Mur	37.73	

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

	poteau.	9.3	
	Total	462.319	46.795
N₉	Venant de N ₈	462.319	
	Plancher étage	47.04	12.49
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	527.209	59.285
N₁₀	Venant de N ₉	527.209	
	Mur	37.73	
	poteau.	9.3	
	Total	574.239	59.285
	TOTAL	574.239	59.285

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 574.239 + 1.5 \times 59.285$$

$$N_u = \mathbf{864.150KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 574.239 + 59.285$$

$$N_{ser} = \mathbf{633.524KN}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de **10%** suivant les règles **BAEL91**.

$$N_u = 1.1 \times 864.150 = \mathbf{950.565KN} \text{ et } N_{ser} = 1.1 \times 633.524 = \mathbf{696.876KN}$$

B-Poteau intermédiaire

***Surface afférente :**

$$S = (2.225 + 1.475) \times (2.25 + 2.05) = \mathbf{15.910m^2}$$

***Plancher étage courant**

$$g = \mathbf{5.65KN/m^2} \quad q = \mathbf{1.5KN/m^2}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$G = g \times S = 5.65 \times 15.91 = 89.891 \text{ KN}$$

$$Q = q \times S = 1.5 \times 15.91 = 23.865 \text{ KN}$$

***Plancher terrasse**

$$g = 6.33 \text{ KN/m}^2 \quad q = 1 \text{ KN/m}^2$$

***Plancher étage courant**

$$g = 5.65 \text{ KN/m}^2 \quad q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = g \times S = 5.65 \times 15.91 = 89.891 \text{ KN}$$

***Plancher terrasse**

$$G = g \times S = 6.33 \times 15.91 = 100.710 \text{ KN}$$

$$Q = q \times S = 1 \times 15.91 = 15.91 \text{ KN}$$

***Poutre principale**

$$g = 0.30 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

$$L = 2.25 + 2.05 = 4.3 \text{ m}$$

$$G = g \times L = 3 \times 4.3 = 12.9 \text{ KN}$$

***Poutre secondaire**

$$g = 0.30 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$$

$$L = 2.25 + 1.475 = 3.7 \text{ m}$$

$$G = g \times L = 3 \times 3.7 = 11.1 \text{ KN}$$

***mur interieur**

$$g = 1.2 \text{ KN/m}^2$$

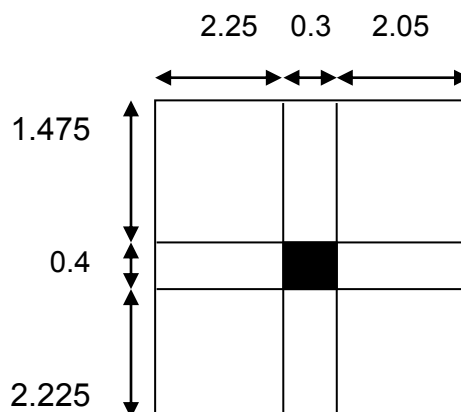


Figure II.11: Poteau intermédiaire.

CHAPITRE II : PRÉ DIMMENSSSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$S = (2.25 + 2.25) \times 2.7 = 11.61 \text{ m}^2$$

$$G = g \times S = 1.2 \times 11.61 = 13.932 \text{ KN}$$

***Poteau**

$$h = 3.10 \text{ m}$$

$$g = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$G = g \times h = 3 \times 3.10 = 9.3 \text{ KN}$$

***calcul des charges**

Tableau II.13: descente des charges de poteau intermédiaire.

N ^o niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N₁	Plancher terrasse	100.710	15.91
	Poutre principal	12.9	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	124.71	15.91
N₂	Venant de N ₁	124.71	
	Murs	13.932	
	Poteau	9.3	
	Total	147.942	15.91
N₃	Venant de N ₂	147.942	
	Plancher étage	89.891	23.865
	Poutre principal	12.9	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	261.833	39.775
N₄	Venant de N ₃	261.833	
	Mur	13.932	

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

	poteau.	9.3	
	Total	285.065	39.775
N5	Venant de N4	285.065	
	Plancher étage	89.891	23.865
	Poutre principal	12.9	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	398.956	63.640
N6	Venant de N5	398.956	
	Mur	13.932	
	poteau.	9.3	
	Total	422.188	63.640
N7	Venant de N6	422.188	
	Plancher étage	89.891	23.865
	Poutre principal	12.9	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	536.079	87.505
N8	Venant de N7	536.079	
	Mur	13.932	
	poteau.	9.3	
	Total	559.311	87.505
N9	Venant de N8	559.311	
	Plancher étage	89.891	23.865
	Poutre principal	12.9	
	Poutre secondaire	11.1	
	Total	673.202	111.370
N10	Venant de N9	673.202	

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

	Mur	13.932	
	poteau.	9.3	
	Total	702.434	111.370
	TOTAL	702.434	111.370

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 702.434 + 1.5 \times 111.370$$

$$N_u = 1115.340 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q = 702.434 + 111.370$$

$$N_{ser} = 813.804 \text{ KN}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de **15%** suivant les règles **BAEL91**.

$$N_u = 1.15 \times 1115.340 = 1282.641 \text{ KN} \text{ et } N_{ser} = 1.15 \times 813.804 = 935.874 \text{ KN}$$

C-Poteau d'angle

*Surface afférente

$$S = 1.475 \times 2.25 = 3.318 \text{ m}^2$$

*Plancher étage courant

$$g = 5.65 \text{ KN/m}^2 \quad q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G = g \times S = 5.65 \times 3.318 = 18.746 \text{ KN}$$

$$Q = q \times S = 1.5 \times 3.318 = 4.977 \text{ KN}$$

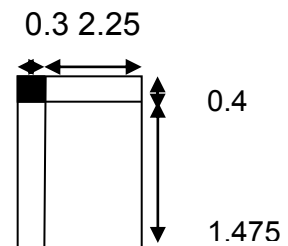


Figure II.12: Poteau d'angle.

*Plancher terrasse

$$g = 6.33 \text{ KN/m}^2 \quad q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = g \times S = 6.33 \times 3.318 = 21.002 \text{ KN}$$

$$Q = q \times S = 1 \times 3.318 = 3.318 \text{ KN}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

***L'acrotère**

$$g=2.19\text{KN/m}$$

$$L=1.475+0.4=1.875\text{m}$$

$$G=g \times L=2.19 \times 1.875=4.106\text{KN}$$

***Poutre principale**

$$g=0.30 \times 0.4 \times 25=3\text{KN/m}$$

$$L=2.25\text{ m}$$

$$G=g \times L= 3 \times 2.25=6.75\text{KN}$$

***Poutre secondaire**

$$g=0.30 \times 0.4 \times 25=3\text{KN/m}$$

$$L=1.475=1.475\text{ m}$$

$$G=g \times L= 3 \times 1.475=4.425\text{KN}$$

***Mur de façade**

$$g=2.75\text{KN/m}^2$$

$$h=3.10-0.4=2.7\text{m}$$

$$S= 1.475 \times 2.7=3.982\text{ m}^2$$

$$G=g \times S=2.75 \times 3.982=10.950\text{KN}$$

***Poteau : h=3.10 m**

$$g=0.3 \times 0.4 \times 25= 3\text{ KN/ml}$$

$$G=g \times h=3 \times 3.10=9.3\text{KN}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

*calcul des charges

Tableau II.14 : descente des charges de poteau d'angle.

N ^o niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
N₁	Acrotère	4.106	1
	Plancher terrasse	21.002	3.318
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	4.425	
	Total	36.282	4.318
N₂	Venant de N ₁	36.282	
	Murs	10.950	
	Poteau	9.3	
	Total	56.533	4.318
N₃	Venant de N ₂	56.533	
	Plancher étage	18.746	4.997
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	4.425	
	Total	86.454	9.315
N₄	Venant de N ₃	86.454	
	Mur	10.950	
	poteau.	9.3	
	Total	106.704	9.315
N₅	Venant de N ₄	106.704	
	Plancher étage	18.746	4.997
	Poutre principal	6.75	

CHAPITRE II : PRÉ DIMMENSSSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

	Poutre secondaire	4.425	
	Total	136.625	14.312
N₆	Venant de N ₅	136.625	
	Mur	10.950	
	poteau.	9.3	
	Total	156.875	14.312
N₇	Venant de N ₆	156.875	
	Plancher étage	18.746	4.997
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	4.425	
	Total	186.796	19.309
N₈	Venant de N ₇	186.796	
	Mur	10.950	
	poteau.	9.3	
	Total	207.046	19.309
N₉	Venant de N ₈	207.046	
	Plancher étage	18.746	4.997
	Poutre principal	6.75	
	Poutre secondaire	4.425	
	Total	236.967	24.306
N₁₀	Venant de N ₉	236.967	
	Mur	10.950	
	poteau.	9.3	
	Total	257.217	24.306
	TOTAL	257.217	24.306

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 257.217 + 1.5 \times 24.306$$

$$N_u = \mathbf{383.701 \text{ KN}}$$

$$N_{ser} = G + Q = 257.217 + 24.306$$

$$N_{ser} = \mathbf{281.523 \text{ KN}}$$

N.B : Ces résultats doivent être majorés de **10%** suivant les règles **BAEL91**.

$$N_u = 1.1 \times 383.701 = \mathbf{422.072 \text{ KN}} \text{ et } N_{ser} = 1.1 \times 281.523 = \mathbf{309.675 \text{ KN}}$$

➤ Après les calculs on trouve que le **poteau intermédiaire** est le

Poteau **le plus sollicité** avec:

$$N_u = \mathbf{1115.340 \text{ KN}} \text{ et } N_{ser} = \mathbf{813.804 \text{ KN}}$$

$$G = \mathbf{702.434 \text{ KN}} \text{ et } Q = \mathbf{111.370 \text{ KN}}$$

✓ **Dimensionnement de la section du Poteau.**

$$Br \geq 0,064 N_u \rightarrow Br \geq 0,064 \times 1.4844 = 0.095 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a } Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02).$$

Si on fixe **b = 0.4 m** :

$$\text{Donc } Br = 0.38 \times (a - 0,02) \geq 0,095 \text{ m}^2.$$

$$a \geq 0,270 \text{ m}$$

On prend **a = 0.30 m**.

$$Br = (0,3 - 0,02) (0,4 - 0,02) = 0,1064 \text{ m}^2 \geq 0.095 \text{ m}^2 \text{ (c.v)}$$

✓ **Calcul des sections des poteaux**

A- Compression simple

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 f_{c28}$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 f_{c28}} = \frac{1115.340 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = \mathbf{0.0740m^2}$$

$$B = 0.3 \times 0.4 = \mathbf{0.12m^2} > \mathbf{0.0740m^2} \text{ (c.v)}$$

B-Vérification de BAEL91

D'après les règles de BAEL91, l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau est donné par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right]$$

Avec :

$$\gamma_b : 1.5$$

$$\gamma_s : 1.15$$

B_r : aire du béton réduite.

A_s : section d'acier prise en compte dans les calculs.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, f_e = 500 \text{ Mpa},$$

α : coefficient d'épand de l'élanacement λ

Généralement on adopte la section d'acier telle que : $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

Donc :

$$N_u \leq \alpha \left[\left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100 B_r} \right) \right]$$

Enfin :

$$B_r \geq \alpha \left[\frac{N_u}{\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s}} \right]$$

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

Pour :

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]}$$

$$50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

N_u : l'effort ultime obtenu à partir de la descente de charge

$$N_u = 1115.340 \text{ KN}$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2\right]} = 0.708$$

$$B_r \geq 0.708 \left[\frac{1115.340 \times 10^{-3}}{\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{500}{100 \times 1.15}} \right] = 0.034 \text{ m}^2$$

Si on prend une section du poteau de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$; on aura :

$$B_r = (a-2)(b-2) = (30-2)(40-2) = 1064 \text{ cm}^2 = 0.1064 \text{ m}^2 > 0.034 \text{ m}^2$$

C-Vérification vis-à-vis du flambement

D'après les règles de **BAEL 91**, l'élancement λ est donné par la relation suivante : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : La longueur de flambement = $0,7 L_0$ (le cas d'un poteau encasté dans une extrémité et articulé à l'autre)

L_0 : La longueur libre du poteau

I : Moment d'inertie.

A : section du béton.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

i : le rayon de giration.

$$\text{Avec: } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0016}{0.3 \times 0.4}} = \mathbf{0.115}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.3 \times 0.4^3}{12} = \mathbf{0.0016m^4}$$

$$L_f = 0,7 L_0 = 0.7 \times 3.10 = \mathbf{2.17m}$$

$$\lambda = \frac{2.17}{0.115} = \mathbf{18.86} \Rightarrow \lambda = 18.86 < 35$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on adopte des poteaux de section (30x40) cm

D-Vérification vis-à-vis de RPA99/V 2003

D'après RPA 2003 nous avons :

Section bxh :

$$\text{Min (b, h)} = \text{min}(30, 40) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \geq \mathbf{25 \text{ cm}} \text{ (c.v.)}$$

$$\text{Min (b, h)} = \text{min}(30, 40) \text{ cm} = 30 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.10}{20} = \mathbf{15.5} \text{ (c.v.)}$$

Avec : h_e : hauteur d'étage. : $h_e = \mathbf{3.10m}$.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{40} = \mathbf{0.75} < 4 \text{ (c.v.)}$$

-D'après l' RPA99/V2003 art 7.4, les poteaux de rives et d'angles, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d'exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Donc, Les sections adoptées sont : **30*40**

II -2-4- Pré dimensionnement des voiles

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7.1 du l'RPA99/V2003) ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'RPA 99/V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4 e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » avec :

L : portée du voile.

e : épaisseur du voile.

D'après l'article (7.7.1 RPA99 /V2003). « L'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

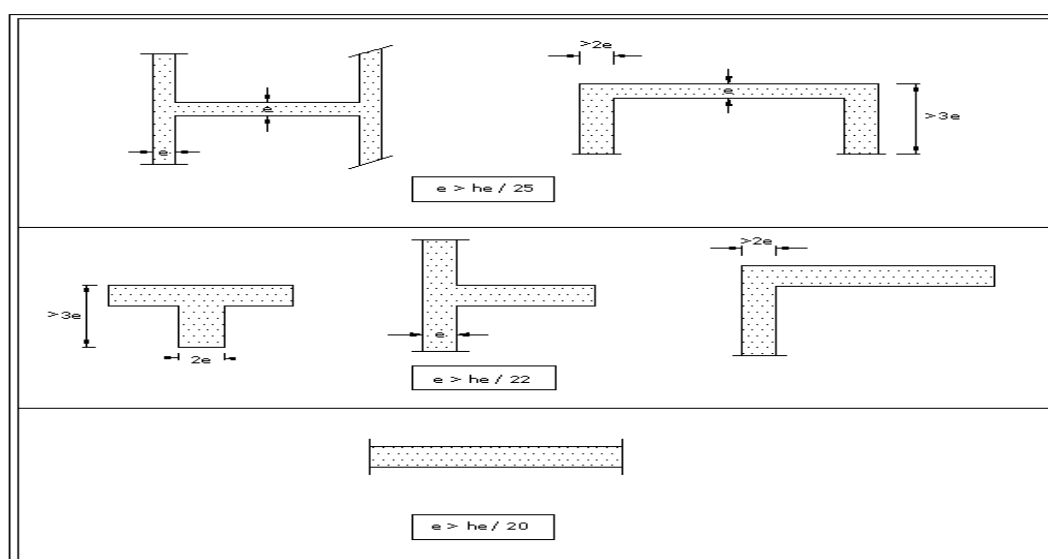


Figure II.13 : Coupe de voile en plan.

CHAPITRE II : PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENT DES CHARGES.

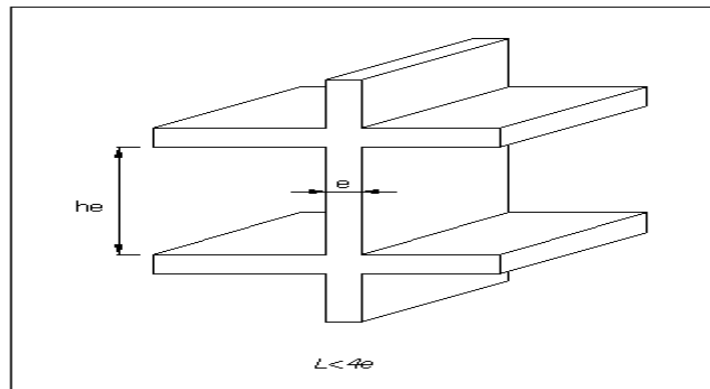


Figure II.14 : Coupe de voile en élévation.

A partir de la hauteur d'étage $h_e=3.10\text{m}$ et la rigidité aux extrémités on a :

$$e = \text{Max} \left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e = \text{Max} \left(\frac{310}{25}; \frac{310}{22}; \frac{310}{20} \right) e = \text{Max} (12.4, 14.09, 15.5) \text{ donc On adopte } e=20\text{cm}.$$

Vérification de la condition $L > 4e$:

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 330 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm}$ (c.v).
- Sens transversal : L

chapitre III:

**Calcul des éléments
secondaires.**

III-1-Introduction

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons.
- Les planchers.

III-2-L'acrotère

III-2-1-Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à:

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q) il a pour rôle de:
- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretient des façades.

III-2-2-Principe de calcul

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

III-2-3-Evaluation des charges

- Charge permanente

$$G=2.19\text{KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation

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

- Détermination de l'effort due au séisme

D'après l'**RPA99/V2003** (Art6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

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

C_P : facteur de force horizontale (élément en console) donc : **C_P =0,80**

W_P : poids de l'acrotère **W_P =2.19KN /ml**

$$\text{D'où : } F_P = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 2.19 \Rightarrow F_P = 1.051 \text{KN/ml}$$

$$Q = \max (F_P, Q) \Rightarrow Q = \max (1.051, 1) \Rightarrow Q=1.051 \text{KN/ml}$$

III-2-4-Détermination des efforts

- Calcule des efforts à L'ELU

$$N_U = 1.35.W_p = 1.35 \times 2.19 = 2.95 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.5. Q. h = 1.5 \times 1.051 \times 0.6 = 0,945 \text{ KN .m}$$

$$T_U = 1.5 Q = 1.5 \times 1.051 = 1.576 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts a L'ELS**

$$N_s = G = 2.19 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \cdot h = 1.051 \times 0.6 = 0.630 \text{ KN.m}$$

$$T_s = Q = 1.051 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de non flambement**

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

$L_f = 2 \cdot L_0$: la longueur de flambement.

$$L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.000083}{1 \times 0.1}} = 0.0288 \text{ m}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 0.000083 \text{ m}^4$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.0288} = 41.66$$

***L'excentricité**

$$e_0 = \frac{a}{6} \Rightarrow e_0 = \frac{0.1}{6} = 0.017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

e_0 : l'excentricité du noyau central.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = \frac{0.945}{2.95} = 0.318 \text{ m} = 31.8 \text{ cm}$$

e_1 : l'excentricité du premier ordre.

$e_1 > e_0$ Donc la section est partiellement comprimée.

$$\lambda_{\max} = \text{Max}((50, \min(100, \frac{e_1}{a})) \text{ cm}$$

$$= \text{Max}((50, \min(100, 0.318/0.1)) \text{ cm} \Rightarrow \lambda_{\max} = 50$$

on a: $\lambda = 41.66 \leq \lambda_{\max} = 50$ donc: pas de risque de flambement.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

*L'excentricité totale de calcul

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{L}{250} \right) = \text{Max} \left(2\text{cm}, \frac{60}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}.$$

$$e_2 = \left(3 \cdot \frac{L_f^2}{1000 \cdot h} \right) (2 + \alpha \cdot \varphi).$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$\alpha = 0 \quad \text{car : G ne crée aucun moment.}$$

$$\varphi = 2$$

$$e_2 = \left(3 \times \frac{1.2^2}{1000 \cdot 0.1} \right) \times 2 \Rightarrow e_2 = 0.86 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } e = e_a + e_1 + e_2 = 2 + 31.8 + 0.86 \Rightarrow e = 34.66 \text{ cm}.$$

➤ Calcul du coefficient de majoration (δ_f)

$$\text{On a : } \lambda = 41.65$$

$$\delta_f = \min \left[1.4; 1 + 0.15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \times \left(\frac{a}{e_1} \right) \right]$$

$$= \min \left[1.4; 1 + 0.15 (41.65/35)^2 \times (0.1/0.318) \right]$$

$$= \min [1.4; 1.066]$$

$$\text{Alors : } \delta_f = 1.066$$

*ELU

$$N_u^* = \delta_f \times N_u = 3.144 \text{ KN}.$$

$$M_u^* = \delta_f \times M_u + N_u^* \times e_a = 1.070 \text{ KN}.$$

*ELS

$$N_{\text{ser}}^* = N_{\text{ser}} = 2.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^* = M_{\text{ser}} = 0.630 \text{ KN.m}$$

III-2-5-Ferraillage de l'acrotère

III-2-5-A-Elu

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 7 \text{ cm}$$

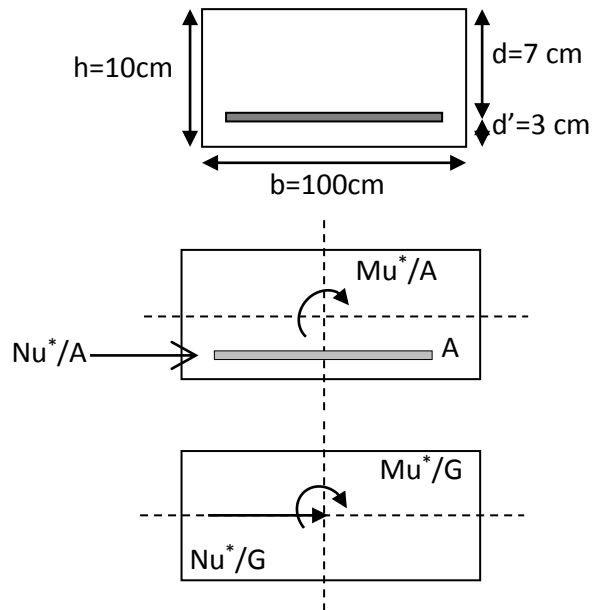


Figure III.1 : Schémas des Coupes transversales de l'acrotère transversales de l'acrotère.

➤ Position du centre de pression

$$e = \frac{M_u^*}{N_u^*} = \frac{1.070}{3.144} = 0.340\text{m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = 0.016\text{m}$$

$e > e_0$ donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ Calcul à la flexion simple

Le calcul des sollicitations par rapport aux aciers tendus :

A-Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} ; \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \mathbf{14.16 \text{ Mpa.}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = \mathbf{434.78 \text{ Mpa.}}$$

B-Calcul des armatures

$$M_u^a = M_u^* + N_u^* \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_u^a = 1.070 + 3.144 \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right) = \mathbf{1.132}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07^2 \times 14.16} = \mathbf{0.0162}$$

$\mu_{bu} = \mathbf{0.0162} < \mu_l = \mathbf{0.186} \Rightarrow$ section simplement armée (pas d'acier comprimé).

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = \mathbf{0.0201}$$

$$Z = d \left(1 - 0.4 \alpha \right) = \mathbf{6.94 \text{ cm}}$$

$$A_{su}^* = \frac{M_u^a}{Z \sigma_s} = \frac{1.13 \times 10^6}{69.4 \times 434.78} = \mathbf{0.374 \text{ cm}^2}$$

$$A_u = A_{su}^* - \left(\frac{N_u}{f_{su}} \right) = 37.4 - \left(\frac{3.144 \times 10^3}{434.78} \right) = \mathbf{0.301 \text{ cm}^2}$$

III-2-5-B-ELS

➤ Position du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.630}{2.19} = \mathbf{0.287 \text{ m}}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$e_0 = \frac{h}{6} = 0.017\text{m}$$

$e_0 < e_s$ donc la section est partiellement comprimée (S.P.C)

➤ Calcul à la flexion simple

A-Calcul des contraintes

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

-La contrainte de l'acier :

(Fissuration préjudiciable) avec $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \text{Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 240 \text{ Mpa}$$

B-Calcul des armatures

$$M_{ser}^a = M_{ser}^* + N_{ser}^* \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 0.630 + 2.19 \left(0.07 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_{ser}^a = 0.673 \text{ KN.m}$$

*Calcul du moment limite de service M_l

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

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \left(\frac{\alpha_r}{3} \right) \right]$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_{sc}} = 0.483$$

$$\mu_r = 0.202 \Rightarrow M_l = 14.84 \text{ KN.m (pas d'armatures comprimées } A' = 0)$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.058 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}^a}{Z\sigma_s} = \frac{0.673 \times 10^3}{0.058 \times 240} = 0.483 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$A_{ser} = A_s - \frac{N_{ser}^a}{\sigma_s} = 0.483 - \frac{2.19}{240} = \mathbf{0.473cm^2}$$

III-2-5-C-Ferraillage minimal

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{t28} = \mathbf{2.1 \text{ Mpa}}$$

$$f_e = \mathbf{500 \text{ Mpa}}$$

$$A_{s \min} = 0.23 \frac{2.1}{500} 1 \times 0.07 = \mathbf{0.676cm^2}$$

$$\text{Alors : } A_s = \text{Max} [A_u, A_{ser}, A_{min}] = \text{Max} [0.301, 0.473, 0.676] \Rightarrow \mathbf{A_s = 0.676cm^2}$$

Nous adoptons un ferraillage symétrique : **4T8** **A_s = 2.01cm²**

III-2-5-D-Vérification des contraintes

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right\} = \{333.33; 201.63\} = \mathbf{201.63 \text{ Mpa}}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$Y = \frac{1}{2} by^2 + 15[A'_s(y-c) - A_s(d-y)] = 0$$

Dans notre cas il n'y a pas des armatures comprimées : $A'_s = 0$

$$Y = \frac{1}{2} by^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow Y = (0.5 \times 100) y^2 - 15 \times 2.01 (7-y) = 0$$

$$50y^2 + 30.15y - 211.05 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = \mathbf{207.65}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$Y = \frac{-30.15 + 207.65}{2 \times 50} = 1.775 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 \iff I = \frac{100(1.775)^3}{3} + 15 \times 2.01(7 - 1.775)^2$$

$$I = 1009.52 \text{ cm}^4$$

➤ Vérification de la contrainte du béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I} = \frac{0.630 \times 10^6 \times 1.775 \times 10}{1009.52 \times 10^4} = 1.10 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.10 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa (c.v)}$$

➤ Vérification des contraintes des armatures tendues

$$\sigma_s = \eta \cdot \frac{M_{ser}(d - Y)}{I} = 15 \frac{0.630 \times 10^6 (70 - 17.75)}{1009.52 \times 10^4} = 48.91 \text{ Mpa ; avec } \eta = 15$$

$$\sigma_s = 48.91 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa (c.v)}$$

III-2-5-E-Vérification au cisaillement

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

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0, 2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = \text{min} (3.33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) \iff \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \text{ max}}{b_0 d}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1.051 = 1.576 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.576 \times 10^{-3}}{1 \times 0.07} = 0.0225 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0225 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ pas de risque de cisaillement.}$$

III-2-5-F-Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8..... $A_r = 1.51 \text{ cm}^2$

➤ L'espacement maximal

$$S_t \leq \min [3h, 33\text{cm}] = \min [30; 33] = 30\text{cm}; \text{ soit: } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Dans le sens le moins sollicité: } S_t \leq \min [4h, 45\text{cm}] = 40\text{cm} ; \text{ soit : } S_t = 20\text{cm}$$

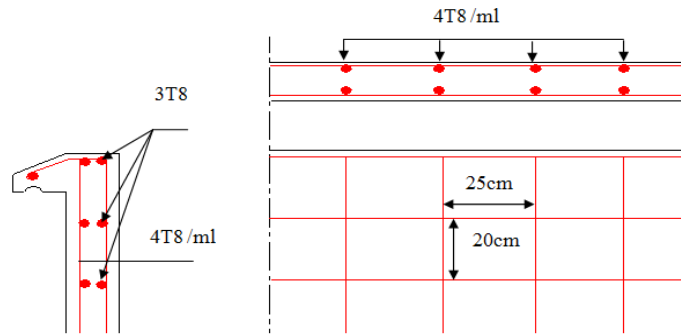


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III-3-Les escaliers

III-3-1-Ferrailage d'escalier

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit $c = 2c$.

III-3-1-A-Calcul des sollicitations à ELU

On a la combinaison à L .E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \text{pour (1ml)}.$$

$$\text{Paillasse : } q_1 = 1.35 \times 9.66 + 1.5 \times 2.5 = 16.791 \text{KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_2 = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.660 \text{KN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

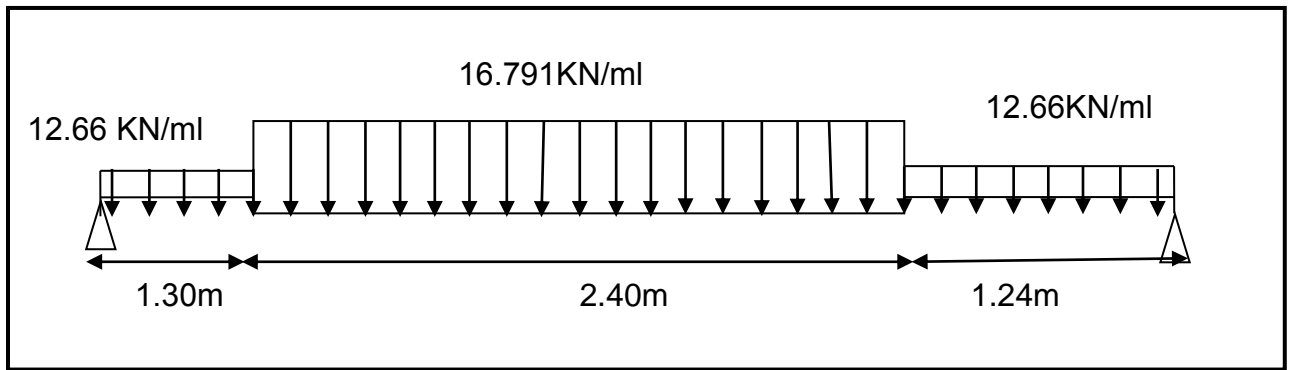


Figure III.3: Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELU.

➤ **Charge équivalente**

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

Donc : $q_{eq} = \frac{16.791 \times 1.30 + 12.66 \times 2.4 + 16.791 \times 1.24}{1.3 + 2.4 + 1.24} = 14.781 \text{ kN/ml}$

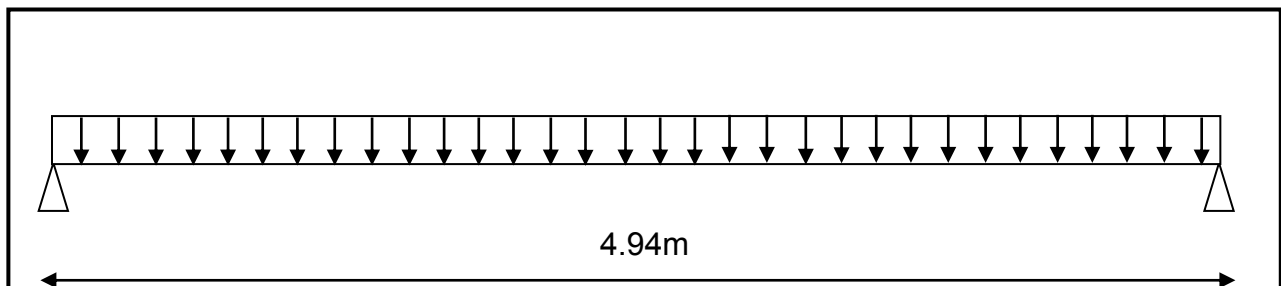


Figure III.4: Charge équivalente à ELU.

➤ **Calcul des moments**

Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = 45.088 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85.M_0 = 38.324 \text{ KN.m}$

Moment sur appui : $M_a = 0.30.M_0 = 13.526 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

$$\sigma_{bu} = f_{bc} = \frac{(0.85.f_{c28})}{\gamma_b} \dots \dots \dots \gamma_b = 1.5$$

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = \mathbf{434.78 \text{ Mpa}}$$

On utilise les formules suivantes :

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

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

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

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

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

$$= \frac{0.23 \times 1000 \times 180 \times 2.1}{500} \Rightarrow \mathbf{A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{d = 18 \text{ cm}}$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant:

Tableau III.1: résultats du calcul du ferrillage de l'escalier.

section	b (cm)	d (cm)	M _u (KN.m)	M	α	Z (cm)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	100	18	38.324	0.083	0.108	17.222	1.73	5.11	5T12=5.65
Appuis	100	18	13.526	0.029	0.036	17.740	1.73	1.75	5T10=3.93

III-3-1-B-Vérification à ELU

➤ **Espacement maximal**

$$S_t \leq \min (3h; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15; 33) \text{ cm} = \mathbf{33 \text{ cm}}$$

-En travée: $S_t = 100/6 = 16.67 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots (c.v)$

-Sur appui: $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (c.v)$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

➤ Armature de répartition

-En travée : $A_{rep}=A_{ado}/4= 5.65/4=1.41 \text{ cm}^2$; on adopte : **4T10=3.14cm²**

-Sur appui : $A_{rep}= A_{ado}/4=3.93/4=0.98 \text{ cm}^2$; on adopte : **4T8=2.01cm²**

➤ Condition de non fragilité

$$A_{min}=0.23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1/500= \mathbf{1.73 \text{ cm}^2}$$

➤ Contrainte tangentielle du béton

On vérifie la condition suivante : $\bar{\tau}_u \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$= \min \left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \right) \text{ Mpa} = \mathbf{3.33 \text{ Mpa}}$$

$$V_u = \frac{q_{eq} L}{2} = \frac{14.781 \times 4.94}{2} = 36.50 \Rightarrow \mathbf{V_u = 36.50 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \mathbf{0.202 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = 0.202 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots (\text{c.v})$$

III-3-1-C-Calcul à ELS

On a la combinaison à L .E.L.S :

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

Paillasse : $q_1 = 9.66 + 2.5 = \mathbf{12.16 \text{ KN/ml}}$

Palier : $q_2 = 6.60 + 2.5 = \mathbf{9.1 \text{ KN/ml}}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

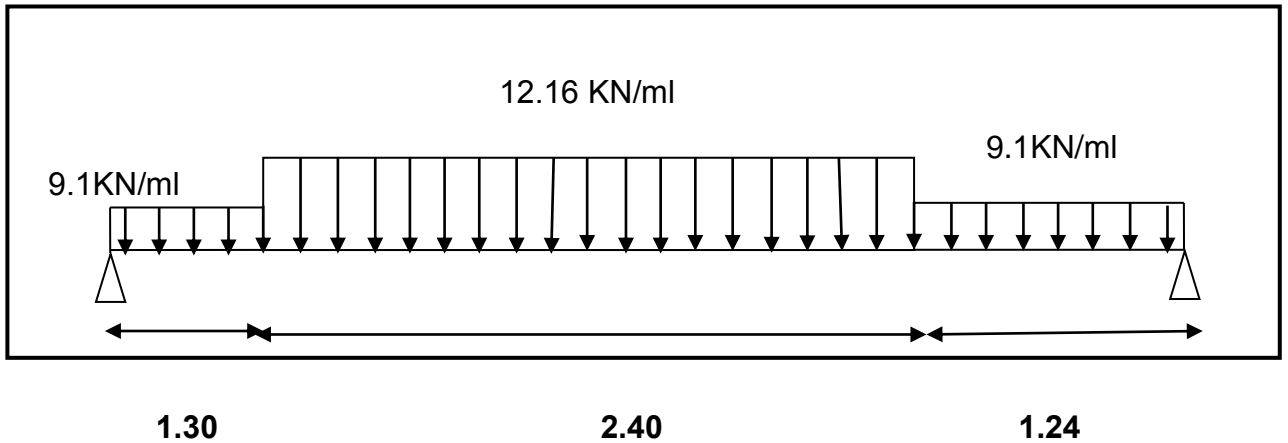


Figure III.5: Schéma statique d'escalier et leur chargement à ELS.

➤ Charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{Donc : } q_{eq} = \frac{9.1 \times 1.3 + 12.16 \times 2.4 + 9.1 \times 1.24}{1.3 + 2.4 + 1.24}$$

$$\text{Alors : } q_{eq} = 10.58 \text{ KN/ml}$$

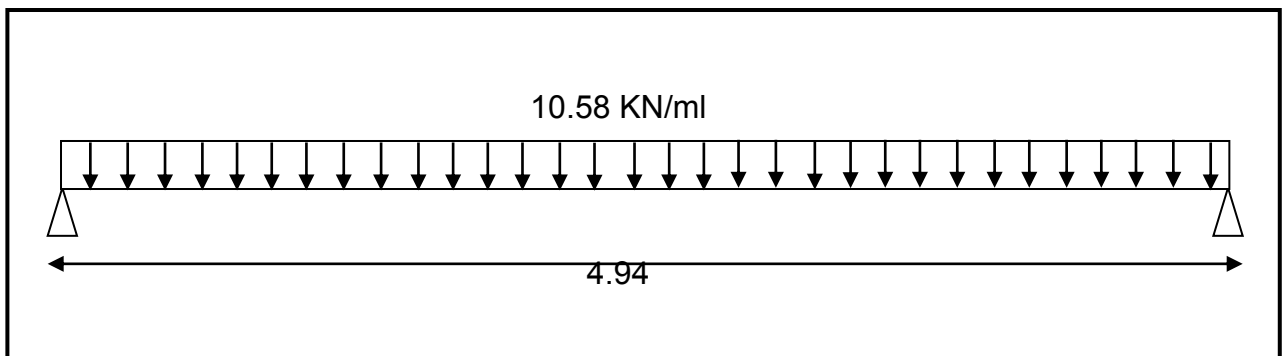


Figure III.6 : Charge équivalente à ELS.

➤ Calcul des moments

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{eq} l^2}{8} = 32.27 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85.M_0 = 27.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.30.M_0 = 9.68 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

➤ Vérification des contraintes maximales du béton

Il faut vérifier : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

*En travée : $\alpha = 0.111$ (Tableau) ; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.5$; $f_{c28} = 25$ Mpa

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.5$$

$$\alpha = 0.111 \leq 0.5 \dots\dots (c.v)$$

*Sur appui : $\alpha = 0.038$; $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.5$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.5$$

$$\alpha = 0.038 \leq 0.5 \dots\dots (c.v)$$

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

➤ Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{494} = 0.040 \leq 0.062 \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20 M_0} \Rightarrow \frac{20}{494} = 0.040 \leq 0.042 \\ \frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 18} = 0.0031 \leq 0.01 \Rightarrow (c.v) \end{array} \right.$$

On à deux conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche par « la méthode exposée » dans les références du béton armé ; selon les règles de BAEL 91.

➤ Calcul de la flèche

Selon la méthode de BAEL 91 la flèche totale est donnée par :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gi} , f_{gv} : les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

f_{ji} : la flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en ouvre des cloison

f_{pi} : la flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément.

➤ **Moment d'inertie de la section homogène réduite « I »**

$$I = \frac{bh^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 \iff \text{BAEL91}$$

***La Position De L'axe Neutre**

$$Y = \frac{1}{2}by^2 + 15[A'_s(y - c) - A_s(d - y)] = 0$$

$$Y = \frac{1}{2}by^2 - 15A_s(d - y) = 0 \iff Y = (0.5 \times 100)y^2 - 15 \times 5.65(7 - y) = 0$$

$$50y^2 + 84.75y - 593.25 = 0$$

On prend la racine positive : **y = 2.70 cm**

Donc:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 2.70^3}{3} + 15 \times 5.65(18 - 2.70)^2 = 20495.22 \text{ cm}^4$$

$$I = 20495.22 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I₀ »**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \left[\frac{h}{2} - v \right]^2 + 15A_s(d - v)^2$$

$$V = \frac{\left[\frac{bh^2}{2} + 15A_s d \right]}{[bd + 15A_s]} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{100 \times 18 + 15 \times 5.65}$$

$$V = 11.42 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 74368.82 \text{ cm}^4$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

*Calcul les coefficients

$$* \lambda = 0.05 \frac{f_{t28}}{5p} ; \quad p = \frac{A_s}{bd} = 0.0031 ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \lambda_i = 6.77 \text{ et } \lambda_v = 2.70$$

$$* E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$* E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.39 \text{ Mpa}$$

➤ flèche instantanée due à G ; « f_{gi} »

La combinaison : q = 1.35G..... (Pour 1ml)

$$\text{-paillasse : } q_1 = 1.35 \times 9.66 = 13.04 \text{ KN/ml}$$

$$\text{-palier : } q_2 = 1.35 \times 6.6 = 8.91 \text{ KN/ml}$$

A-La charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2 + q_3 L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = \frac{13.04 \times 1.30 + 8.91 \times 2.40 + 13.04 \times 1.24}{4.94}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 11.03 \text{ KN/ml}$$

B-Calcul du moment et contrainte

$$* M_s = 0.85 \cdot M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} l^2}{8} = 0.85 \cdot \frac{11.03 \times 4.94^2}{8} = 28.59 \text{ KN.m}$$

$$* \sigma_s = \frac{15 M_s (d-y)}{I} = \frac{15 \times 28.59 \times 10^3 (18 - 2.70)}{20495.22} = 320.14 \text{ Mpa}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.39$$

$$* I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 22472.24 \text{ cm}^4$$

$$* f_{gi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{28.59 \times 10^6 \times (4.94 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 22472.24 \times 10^4} = 9.65 \text{ mm}$$

➤ flèche diffère due à G « fgv »

$$* I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 39846.90 \text{ cm}^4$$

$$* f_{gv} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{fv}} = 16.33 \text{ mm}$$

➤ flèche due à G+Q « fpi »

$$* \sigma_s = 15 M_s (d - y) / I; \dots \dots M_s = M_t = 28.59 \text{ KN.m}$$

Alors : $\sigma_s = 320.14 \text{ Mpa}$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 0.39$$

$$* I_{fp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = 22472.24 \text{ cm}^4$$

$$* f_{pi} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} = 9.65 \text{ mm}$$

➤ flèche instantanée due à « j »

On à la combinaison : q=j=G

j : charge permanente avant la mise en place le revêtement)

– paille : $q_1 = 1.35 \times 8.065 = 10.88 \text{ KN/ml}$

– palier : $q_2 = 1.35 \times 5 = 6.75 \text{ KN/ml}$

A-Charge équivalente

$$q_{eq} = \frac{q_1 \cdot L_1 + q_2 \cdot L_2 + q_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3} = 8.87 \text{ KN/ml}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

B-Calcul M_s

$$* M_s = 0.85M_0 = 0.85 \cdot \frac{q_{eq} \cdot L^2}{8} = \mathbf{22.99KN.m}$$

$$* \sigma_s = 15M_s (d - y) / I = \mathbf{257.43MPa}$$

$$* \mu = 1 - \left[\frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = \mathbf{0.694}$$

$$* I_{ff} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \mathbf{14355.95cm^4}$$

$$* f_{ji} = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ff}} = \mathbf{12.15 \text{ mm}}$$

Donc: $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

$$\Delta f_t = 16.33 - 12.15 + 9.65 - 9.65 = 4.18 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = \mathbf{4.18 \text{ mm}}$$

Et on a :

$$\begin{cases} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{cases}$$

$$L = 4.94 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{4.94}{500} = \mathbf{9.88mm}$$

$$\Delta f_t = 4.18 \text{ mm} < \bar{f} = 9.88mm \dots\dots\dots (c.v)$$

III-3-2-Etude de la poutre palière

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

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

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

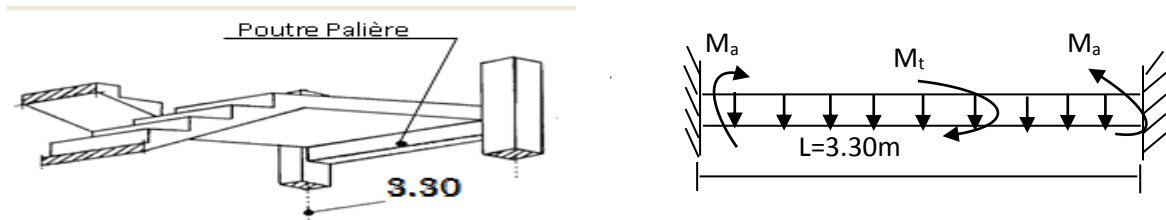


Figure III.7 : la poutre palière.

III-3-2-A- Pré dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant l'RAP 99/V 2003.

➤ Selon le CBA 93

- La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ cm} \\ \frac{330}{15} \leq h \leq \frac{330}{10} \end{array} \right.$$

$22 \leq h \leq 33 \text{ cm}$, on prend : **h = 40 cm**

- La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$13,5 \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$, on prend : **b = 30**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

➤ Selon l'RPA99/ V2003

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier } , h = 40 \dots\dots\dots (c.v) \\ b \geq 20 : \text{vérifier } , b=30 \dots\dots\dots (c.v) \\ h/b = 40/30 = 1.33 < 4 \dots\dots\dots (c.v) \end{array} \right.$$

Donc on choisie une section de la poutre palière (**b x h = 30*40**) cm²

III-3-2- B- Calcul des sollicitations

➤ à l'ELU

A-Charge permanente

-poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.40 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

-poids du mur : $2.75 \times (3.10 - 1.7 - 0.40) = 2.75 \text{ KN/ml}$

-poids des paliers et paillasse : $R_2 = \frac{q_{eq} l}{2} = \frac{14.78 \times 3.30}{2} = 24.38 \text{ KN/ml}$

B-Surcharge d'exploitation

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

C-Combinaisons de charges

$q_u = 1.35G + 1.5Q + R_2 = 1.35 \times (3 + 2.75) + 1.5 \times 0.75 + 24.38 \Rightarrow q_u = 33.26 \text{ KN/ml}$

D-Les moments

- le moment isostatique : $M_0 = (q_u \times L^2) / 8 = 45.27 \text{ KN.m}$
- Le moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 38.47 \text{ KN.m}$
- Le moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0 = 13.58 \text{ KN.m}$

➤ à l'ELS

A-Charge permanente

- poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$
- poids du mur : = 2.75 KN/ml

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

- poids des paliers et pailleasse : $R_2 = \frac{q_u l}{2} = \frac{10.58 \times 3.30}{2} = 17.45 \text{ KN/ml}$

B-Surcharge d'exploitation

$$Q = 0.30 \times 2.5 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

C-Combinaison de charge

$$q_s = G + Q + R = \Rightarrow q_s = 23.95 \text{ KN/ml}$$

D-Les moments

- le moment isostatique : $M_0 = q_s \cdot L^2 / 8 = 32.60 \text{ KN.m}$
- le moment en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 27.71 \text{ KN.m}$
- le moment sur appui : $M_a = 0,30 M_0 = 9.78 \text{ KN.m}$

III-3-2-C- Calcul des armatures longitudinales (flexion simple)

On utilise les formules suivantes :

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

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

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

$$A_s = M_u / Z \sigma_s$$

$$A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e$$

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Tableau III.2 : résultats du calcul du ferrailage de la poutre palière.

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _{smin}	A _s (cm ²)	A _{adopte}
Travée	30	36	38.47	0.069	0.089	34.71	1.04	2.54	3T14=4.62
Appui	30	36	13.58	0.024	0.030	35.56	1.04	8.78	6T14=9.24

III-3-2-D- Vérification à l'E.L.U

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{smin}=0,23.d.b (f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{min}= 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} \geq A_{min} \dots\dots\dots (c.v)$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa} \text{ (Fissuration non préjudiciable)}$$

$$V_u = q_u \frac{L}{2} = \frac{13.58 \times 3.30}{2} = \mathbf{22.40 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \mathbf{0.207 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = 0,207 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots (c.v)$$

III-3-2- E- Vérification à l'E.L.S

➤ **Contrainte maximale du béton**

***En travée :** $\alpha=0,089$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 38.47 / 27.71 = 1.38$$

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

$$\alpha = 0,089 \leq 0,44 \dots\dots\dots (c.v)$$

***Sur appui :** $\alpha=0,030$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 13.58 / 9.78 = 1.38$$

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

$$\alpha = 0,030 \leq 0,44 \dots\dots\dots (c.v)$$

➤ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{330} = 0.12 \geq 0,062(c.v)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.091 \geq 0,085(c.v)$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.24}{30 \times 36} = 0.008 \leq 0,0084(c.v)$$

Donc le calcul de la flèche est inutile.

III-3-2- F- Calcul à la torsion

À l'état limite ultime (ELU) le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis-à-vis de la torsion.

La torsion, on prend seulement la partie creuse (Ω) qui égale à :

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

e : Epaisseur de la paroi en point ou on l'on calcule.

D'où :

$$e = \frac{b}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875cm^2$$

$$\text{Le couple de torsion est : } M_t = C \frac{l}{2} = V_u \times 0.1 \times \frac{l}{2} \Rightarrow M_t = 2.24 \frac{3.30}{2} = 3.69KN.m$$

La contrainte tangente due au couple de torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{tMax}}{2\Omega b_0} \quad (\text{BAEL91})$$

$$\text{Donc : } \tau_t = \frac{3.69 \times 10^6}{2 \times 875 \times 10^2 \times 300} \Rightarrow \tau_t = 0.07MPa$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u^2 + \tau_t^2 = 0,207^2 + 0,07^2 = 0,047MPa < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,09MPa \dots \dots \dots cv$$

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_t = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \text{ Avec : } U : \text{ périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 120cm$$

$$A_t = \frac{1200 \times 3,69 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 434,7} = 0,58cm^2$$

- Donc on prend **4T8** avec $A_t = 2,01cm^2$

➤ **Armatures transversales**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{3,69 \times 10^6}{2 \times 87500 \times 434,7} = 0,048cm$$

➤ **Armature transversale du à l'effort tranchant**

On à : $\tau_u = 0,91 \text{ Mpa}$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{b(\tau_u - 0,3.f_{t28}.K)}{0,9.f_e}$$

On à le cas d'une flexion simple $K=1$

$$\frac{A_{t2}}{S_t} = \frac{0,3(0,207 - 0,3.2,1.1)}{0,9.500} = \mathbf{0,015cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = 0,015 + 0,048 = 0,05cm$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.05 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(36 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25cm donc : $A_t = 1.25 \text{ cm}^2$

- Donc on prend **4T8** avec $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

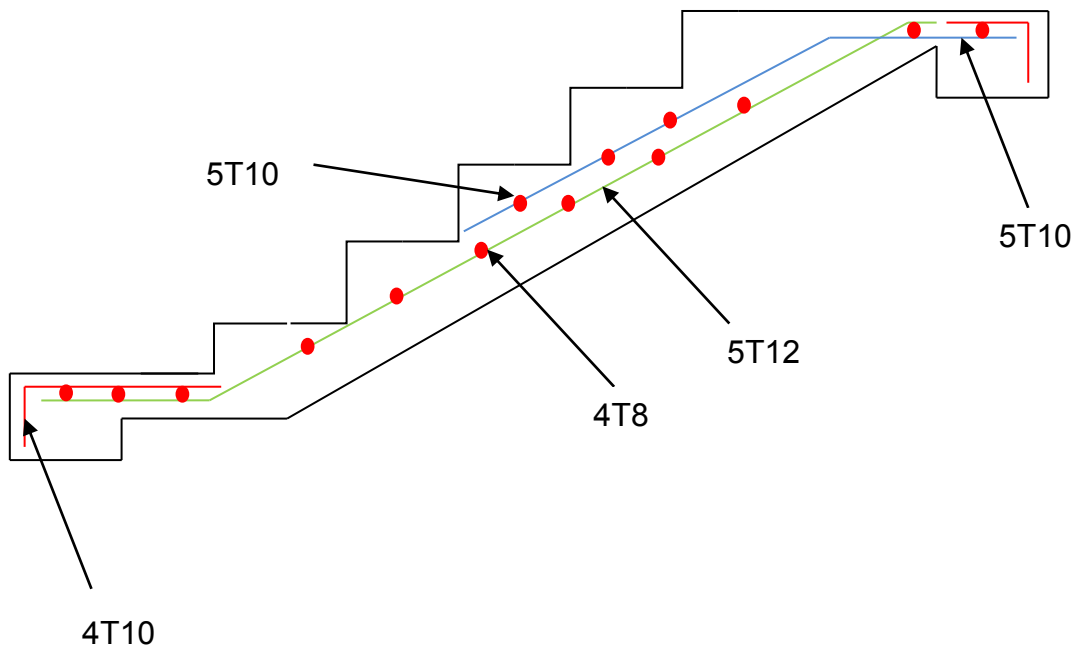


Figure III.8 : Schéma de ferrailage des escaliers.

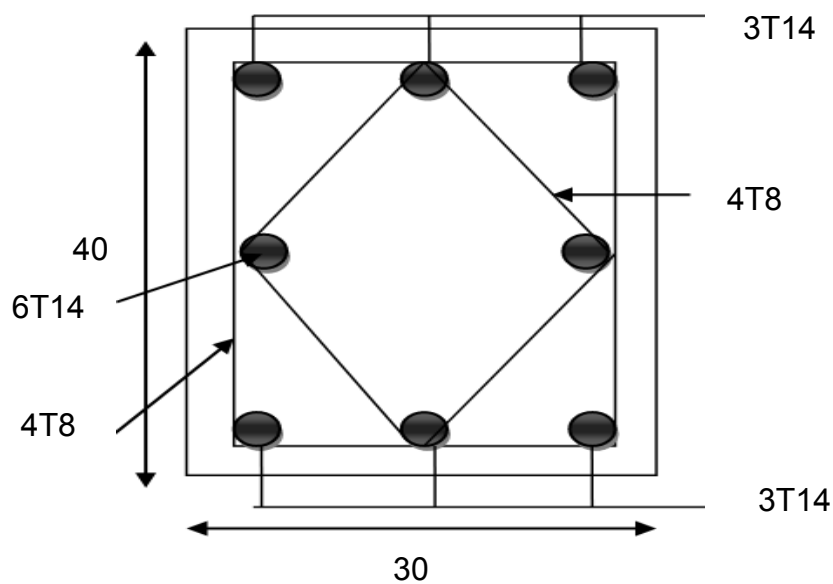


Figure III.9 : ferrailage de la poutre palière.

III-2-4-Les balcons

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console ferraillee en flexion simple.

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

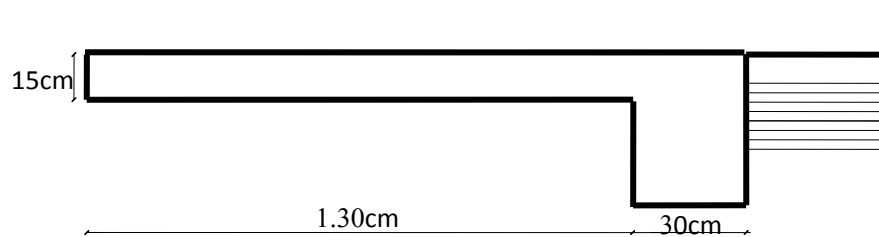


Figure III.10: Coupe verticale du balcon type1.

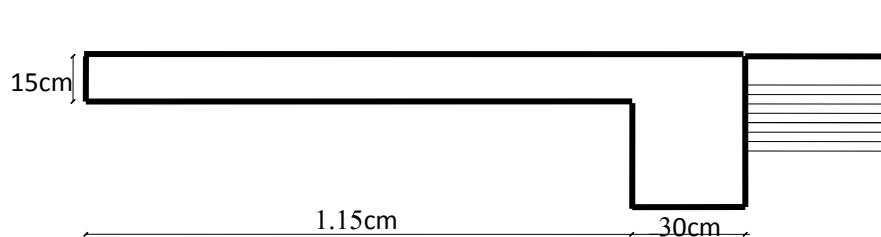


Figure III.11: Coupe verticale du balcon type2.

III-2-4-A-Evaluation des charges

- $G = 6.12 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Pour 1 ml :

- $G = 6.12 \text{ KN/ml}$
- $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

III-2-4-B-Combinaisons des charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow P_u = 1.35 \times 6.12 + 1.5 \times 3.5 = 13.51 \text{ KN/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 6.12 + 3.50 = 9.62 \text{ KN/ml}$$

III-2-4-C-Sollicitation

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS

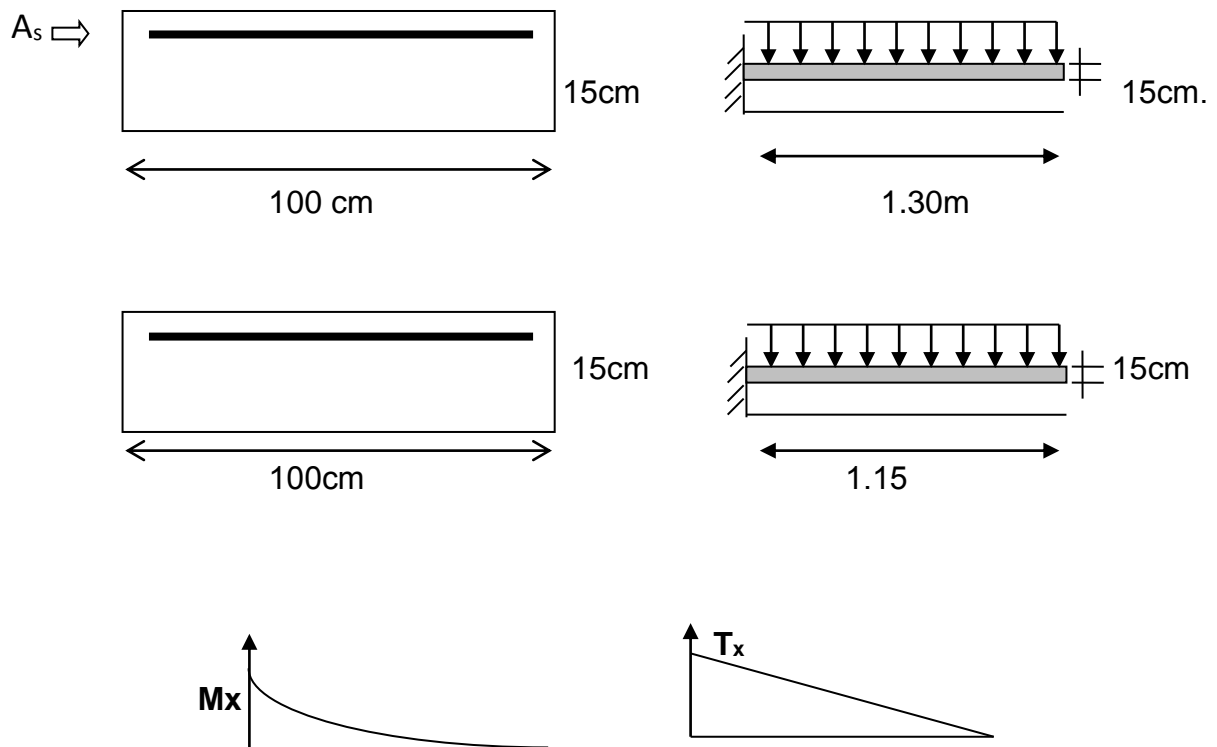


Figure III.12: Diagramme de moment et l'effort tranchant

Type1 :

$$M_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{13.51 \times 1.30^2}{2} + 1.35 \times 1.3 \times 1.3 \times 1 \times 1.30 = 14.38 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.32 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Type2 :

$$M_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{13.51 \times 1.15^2}{2} + 1.35 \times 1.15 \times 1.15 \times 1 \times 1.15 = 14.38 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 10.32 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul en ELU

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \text{ Acier FeE500}$$

Fissuration peu nuisible

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = \mathbf{13.50 \text{ cm}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.96 \times 10^6}{1000 \times 126^2 \times 14.16} = 0.071$$

$\Rightarrow \mu \leq \mu_l$ Donc pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = \mathbf{0.092}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = \mathbf{12.14}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{15.96 \times 10^6}{121.4 \times 347.83} = \mathbf{3.78 \text{ cm}^2}$$

A-Condition de non fragilité

$$A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.50 \times 2.1}{500} = 1.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} = \mathbf{1.30 \text{ cm}^2}$$

$$A_s > A_{min} \quad \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

B-Choix des barres

Donc on prend : **5HA10** ($A_s = 3,93 \text{ cm}^2$).

C-Calcul de l'espacement

$$St \leq \min (3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

On adopte $St = 20 \text{ cm}$.

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

D-Armatures de répartition

$$Ar = \frac{A_s}{4} = \mathbf{0.945 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{4HA 8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ espacées de } 20 \text{ cm. } St < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

E-Vérification au cisaillement

On doit vérifier :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{Vu_{\max}}{bod}$$

$$Vu = q.l+p = \mathbf{20.86 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = 20860 / (1000 \times 135) = \mathbf{0.154 \text{ Mpa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b , 4 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification a L'ELS

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} .$$

Contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 202 \text{ MPa}$$

A-Calcul des contraintes

La contrainte étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de

l'axe neutre est: $\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x$ on pose : $k = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a :

La contrainte limite dans le béton comprimé : $(x = y) \Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre :

$b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est :

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right] = \frac{15 \times 3,93}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,93}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,44 \text{ cm}$$

On calcule le moment d'inertie:

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + 15 \times 3,93 (13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 7322,87 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{10,32 \times 10^6}{7322,87 \times 10^4} = 0,141 \text{ Mpa /mm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,141 \times 34,4 = 4,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} , \text{ donc (c.v)}$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 0,141 (135 - 34,4) \Rightarrow \sigma_s = 212,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s \text{ (c.v)}$$

B-Vérification de la flèche

D'après le BAEL 91, si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{130} = 0.1 \geq 0.062 \rightarrow \text{c.v.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_0} \Rightarrow 0.1 \geq 0.0425 \rightarrow \text{c.v.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 12.6} = 0.0031 \leq 0.01 \rightarrow \text{c.v.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{115} = 0.12 \geq 0.062 \rightarrow \text{(c.v.)}$$

*Dessin de ferrailage

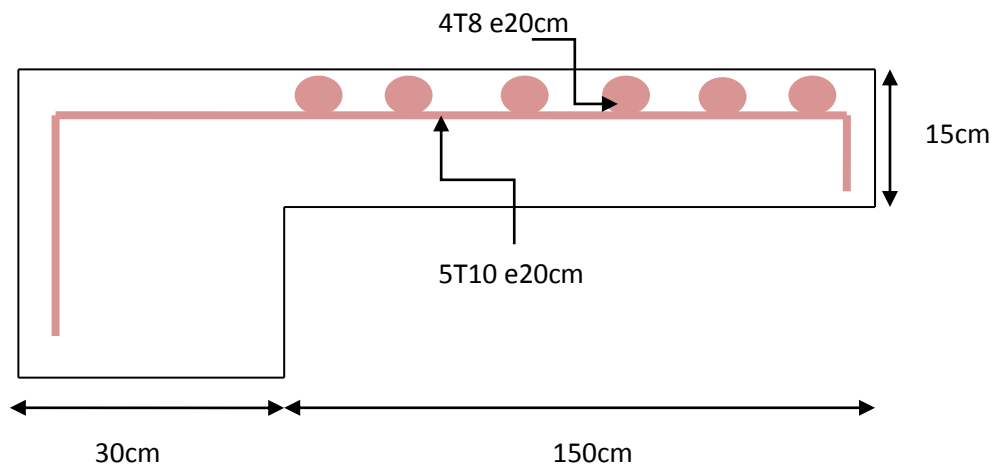


Figure III.13: Schéma de Ferrailage du balcon.

III-2-5-Les planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux).

III-2-5-A-Méthode de calcul

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

III-2-5-B-Méthode de forfaitaire

on peut appliquer « **la méthode forfaitaire** » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

- **1^{re} Condition** : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$
- **2^{ème} Condition**: $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}}; \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1.25$
- **3^{ème}. Condition** : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité «L = constante »
- **4^{ème}. Condition** : la fissuration est considérées comme non préjudiciable a la tenu du béton armé ainsi qu'a celle du revêtement.

1^{re} Condition

$$Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$$

*Terrasse

$$Q=1\text{KN} \leq \min (2 \times 6.33, 5\text{KN/m}^2)=5\text{KN/m}^2 \text{ (c.v.)}$$

*Etage courant

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$Q=1.5\text{KN} \leq \min (2 \times 5.65, 5\text{KN/m}^2)=5\text{KN/m}^2 \text{ (c.v.)}$$

2^{ème} Condition

$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} \leq 1,25$
$0,8 \leq \frac{4.8}{4.4} = 1.09 \leq 1,25 \text{ (c.v)}$	$0,8 \leq \frac{4.8}{4.4} = 1.09 \leq 1,25 \text{ (c.v)}$
$0,8 \leq \frac{4.4}{3.3} = 1.33 > 1,25 \text{ (c.n.v)}$	$0,8 \leq \frac{4.4}{3.3} = 1.33 > 1,25 \text{ (c.n.v)}$
$0,8 \leq \frac{3.3}{4.4} = 0.75 \leq 1,25 \text{ (c.v)}$	$0,8 \leq \frac{3.3}{4.4} = 0.75 \leq 1,25 \text{ (c.v)}$
$0,8 \leq \frac{4.4}{4.8} = 0.91 \leq 1,25 \text{ (c.v)}$	$0,8 \leq \frac{4.4}{4.8} = 0.91 \leq 1,25 \text{ (c.v)}$

- Donc on a des conditions non vérifiées par la méthode forfaitaire ; alors on peut utiliser la méthode de CAQUAT.

III-2-5-C-Méthode de CAQUAT

a) Plancher terrasse : $G=6.33 \text{ KN/m}^2$, $Q= 1 \text{ KN/m}^2$.

$$G=6.33 * 0.65 \implies G=4.114\text{KN/ml}$$

$$Q= 1 * 0.65 \implies Q=0.65\text{KN/ml}$$

$$q_u= 1.35G+1.5Q=1.35*4.114+1.5 *0.65 \implies q_u=6.528\text{KN/ml}$$

$$q_s=G + Q = 4.114+0.65 \implies q_s=4.764\text{KN/ml}$$

b) Plancher d'étage : $G=5.65 \text{ KN/m}^2$, $Q= 1.5 \text{ KN/m}^2$.

$$G=5.65 * 0.65 \implies G=3.672\text{KN/ml}$$

$$Q= 1.5 * 0.65 \implies Q =0,975\text{KN/ml}$$

$$q_u= 1.35G+1.5Q=1.35*3.672+1.5 * 0.975 \implies q_u=6.419\text{KN/ml}$$

$$q_s=G + Q= 3.672+0.975 \implies q_s=4.647\text{KN/ml}$$

Remarque: Le calcul fait pour une bande de 65 cm.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Tableau III.3 : les résultats des charges.

	schéma statique	
	Terrasse inaccessible	Etage courant
Charge permanente (KN/ml)		
Charge d'exploitation (KN/ml)		
L'E L U (KN/ml)		
L'E L S (KN/ml)		

A-Calculer les moments dans les appuis

$$M_a = \frac{q_w \cdot (L_w)^3 \times q_e \cdot (L_e)^3}{8.5(L'_w + L'_e)}$$

M_i : le moment en appui.

q_w : la charge sur la travée gauche.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

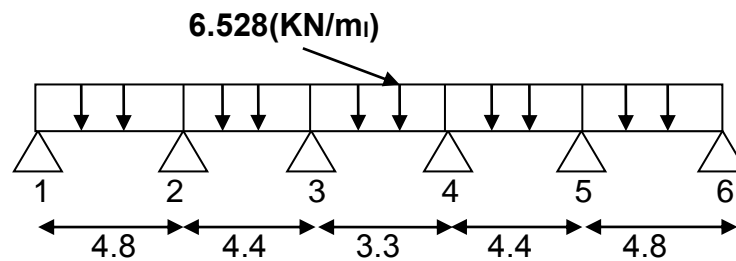
q_e : la charge sur la travée droite.

L : la longueur de la travée.

$L_{w,e'}$: pour une travée de rive. avec : $L_{w,e'}=0.8L$: pour une travée intermédiaire.

➤ Poutre terrasse inaccessible

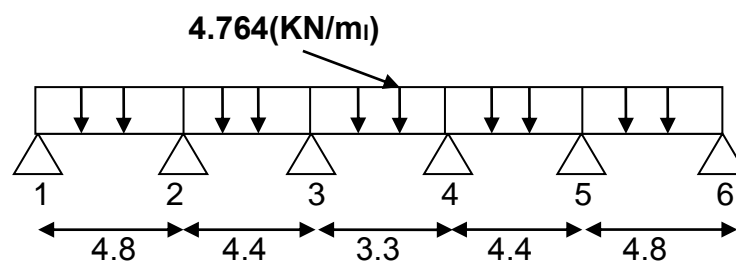
*L'ELU



**Tableau III.4 : les résultats des moments des appuis dans le plancher
terrasse inaccessible a l'ELU.**

Appuis	Q_w	Q_e	L_w'	L_e'	$Q_w (L_w')^3$	$Q_e (L_e')^3$	$8,5(L_w'+L_e')$	M_a KN/ml.
1	0	6.528	0	4.8	0	721.944	40.8	17.694
2	6.528	6.528	4.8	3.52	721.944	284.713	70.72	14.234
3	6.528	6.528	3.52	2.64	284.713	120.113	52.36	7.731
4	6.528	6.528	2.64	3.52	120.113	284.713	52.36	7.731
5	6.528	6.528	3.52	4.8	284.713	721.944	70.72	14.234
6	6.528	0	4.8	0	721.944	0	40.8	17.694

*L'ELS



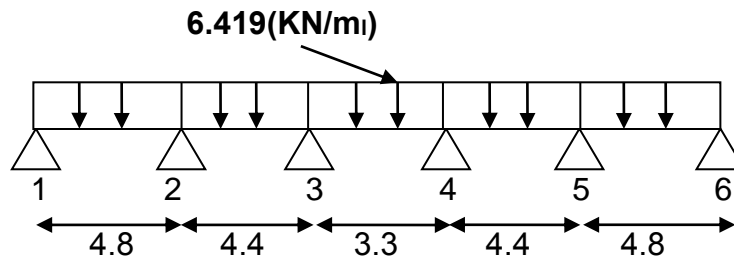
CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

**Tableau III.5 : les résultats des moments des appuis dans le plancher
terrasse inaccessible a l'ELS.**

Appuis	Q_w	Q_e	L_w'	L_e'	$Q_w (L_w')^3$	$Q_e (L_e')^3$	$8,5(L_w'+L_e')$	M_a KN/ml.
1	0	4.764	0	4.8	0	526.860	40.8	12.913
2	4.764	4.764	4.8	3.52	526.860	207.778	70.72	10.387
3	4.764	4.764	3.52	2.64	207.778	87.656	52.36	5.642
4	4.764	4.764	2.64	3.52	87.656	207.778	52.36	5.642
5	4.764	4.764	3.52	4.8	207.778	526.860	70.72	10.387
6	4.764	0	4.8	0	526.860	0	40.8	12.913

➤ **Poutre d'étage courant**

*L'ELU



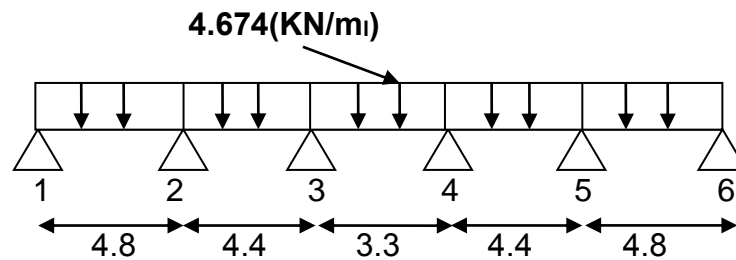
**Tableau III.6 : les résultats des moments des appuis dans le plancher
d'étage courant a l'ELU.**

Appuis	Q_w	Q_e	L_w'	L_e'	$Q_w (L_w')^3$	$Q_e (L_e')^3$	$8,5(L_w'+L_e')$	M_a KN/ml.
1	0	6.419	0	4.8	0	709.890	40.8	17.399
2	6.419	6.419	4.8	3.52	709.890	279.959	70.72	13.996

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

3	6.419	6.419	3.52	2.64	279.959	118.107	52.36	7.602
4	6.419	6.419	2.64	3.52	118.107	279.959	52.36	7.602
5	6.419	6.419	3.52	4.8	279.959	709.890	70.72	13.996
6	6.419	0	4.8	0	709.890	0	40.8	17.399

*L'ELS



**Tableau III.7 : les résultats des moments des appuis dans le plancher
d'étage courant a l'ELS.**

Appuis	Q_w	Q_e	L_w'	L_e'	$Q_w (L_w')^3$	$Q_e (L_e')^3$	$8,5(L_w'+L_e')$	M_a KN/ml.
1	0	4.674	0	4.8	0	513.921	40.8	12.596
2	4.674	4.674	4.8	3.52	513.921	202.675	70.72	10.132
3	4.674	4.674	3.52	2.64	202.675	85.503	52.36	5.503
4	4.674	4.674	2.64	3.52	85.503	202.675	52.36	5.503
5	4.674	4.674	3.52	4.8	202.675	513.921	70.72	10.132
6	4.674	0	4.8	0	513.921	0	40.8	12.596

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

B-calculer les moments dans en travée

$$\begin{cases} M_t = -\frac{Qx^2}{2} + \left(\frac{Q.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}\right)x - M_w \\ X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{Q.L} \end{cases}$$

M_t : le moment en travée.

M_w : le moment sur la travée droit.

M_e : le moment sur la travée gauche.

➤ Poutre terrasse inaccessible

*L'ELU

**Tableau III.8: les résultats des moments dans les travées dans le plancher
terrasse inaccessible a l'ELU.**

travée	Q	L	$\frac{M_w - M_e}{Q.L}$	x	$-\frac{Qx^2}{2}$	$\frac{Q.L}{2}$	$\frac{M_w - M_e}{L}$	M_t
1-2	6.528	4.8	0.110	2.51	-20.563	15.667	0.720	2.878
2-3	6.528	4.4	0.226	2.426	-19.210	14.361	1.477	4.978
3-4	6.528	3.3	0	1.65	-8.886	10.771	0	1.155
4-5	6.528	4.4	-0.226	1.974	-12.718	14.361	-1.477	4.984
5-6	6.528	4.8	-0.110	2.29	-17.116	15.667	-0.720	2.878

*Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{Q.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_1 = \frac{6.528 \times 4.8}{2} + \frac{17.694 - 14.234}{4.8} = \mathbf{16.388KN.}$$

$$T_{g2} = \frac{6.528 \times 4.8}{2} + \frac{14.234 - 17.694}{4.8} = \mathbf{14.946KN.}$$

$$T_{d2} = \frac{6.528 \times 4.4}{2} + \frac{14.234 - 7.731}{4.4} = \mathbf{15.839KN.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$T_{g3} = \frac{6.528 \times 4.4}{2} + \frac{7.731 - 14.234}{4.4} = \mathbf{12.883KN.}$$

$$T_{d3} = \frac{6.528 \times 3.3}{2} + \frac{7.731 - 7.731}{3.3} = \mathbf{10.771KN.}$$

$$T_{g4} = \frac{6.528 \times 3.3}{2} + \frac{7.731 - 7.731}{3.3} = \mathbf{10.771KN.}$$

$$T_{d4} = \frac{6.528 \times 4.4}{2} + \frac{7.731 - 14.234}{4.4} = \mathbf{12.883KN.}$$

$$T_{g5} = \frac{6.528 \times 4.4}{2} + \frac{14.234 - 7.731}{4.4} = \mathbf{15.839KN.}$$

$$T_{d5} = \frac{6.528 \times 4.8}{2} + \frac{14.234 - 17.694}{4.8} = \mathbf{14.946KN.}$$

$$T_{g6} = \frac{6.528 \times 4.8}{2} + \frac{17.694 - 14.234}{4.8} = \mathbf{16.388KN.}$$

***L'ELS**

**Tableau III.9 : les résultats des moments dans les travées dans le
plancher terrasse inaccessible a l'ELS.**

travée	Q	L	$\frac{Mw - Me}{Q \cdot L}$	x	$-\frac{Qx^2}{2}$	$\frac{Q \cdot L}{2}$	$\frac{Mw - Me}{L}$	Mt
1-2	4.764	4.8	0.110	2.51	-15.006	11.433	0.526	2.098
2-3	4.764	4.4	0.226	2.426	-14.019	10.480	1.078	3.633
3-4	4.764	3.3	0	1.65	-6.484	7.860	0	0.843
4-5	4.764	4.4	-0.226	1.974	-9.281	10.480	-1.078	3.636
5-6	4.764	4.8	-0.110	2.29	-12.419	11.433	-0.526	2.099

***Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

$$T_1 = \frac{4.764 \times 4.8}{2} + \frac{12.913 - 10.387}{4.8} = \mathbf{12.836KN.}$$

$$T_{g2} = \frac{4.764 \times 4.8}{2} + \frac{10.387 - 12.913}{4.8} = \mathbf{10.907KN.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$T_{d2} = \frac{4.764 \times 4.4}{2} + \frac{10.387 - 5.642}{4.4} = \mathbf{11.559KN.}$$

$$T_{g3} = \frac{4.764 \times 4.4}{2} + \frac{5.642 - 10.387}{4.4} = \mathbf{9.402KN.}$$

$$T_{d3} = \frac{4.764 \times 3.3}{2} + \frac{5.642 - 5.642}{3.3} = \mathbf{7.860KN.}$$

$$T_{g4} = \frac{4.764 \times 3.3}{2} + \frac{5.642 - 5.642}{3.3} = \mathbf{7.860KN.}$$

$$T_{d4} = \frac{4.764 \times 4.4}{2} + \frac{5.642 - 10.387}{4.4} = \mathbf{9.402KN.}$$

$$T_{g5} = \frac{4.764 \times 4.4}{2} + \frac{10.387 - 5.642}{4.4} = \mathbf{11.559KN}$$

$$T_{d5} = \frac{4.764 \times 4.8}{2} + \frac{10.387 - 12.913}{4.8} = \mathbf{10.907KN.}$$

$$T_{g6} = \frac{4.764 \times 4.8}{2} + \frac{12.913 - 10.387}{4.8} = \mathbf{12.836KN.}$$

➤ Poutre d'étage courant

*L'ELU

**Tableau III.10 : les résultats des moments dans les travées dans le
plancher d'étage courant a l'ELS.**

travée	Q	L	$\frac{Mw - Me}{Q \cdot L}$	x	$-\frac{Q x^2}{2}$	$\frac{Q \cdot L}{2}$	$\frac{Mw - Me}{L}$	M _t
1-2	6.419	4.8	0.110	2.51	-20.220	15.405	0.708	2.824
2-3	6.419	4.4	0.226	2.426	-18.889	14.121	1.453	4.897
3-4	6.419	3.3	0	1.65	-8.737	10.591	0	1.136
4-5	6.419	4.4	-0.226	1.974	-12.506	14.121	-1.453	4.898
5-6	6.419	4.8	-0.110	2.29	-16.830	15.405	-0.708	2.830

*Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{Q \cdot L}{2} + \frac{Mw - Me}{L}$$

$$T_1 = \frac{6.419 \times 4.8}{2} + \frac{17.399 - 13.996}{4.8} = \mathbf{16.114KN.}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

$$T_{g2} = \frac{6.419 \times 4.8}{2} + \frac{13.996 - 17.399}{4.8} = \mathbf{14.696KN.}$$

$$T_{d2} = \frac{6.419 \times 4.4}{2} + \frac{13.996 - 7.602}{4.4} = \mathbf{15.574KN.}$$

$$T_{g3} = \frac{6.419 \times 4.4}{2} + \frac{7.602 - 13.996}{4.4} = \mathbf{12.668KN.}$$

$$T_{d3} = \frac{6.419 \times 3.3}{2} + \frac{7.602 - 7.602}{3.3} = \mathbf{10.591KN.}$$

$$T_{g4} = \frac{6.419 \times 3.3}{2} + \frac{7.602 - 7.602}{3.3} = \mathbf{10.591KN.}$$

$$T_{d4} = \frac{6.419 \times 4.4}{2} + \frac{7.602 - 13.996}{4.4} = \mathbf{12.668KN.}$$

$$T_{g5} = \frac{6.419 \times 4.4}{2} + \frac{13.996 - 7.602}{4.4} = \mathbf{15.574KN.}$$

$$T_{d5} = \frac{6.419 \times 4.8}{2} + \frac{13.996 - 17.399}{4.8} = \mathbf{14.696KN.}$$

$$T_{g6} = \frac{6.419 \times 4.8}{2} + \frac{17.399 - 13.996}{4.8} = \mathbf{16.114KN.}$$

***L'ELS**

**Tableau III.11 : les résultats des moments dans les travées dans le
plancher d'étage courant a l'ELS.**

travée	Q	L	$\frac{M_w - M_e}{Q \cdot L}$	x	$-\frac{Q x^2}{2}$	$\frac{Q \cdot L}{2}$	$\frac{M_w - M_e}{L}$	M _t
1-2	4.674	4.8	0.110	2.51	-14.638	11.152	0.513	2.045
2-3	4.674	4.4	0.226	2.426	-13.674	10.223	1.052	3.547
3-4	4.674	3.3	0	1.65	-6.325	7.667	0	0.822
4-5	4.674	4.4	-0.226	1.974	-9.053	10.223	-1.052	3.547
5-6	4.674	4.8	-0.110	2.29	-12.184	11.152	-0.513	2.047

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{Q.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_{1g} = \frac{4.674 \times 4.8}{2} + \frac{12.596 - 10.132}{4.8} = 11.730 \text{ KN.}$$

$$T_{g2} = \frac{4.674 \times 4.8}{2} + \frac{10.132 - 12.596}{4.8} = 10.704 \text{ KN.}$$

$$T_{d2} = \frac{4.674 \times 4.4}{2} + \frac{10.132 - 5.503}{4.4} = 11.334 \text{ KN.}$$

$$T_{g3} = \frac{4.674 \times 4.4}{2} + \frac{5.503 - 10.132}{4.4} = 9.230 \text{ KN.}$$

$$T_{d3} = \frac{4.674 \times 3.3}{2} + \frac{5.503 - 5.503}{3.3} = 7.712 \text{ KN.}$$

$$T_{g4} = \frac{4.674 \times 3.3}{2} + \frac{5.503 - 5.503}{3.3} = 7.712 \text{ KN.}$$

$$T_{d4} = \frac{4.674 \times 4.4}{2} + \frac{5.503 - 10.132}{4.4} = 9.230 \text{ KN.}$$

$$T_{g5} = \frac{4.674 \times 4.4}{2} + \frac{10.132 - 5.503}{4.4} = 11.334 \text{ KN.}$$

$$T_{d5} = \frac{4.674 \times 4.8}{2} + \frac{10.132 - 12.596}{4.8} = 10.704 \text{ KN.}$$

$$T_{g6} = \frac{4.674 \times 4.8}{2} + \frac{12.596 - 10.132}{4.8} = 11.730 \text{ KN.}$$

C-Les diagrammes de moment et d'effort tranchant des nervures

➤ **Terrasse inaccessible**

***L'ELU**

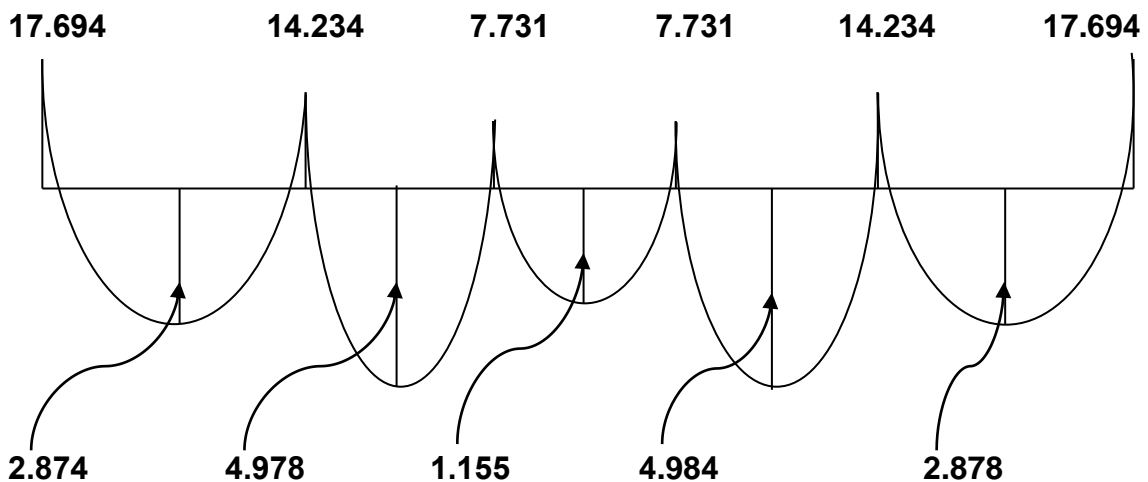


Figure III.14: diagramme de moment de terrasse inaccessible à l'ELU.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

16.388

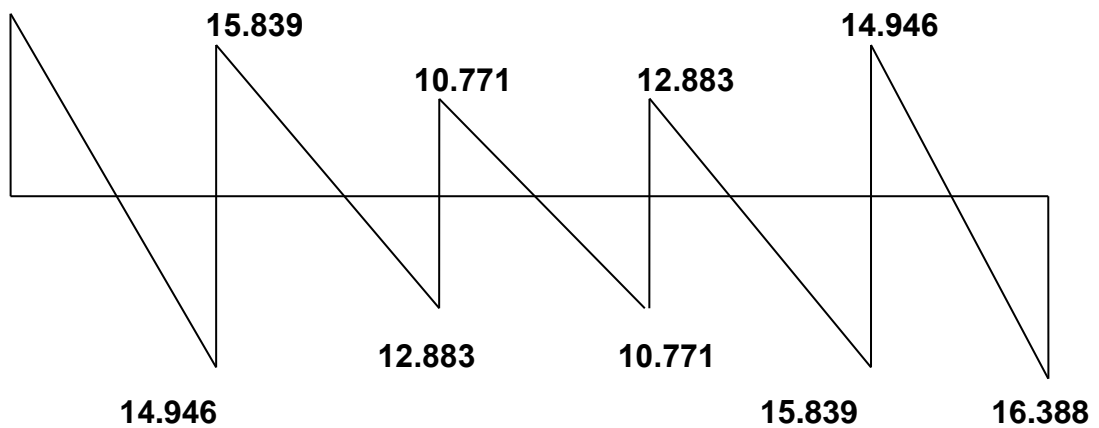


Figure III.15:diagramme d'effort tranchant de terrasse inaccessible a l'ELU.

*L'ELS

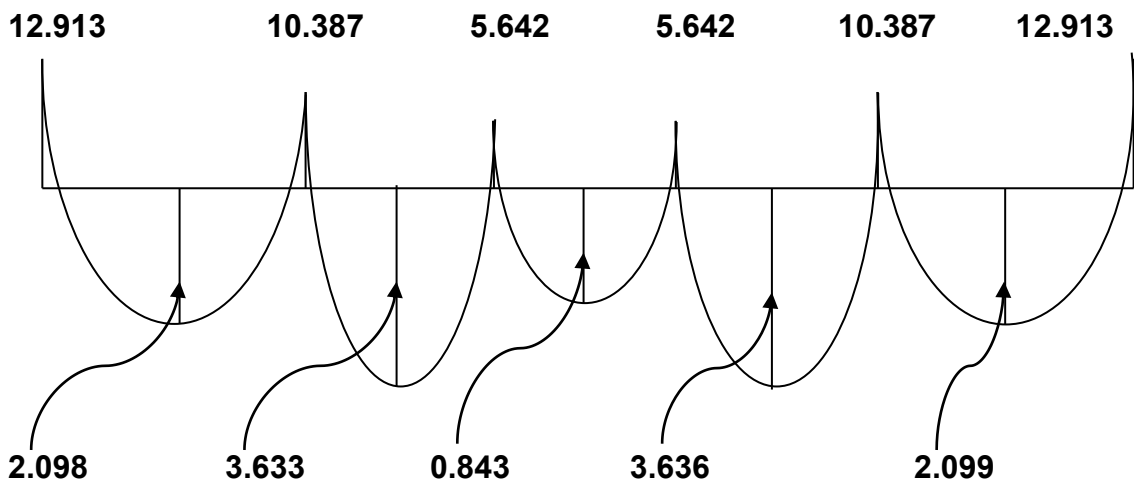


Figure III.16:diagramme de moment de terrasse inaccessible a l'ELS.

12.836

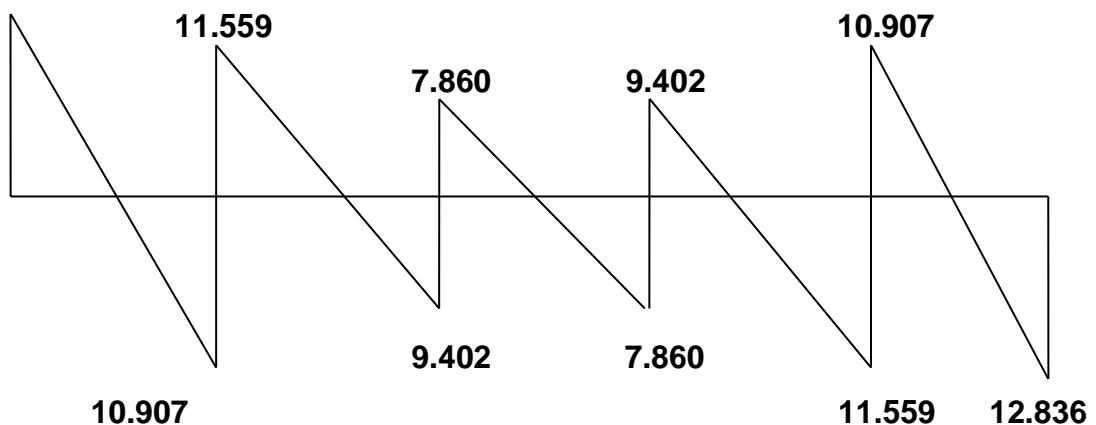


Figure III.17:diagramme d'effort tranchant de terrasse inaccessible a l'ELS.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

➤ Etage courant

*L'ELU

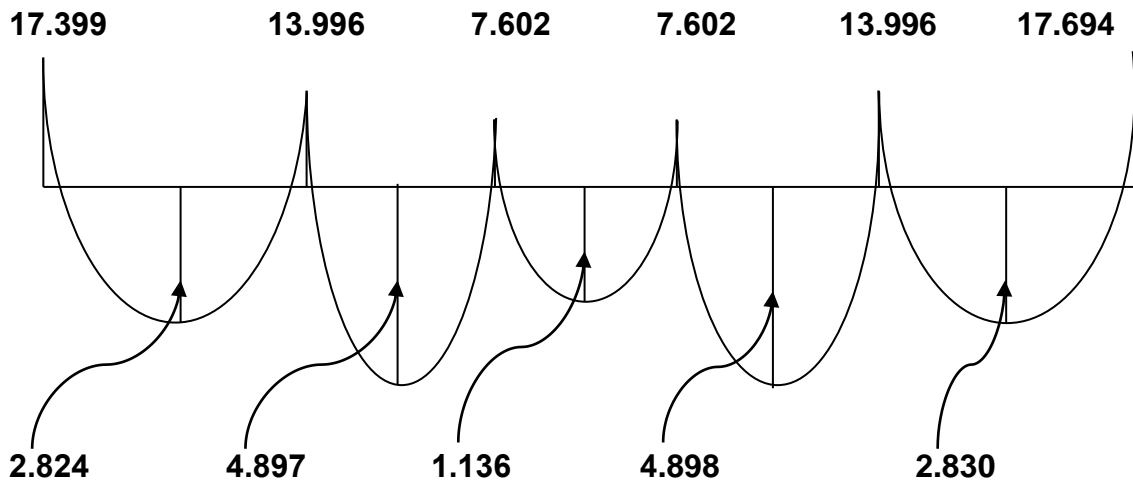


Figure III.18:diagramme de moment d'étage courant a l'ELU.

16.114

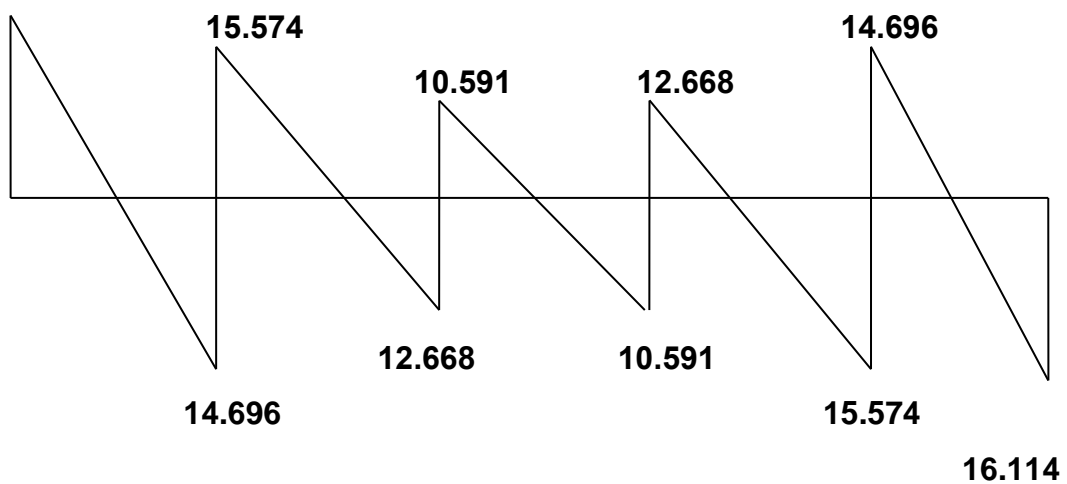


Figure III.19:diagramme d'effort tranchant d'étage courant a l'ELU.

*L'ELS

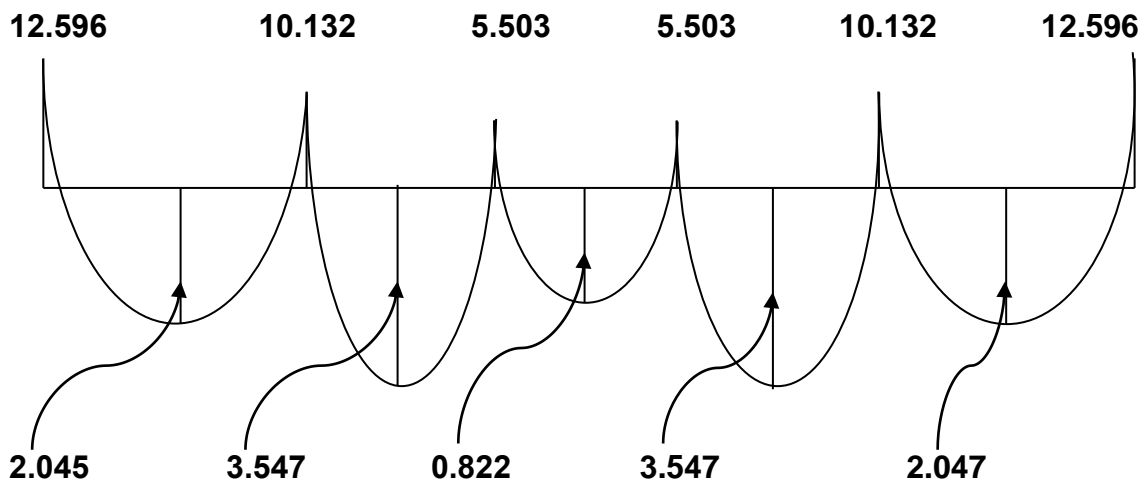


Figure III.20:diagramme de moment d'étage courant a l'ELS.

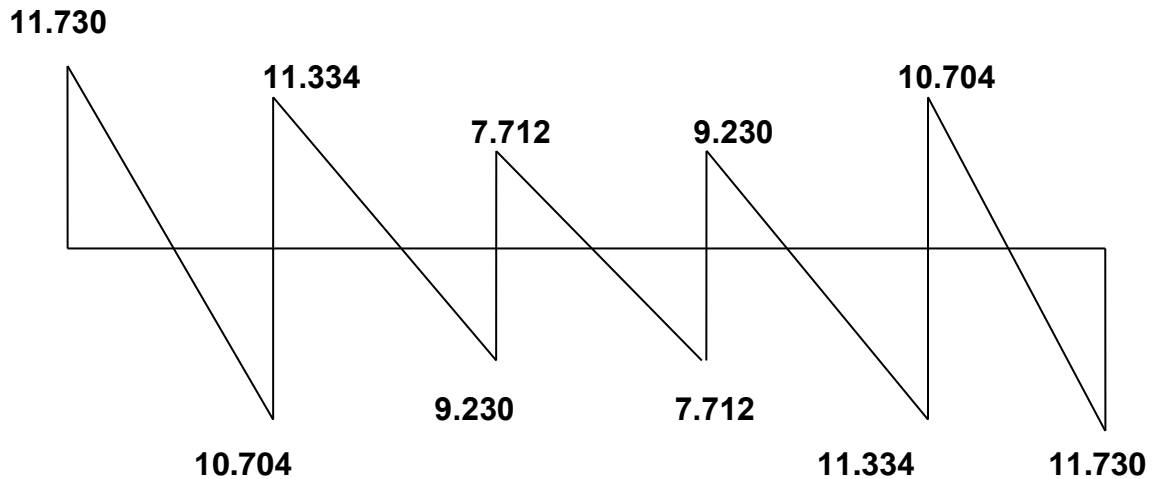


Figure III.21:diagramme d'effort tranchant d'étage courant a l'ELS.

III-2-5-D-Le poutrelle

*Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Moment de travée**

$M_u=2.878$ KN/ml.

$M_{ser}=2.099$ KN/ml.

➤ **Moment d'appui**

Appui de rive :

$M_u= 17.694$ KN/ml.

$M_{ser}=12.913$ KN/ml.

Appui intermédiaire :

$M_u= 14.234$ KN/ml.

$M_{ser}=10.387$ KN/ml.

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T :

✓ Si : $M_t \geq M_u$; Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

✓ Si : $M_t < M_u$; Donc l'axe neutre se trouve dans la nervure

➤ **En travée**

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) / f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.05 \times 14.16 \times 10^3 \left(0.225 - \frac{0.05}{2} \right) = \mathbf{92.04 \text{ KN.m}}$$

$M_t = 92.04 > M_u = 3.878$; Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b \times h = (65 \times 25) \text{ cm}^2$

➤ **En appui**

Appui de rive :

$M_t = 92.04 > M_u = 17.694$; Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b_0 \times h = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

Appui intermédiaire :

$M_t = 92.04 > M_u = 14.234$; Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression ; et la section sera calculée comme une section rectangulaire : $b_0 \times h = (10 \times 25) \text{ cm}^2$

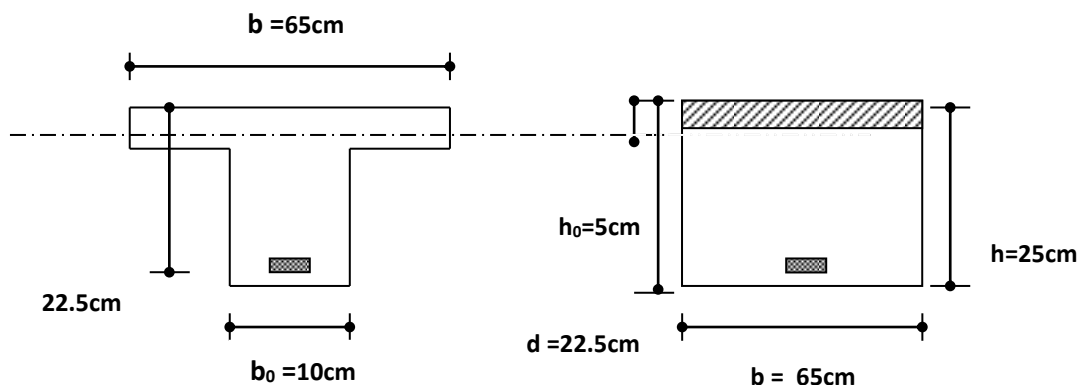


Figure III.22:schéma de poutrelle

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

Pour le calcul on utilise les formules suivantes :

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

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u)$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} \quad / \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Tableau III.12 ; Résultats de calcul du ferrailage.

	M_u (KN.m)	b (cm)	d(cm)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm²)	(cm²) A_{min}	A_{adopté} (cm²)
Travée	2.878	65	21.6	0.006	0.007	21.53	3.07	1.35	3T12=3.39
Appui de rive	17.694	10	21.6	0.267	0.396	18.17	2.23	0.20	2T12=2.26
Appui intermédiaire	14.234	10	21.6	0.215	0.306	18.95	1.72	0.20	2T12=2.26

➤ Vérification à l'E.L.U

A-condition de non fragilité

*En travée

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 65 \times 21.6 \times 2.1 / 500 = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2}$$

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 1.35 \text{ cm}^2$$

***Sur appui**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 10 \times 21,6 \times 2,1 / 500 = \mathbf{0.20 \text{ cm}^2}$$

$$2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,20 \text{ cm}^2$$

B-Vérification de contrainte tangentielle du béton

$T_u \text{ max} = 16.388 \text{ KN}$.

Fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad / \quad \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16,388 \times 10^3}{100 \times 216} = 0,758 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,758 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

C-Calcul des Armatures transversale

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right) = \min (7,14; 12; 12) = 7,14 \text{ mm}$$

On choisit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

On prend $4\phi_6 = 1,13 \text{ cm}^2$

D-Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 21,6; 40 \text{ cm}) = \mathbf{19,44 \text{ cm}}$$

On adopte: **$S_t = 15 \text{ cm}$**

E-Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant

***sur appui intermédiaire**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \cdot T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = 2 \times \frac{16,388}{0,1 \times 0,9 \times 0,216 \times 1000} = 1,68 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,68 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

*Appui de rive

$$\sigma_{bc} = \frac{2.T_u}{b_0,0,9d} = 2 \times \frac{15.839}{0.1 \times 0.9 \times 0.216 \times 1000} = 1.62 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13,33 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.62 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Vérification à l'E.L.S**

A-Vérification des contraintes

$$\alpha < \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.13 : récapitulatif des résultats

Désignation	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	f _{c28} (MPa)	γ	α	ᾱ	condition
En travée	2.878	2.099	25	1.37	0.007	0.435	vérifiée
Appui intermédiaire	17.694	12.913	25	1.37	0.396	0.435	vérifiée
Appui de rive	14.234	10.387	25	1.37	0.306	0.435	vérifiée

B-Vérification de la flèche

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^2}{650 \times 225} = 0.0023 \leq \frac{3.6}{500} = 0.0072 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{4.85} = 0.051 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{4.85} = 0.051 \geq \frac{2.878}{15 \times 17.694} = 0.010 \dots\dots\dots \text{(c.v)}$$

➤ **Ferraillage de la dalle de compression**

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

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles si : $50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_t = 4 \frac{L_1}{F_e}$

30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles si : $L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_t = \frac{200}{F_e}$

Avec :

- L_1 : La distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)
- A_t : diamètres perpendiculaire aux poutrelles.
- A : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A = A_t/2$$

On a:

$$L_1 = 65 \Rightarrow A_t = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 5HA6 = 1,41cm²/ml

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm}$$

*Armatures de répartition

Les armatures de répartition doivent vérifier :

$$A = \frac{A_t}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35\text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 5HA6 = 1,41cm²/ml

$$S_t = 100/5 = 20\text{cm}$$

Pour le ferroalliage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension

des mailles est égale à **20cm** suivant les deux sens.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

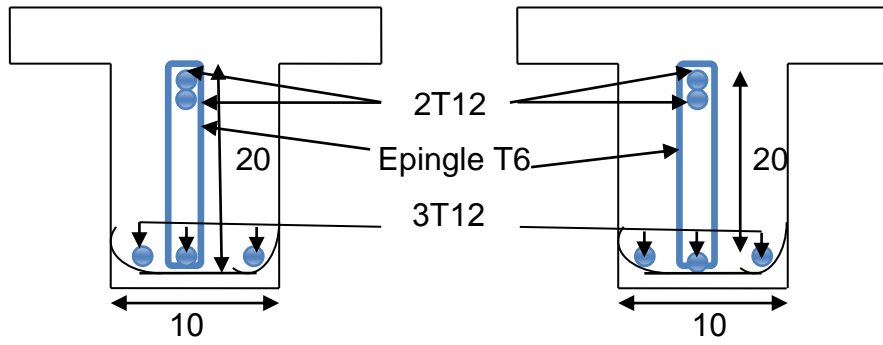


Figure III.23: Ferrailage des poutrelles (appui de rive et appui intermédiaire).

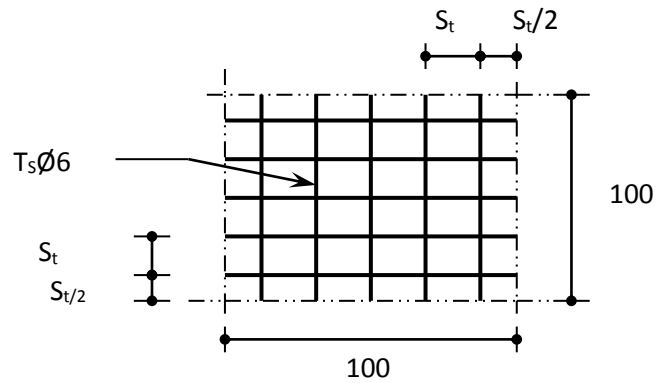


Figure III.24: disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

chapitre IV:

**Etude sismique et
dynamique.**

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

IV -1-Modélisation par robot

IV -1-1-Introduction

Le bâtiment est du système poteaux / poutres c'est -à-dire que les charges sont reprises par des poutres qui les transmettent ensuite aux poteaux qui eux sont chargés de les descendre jusqu'aux semelles.

Dans le cadre de ce TP, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec entre sol, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assure le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlements parasismique algérien RPA 99 version (2003), BAEL91 et le DTR C2-47/N.V99.

Pour réaliser ce bâtiment en utilise le programme **Auto desk robot structure analyse Professional 2014.**

IV - 1-2-Présentation du logiciel robot

Le Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique.

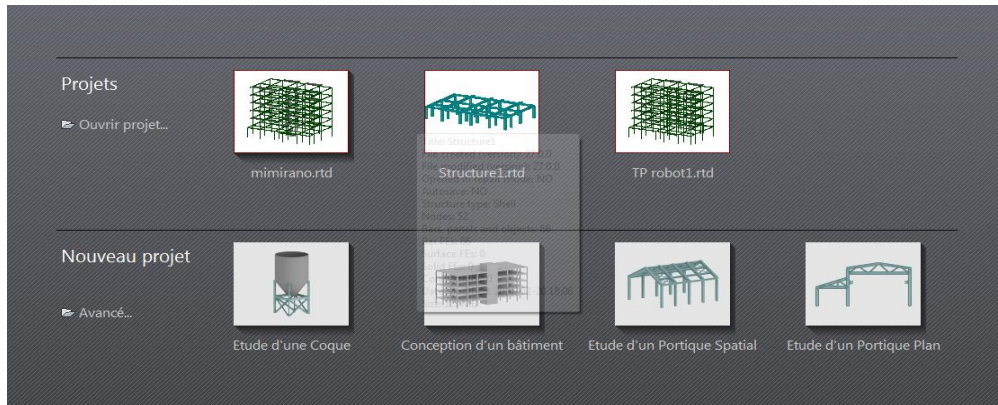
-Saisie graphique 2D et 3D

-Calcul de structure (RDM)

-neige et vent, combinaisons automatique

-dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

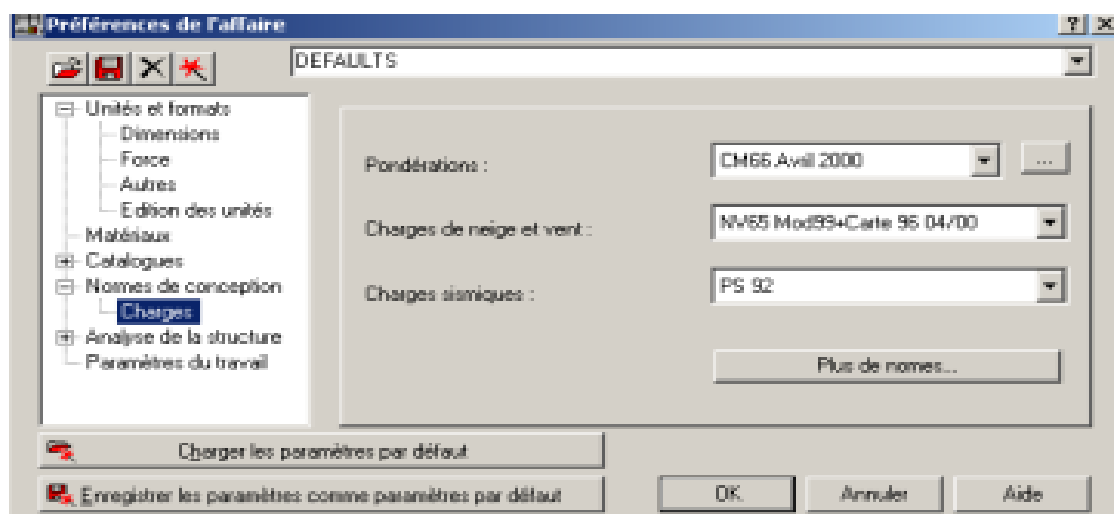
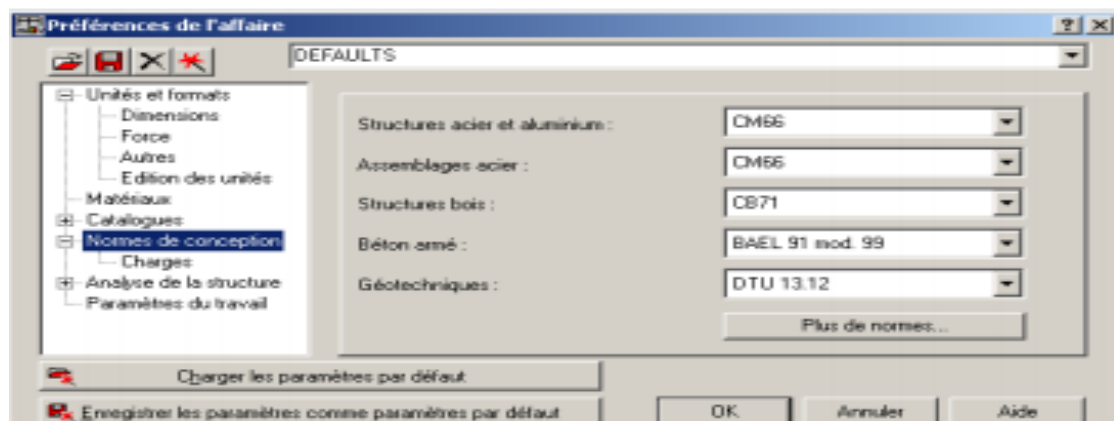
CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.



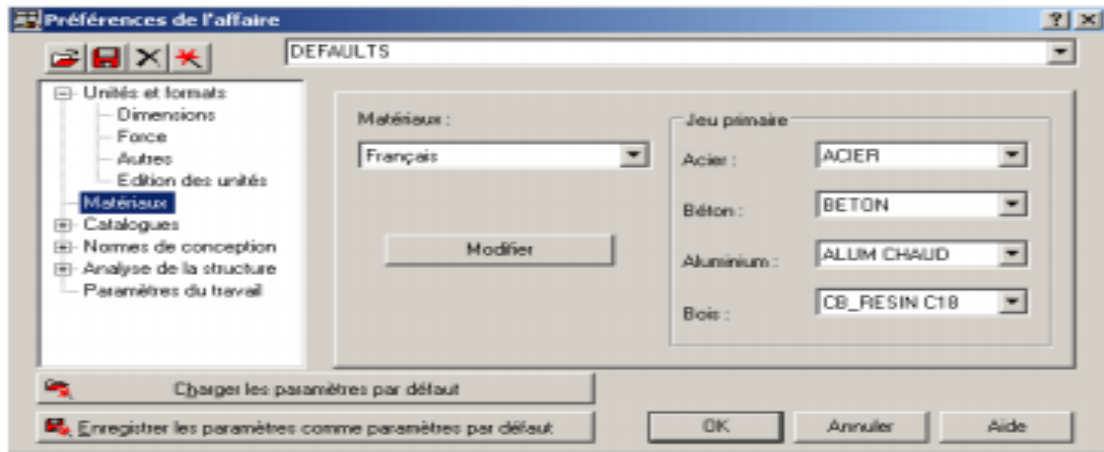
IV -1-3-Étapes de travail

A-Réglage des préférences

Avant d'entamer la modélisation il faut régler les préférences (longue, affichage.) et préférences de l'affaire (unités, matériaux, normes...).

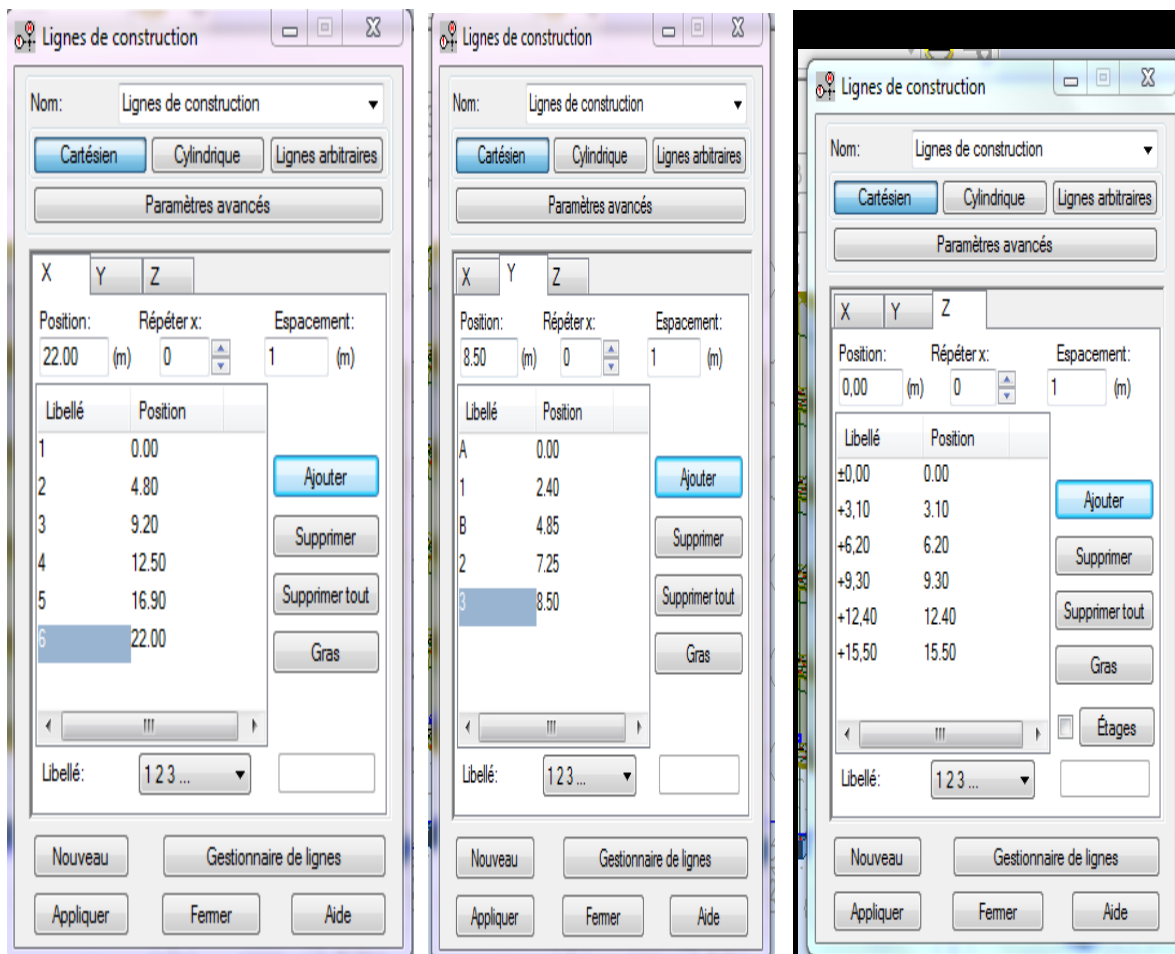


CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.



B-Lignes de construction


On Va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur **insérer** pour introduire.

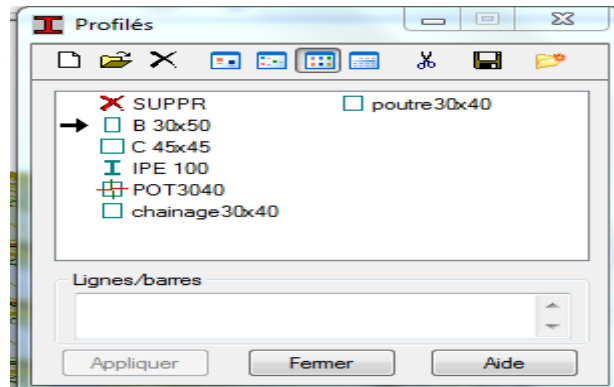


CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

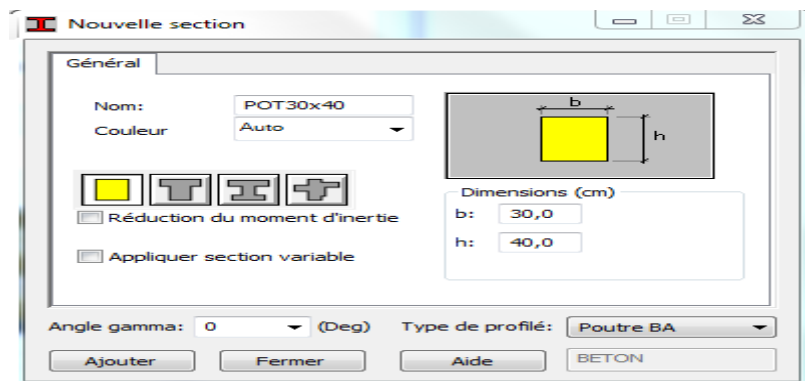
C-Définition de la section

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical,

on clique sur l'icône profilé. 




On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître .

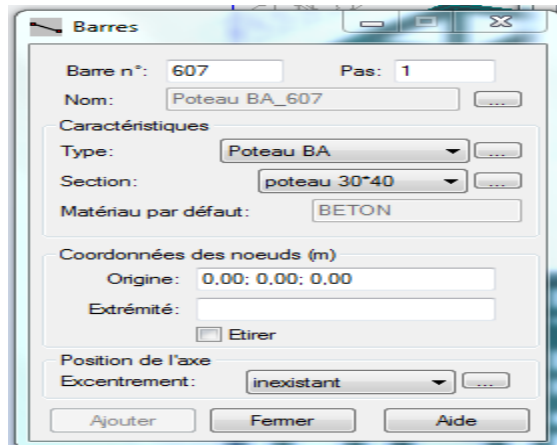


PP (30*40); PCH (30x40); POT (30x40)

-Sans oublier de faire un click sur le bouton **Ajouter** pour chaque section.

Après la définition des sections on clique sur l'icône **Barre**  pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure .


CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

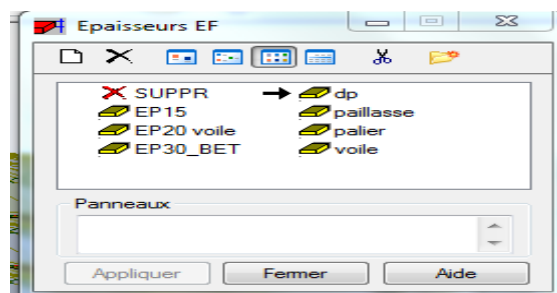


-On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau ;) par le point origine, extrémité mais graphiquement.

Case **étirer** permet de saisir graphiquement le contenu des éléments.

D- Définie la section des voiles, escalier et plancher

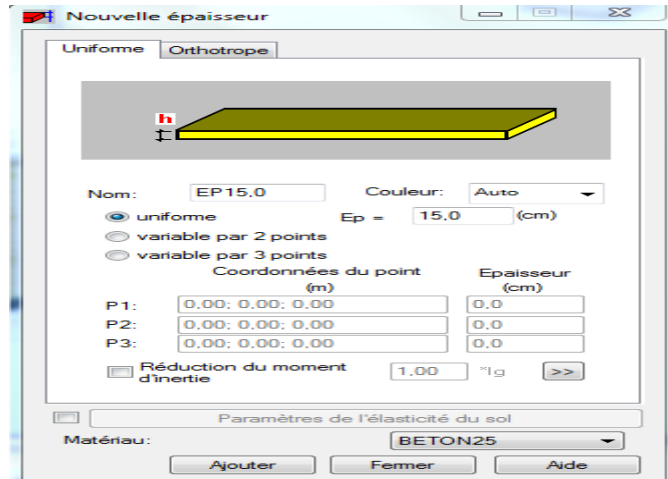
Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône de définition de épaisseur  pour définir le type de ferrailage (plancher B.A).



-Dans (Epaisseur EF) cliquez sur supprimer toutes les épaisseurs de panneaux non utilisées dans l'affaire,

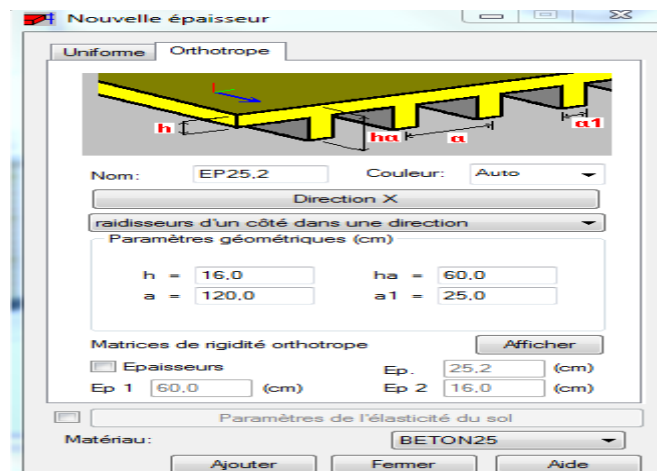
-Cliquez sur définir nouvelle épaisseur et saisir le nom, l'épaisseur et le matériau puis cliquez sur ajouter.

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.



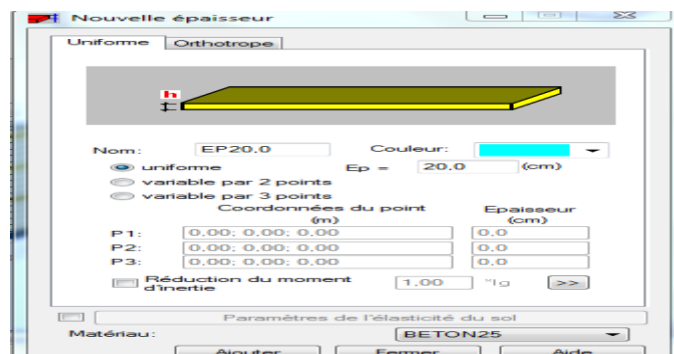
-Refaire la même procédure pour définir : Paillasse, Palier, voile et fermer.

Dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessous illustre le dimensionnement de ce plancher .



-Pour les voiles

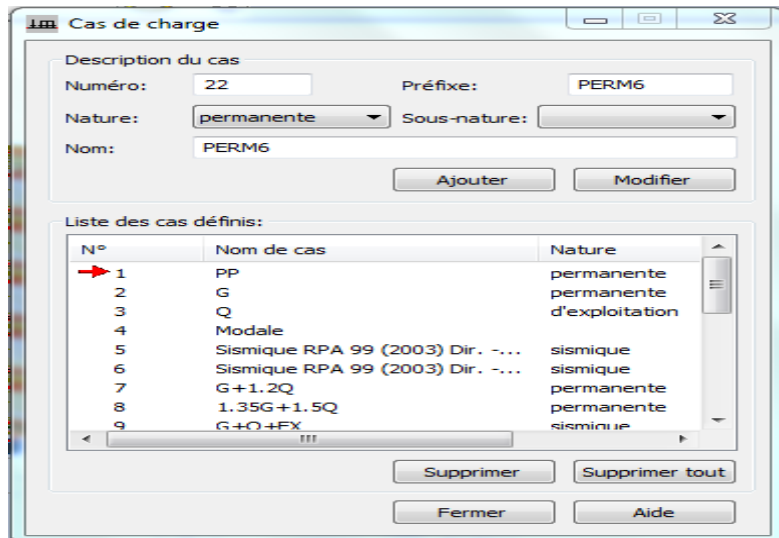
La même étape.



CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

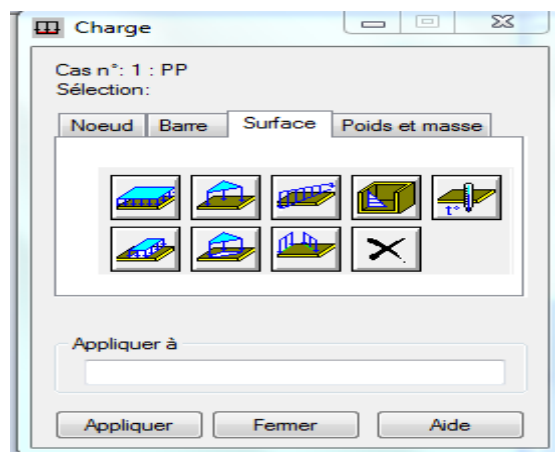
-Définitions des charges

On clique sur l'icône cas de charge pour définir la nature de chaque charge (permanente, d'exploitation ou sismique).



Applications des charges

-On choisi la valeur des charges appliqué sur la structure Puis sélectionner l'icône de Définir charge.

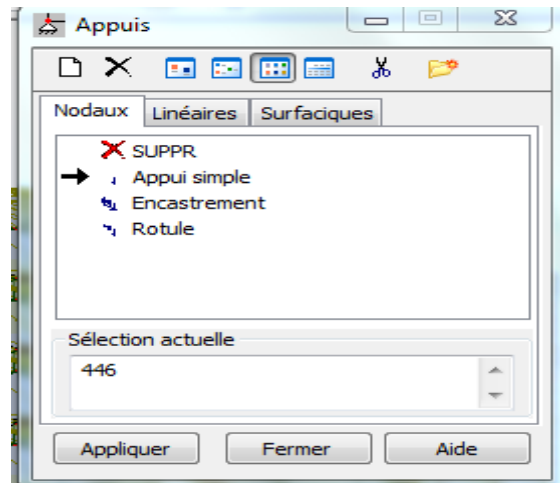


-On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le type (charge sur barre, charge Surfaccique) une fois la valeur est introduite on clique sur l'élément pou appliquer la charge.

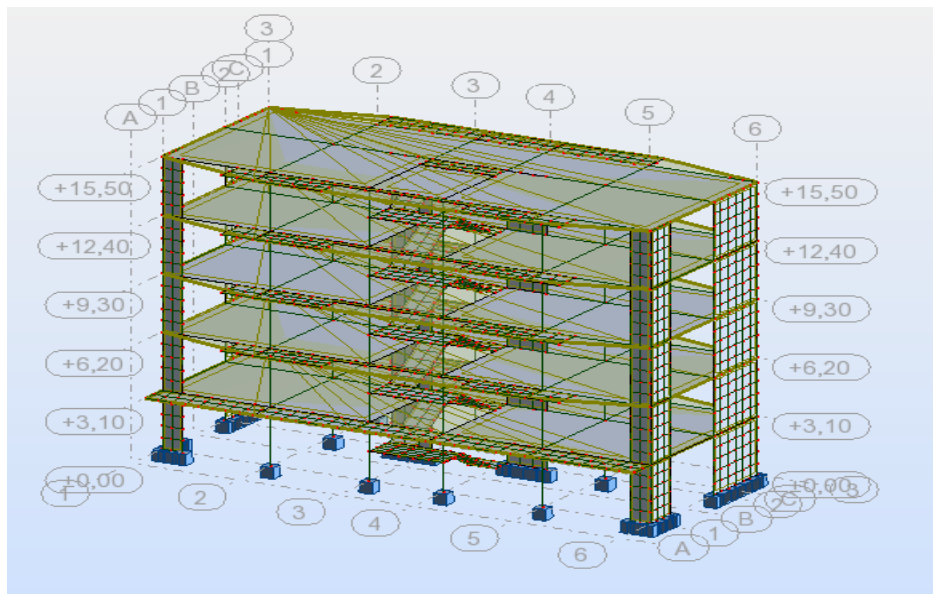
Les appuis

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

- Activez la boîte de dialogue (gestion des vues) et allez au niveau 0.00 plan XY, Sélectionné tous les nœuds et Sélectionner l'icône de définition des Appuis, la boîte de dialogue ci-dessous s'ouvre et faire les réglages suivants:



Appliquer et fermer.



Type d'analyse

Après la modélisation on définit le type d'analyse qui concerne deux types :

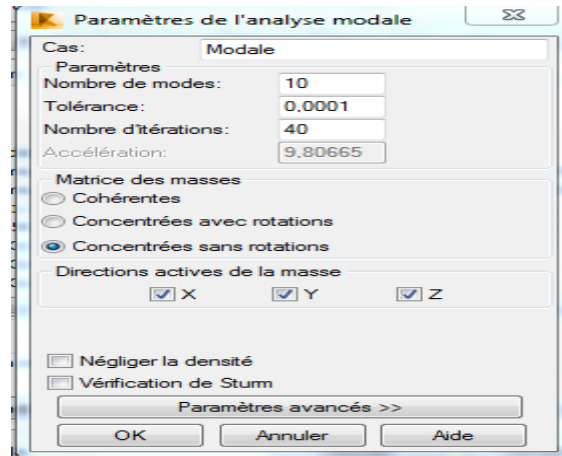
- L'analyse modale
- l'analyse sismique

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

On clique sur la bouton analyse pour définir les type d'analyse.

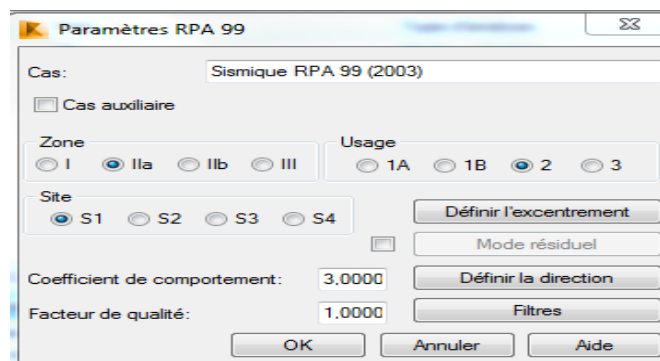
Analyse modale

On clique sur Nouveau pour choisir le type d'analyse (modale)



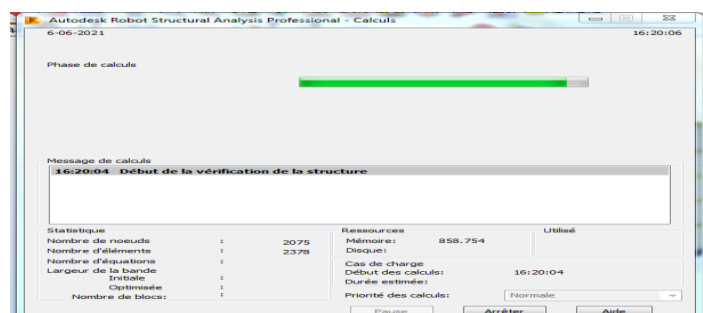
Analyse sismique

On clique sur nouveau et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur OK.



Le lancement du calcul

L'analyse on cliquant sur le bouton calculer.



CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

IV -2-Etude sismique

IV -2-1-Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV -2-2-Objective de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des usages, l'exécution d'un ouvrage doit respecter la démarche globale de conception parasismique.

Elle doit s'appuyer sur trois points :

- respect de la réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée.

IV -2-3-Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

➤ Méthode statique équivalente

*Principe de la méthode

La méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) qui traite seulement du 1^{er} mode de vibration et elle néglige les autres modes, Elle fait remplacer l'effort dynamique par un autre effort statique équivalent fictive.

*Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

*Condition d'application de la méthode statique équivalente

-Régularité en plan (article 3.5.1.a du RPA)

- Le bâtiment présente sensiblement une symétrie orthogonale aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre de masses ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport (longueur/largeur)

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

- La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considéré comme indéformables dans leur plan. Pour cela la surface totale des ouvertures de plancher doit inférieure à **15%** de celle de ce dernier.

-Régularité en élévation (article 3.5.1.b du RPA)

- Le système de contreventement ne doit pas compter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne transmet pas directement à la fondation.
- La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement, sans changement brusque, de la base au sommet du bâtiment.
- Hauteur au plus égale à 65m en zones I et II.

IV -2-4-Méthode d'Analyse Modale Spectrale

Principe de la méthode

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

IV -2-5-Méthode d'Analyse dynamique par accélérogrammes

***Principe de la méthode**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

***Classification de l'ouvrage selon leur importance**

-Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0: sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée [4]

Notre ouvrage est implanté dans la wilaya MILA donc en **zone IIa**.

IV -3-Classification de l'ouvrage selon son importance

Notre bâtiment étudié à usage d'habitation collective selon (RPA 2003 chapitre 3 article 3.2)Le bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m dans **le groupe 2**

IV -4Choix de la méthode de calcul

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié sont vérifiées (car la structure est régulière en plan). Cette méthode est applicable selon l'article 4.1.2.b du RPA99/2003 (Zone IIa, et groupe d'usage 2, ($h=15.5 \text{ m} < 23\text{m}$), donc la méthode utilisable est la méthode statique équivalente pour l'analyse sismique.

***Méthode statique équivalente**

IV -5-Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3)

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

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \quad \text{Avec :}$$

V : l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **Tableau (4.1)** ; Vu que l'ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation) donc il a un groupe d'usage (2) et la zone IIa.

Tableau IV.1 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Donc : **A= 0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

Ce facteur classé selon quatre types de sol :

- Catégorie S1 « site rocheux »
- Catégorie S2 « site ferme »
- Catégorie S3 « site meuble »
- Catégorie S4 « site très meubles »

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Tableau IV.2 : Classification du Site

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T₁(sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T₂(sec)	0.3	0.4	0.5	0.7

La structure à étudier est située dans un site meuble (S₃)

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

Avec:

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site est donné par le Tableau (4.7)

Le sol du site de notre bâtiment est meuble(**S₃**) On prend : **T₂ = 0.5sec.**

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique pour un amortissement $\xi=7\%$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Tableau IV.3 : Valeur de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le **Tableau (4.3 du RPA)**, en fonction de système de contreventement. Notre ouvrage contreventé par voile.

Tableau IV.4 : valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques auto-stables sans remplissages en	5
1b	maçonnerie rigide Portiques autos-tables avec	3.5
2	remplissages en maçonnerie rigideVoiles porteurs	
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec	3.5
4b	interaction Portiques contreventés	5

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

5	par des voiles Console verticale à	
6	masses réparties Pendule inverse	4
		2
		2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques auto-stables	6
8	ductile Portiques auto-	
9a	stables ordinaires	4
9b	Ossature contreventée par palées	4
10a	triangulées en X Ossature contreventée par	
10b	palées triangulées en V Mixte	3
11	portiques/palées triangulées en X	5
	Mixte portiques/palées triangulées	4
	en V Portiques en console verticale	2

C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2. 5

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

D	<u>Autres systèmes</u>	
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3
16	Ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades Systèmes comportant des transparences (étages souples)	3. 5
17		4
		2

Dans ce structure **R = 5**

➤ **Facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

Donnée par la formule $\rightarrow Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

P_q : Les pinalités selon les critères de qualité Q données au (page 29 RPA 99).

Q_1 : On doit avoir au moins trois travées en rapport inférieur à 1,5

$$\text{Observé} \implies p_q = 0$$

Q_2 : Rendonce en plan. On doit avoir en plan au moins 4 fils de protoure
critère Observé $\implies p_q = 0$ (longueur/largeur=22/8.5=2.58<4).

Q_3 : Régularité en élévation notre structure et classé en élévation $\implies p_q = 0$

Q_4 : Contrôle de la qualité \rightarrow des matériaux non observés $\implies p_q = 0,05$

Q_5 : Contrôle de la qualité \rightarrow des matériaux non observés $\implies p_q = 0,1$

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,15$$

-Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public	

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

	temporairement :	0.30
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Dans notre cas : $\beta=0.2$

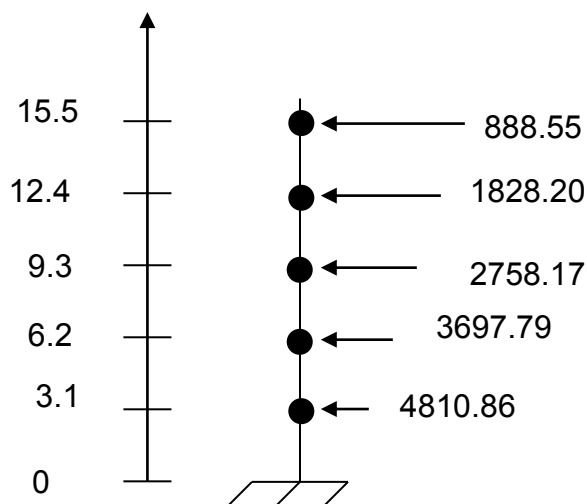


Figure IV.1 : Force sismique par niveau

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

$$W_T = W_G + 0.2 W_Q$$

$$W_T = 12439.1 \text{ KN}$$

-Estimation De La Période Fondamentale De La Structure :

T : période fondamentale de la structure ; donné par la formule ci-dessus

Utilisée spécifiquement, pour les systèmes de contreventement assuré par :

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

1^{ère} formule:

On peut aussi calculer T par la formule empirique suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

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

$$h_N = 15.5 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau (4.6 du RPA)**.

Tableau IV.6 : Valeurs du coefficient C_T .

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.050
4	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

$$C_T = 0.05 \Rightarrow T = 0.05 (15.5)^{3/4} = 0.39 \text{ s}$$

Alors: **T=0.39 s**

2^{ème} formule:

Pour les systèmes de contreventement assuré par :

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

✓ Des portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.

✓ Des voiles en partie ou dans sa totalité, des palées triangulés et des murs de maçonnerie

$$T = 0.09 \frac{H_n}{\sqrt{L}} \text{ (Formule 4.7 du RPA)}$$

Avec :

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

H_n: la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

Sens longitudinal :

$$\text{D'où ; } L_x = 22\text{m} \quad \text{donc } \Rightarrow T_x = 0.09 \frac{15.5}{\sqrt{22}} = 0.3 \text{ S}$$

Sens transversal :

$$\text{D'où ; } L_y = 8.5\text{m} \quad \text{donc } \Rightarrow T_y = 0.09 \frac{15.5}{\sqrt{8.5}} = 0.47 \text{ S}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min (T ; T_x) \Rightarrow \min (0.39 \text{ sec} ; 0.3 \text{ sec}) = 0.3 \text{ sec} \\ T_y = \min (T ; T_y) \Rightarrow \min (0.39 \text{ sec} ; 0.47 \text{ sec}) = 0.39 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{X.st} = 1.3 \times 0.3 = 0.39 \text{ sec} \\ T_{Y.st} = 1.3 \times 0.47 = 0.61 \text{ sec} \end{array} \right.$$

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

-Calcul de Facteur d'amplification D

Donc le facteur d'amplification dynamique moyens D_x et D_y , respectivement pour le sens longitudinal et transversal comme suit :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 4.2. Page 26.}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 7\%$, on a $\eta = 0.88$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0,7$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie des sites donnée par le **tableau 4.7. Du RPA 99.**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme. Donc catégorie S2.

$\Rightarrow T_2 = 0,5 S \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2$ donc :

Sens longitudinal :

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.3 \leq 0.5$ s

$\Rightarrow D_x = 2,5 \eta = 2,5 \times 0.88 = 2.2$

$\Rightarrow D_x = 2.2$

Sens transversal :

On a : $0 \leq T \leq T_2 \Leftrightarrow 0 \leq 0.47 \leq 0.5$ s

$\Rightarrow D_y = 2,5 \eta = 2,5 \times 0.88 = 2.2$

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

⇒ $D_y = 2.2$

-Calcul de La force sismique totale(V).

Sens Longitudinal :

$$V_{st.x} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15 \times 12439.1}{5} = 944.13 \text{ kN}$$

Sens Transversal :

$$V_{st.y} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.15 \times 12439.1}{5} = 944.13 \text{ kN}$$

-Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période Fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

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

Si $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le Déplacements, moment,..) Dans le rapport $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$

- Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Tableau IV. 7 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens xx).

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	10,85 6,34 2,34	1060,79	29,37	556,93	210,16	850,63	14,69	14,68
5/ 2	10,85 6,54 5,40	1000,13	19,17	375,23	306,65	693,47	34,88	-15,72
5/ 3	10,85 6,59 8,51	872,65	23,67	286,14	303,43	569,22	41,79	-18,13
5/ 4	0,85 6,54 11,60	669,75	13,78	244,27	304,50	365,25	41,10	-27,32
5/ 5	0,85 6,55 14,72	387,48	19,23	138,63	263,37	124,11	37,11	-17,89

$$V_x = 1060.79 \text{ KN}$$

Tableau IV .8 : Résultat d'action sismique à la base trouvée par le ROBOT (sens YY).

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
6/ 1	10,85 6,34 2,34	29,11	1123,89	2528,43	4,52	24,59	217,67	906,22
6/ 2	10,85 6,54 5,40	17,96	1051,75	2412,75	4,26	13,70	159,44	892,31
6/ 3	10,85 6,59 8,51	20,41	910,14	2121,88	3,39	17,01	170,71	739,43
6/ 4	0,85 6,54 11,60	12,88	718,80	1655,00	2,72	10,16	169,55	549,26
6/ 5	0,85 6,55 14,72	18,97	429,25	947,21	6,29	12,68	163,78	265,49

$$V_y = 1123.89 \text{ KN}$$

-la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente :

$$V_x = V_y = 944.13 \text{ KN}$$

Tableau IV.9 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Les sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	755.30	1060.79	Condition vérifiée
Suivant Y	755.30	1123.89	Condition vérifiée

-L'effort tranchant de chaque niveau

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

$$F_i = \frac{(V - F_t) W h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \quad (\text{Formule 4.11 du RPA})$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_t = 0.07 . T . V \quad \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \\ \\ F_t = 0 \quad \quad \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$F_t = 0 \quad \quad \quad \text{Si } T < 0.7 \text{ sec}$$

On a : $T = 0.3 < 0.7 \Rightarrow F_t = 0$

Tableau IV.10 : La force sismique de chaque niveau.

Niveau	Force F_x (KN)	Force (F_y) (KN)
RDC	1060.79	1123.89
1	1000.13	1051.75
2	872.65	910.14
3	669.75	718.80
4	387.48	429.25

IV -6-Vérification des déplacements

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage Δ_k par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Sachant que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R= 5).

$$\Delta_{adm} = 1\%h = 0.01 \times 3.10 = \mathbf{0.031 \text{ m.}}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements.

		Sens x-x			Sens y-y			
Niveau	Hauteur (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk (m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δk (m)	Δ_{adm} (m)
RDC	3.10	0,005	0.025	0.001	0.000	0.000	0.000	0.0310
1	3.10	0,015	0.075	0.003	0.000	0.000	0.001	0.0310
2	3.10	0,027	0.135	0.004	0.001	0.005	0.002	0.0310
3	3.10	0,037	0,185	0.006	0.001	0.005	0.003	0.0310
4	3.10	0,046	0,230	0.008	0.002	0.010	0.004	0.0310

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs à Δ_{adm} ($\Delta_{ki} \leq \Delta_{adm}$). Condition vérifié dans tous les niveaux.

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

IV -7-Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: [RPA (5.9)]

Les effets de deuxième ordre (ou P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1$$

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).

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (K).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$ 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 $(1 / (1 - q_k))$
- Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Tableau IV.12: Vérification a L'effet P- Δ

Niveau	h _k	P _k (KN)	Sens(x-x)			Sens(y-y)		
			ΔK(m)	V _k (KN)	θ _k	ΔK(m)	V _k (KN)	θ _k
RDC	3.10	2566.3	0.001	83.04	0.0048	0	80.74	0
1	3.10	2484.2	0.003	78.85	0.0060	0.001	75.86	0.0020
2	3.10	2448.9	0.004	68,52	0,0046	0.002	65.64	0.0024
3	3.10	2484.3	0.006	52.68	0.0045	0.003	51.73	0.0023
4	3.10	2455.4	0.008	30.09	0.0042	0.004	30.92	0.0020

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets (P-Δ) peuvent être négligés, lorsque $\theta_k < 0.1$

IV -8-Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N}{BF_{c28}} \leq 0.3$

Où :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton

Tableau IV.13: Vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

Niveau	Poteaux	section	N (KN)	N _{rd}	La condition
RDC	13	30×40	1259.88	0.14	Vérifiée

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées, par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

-la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

-Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

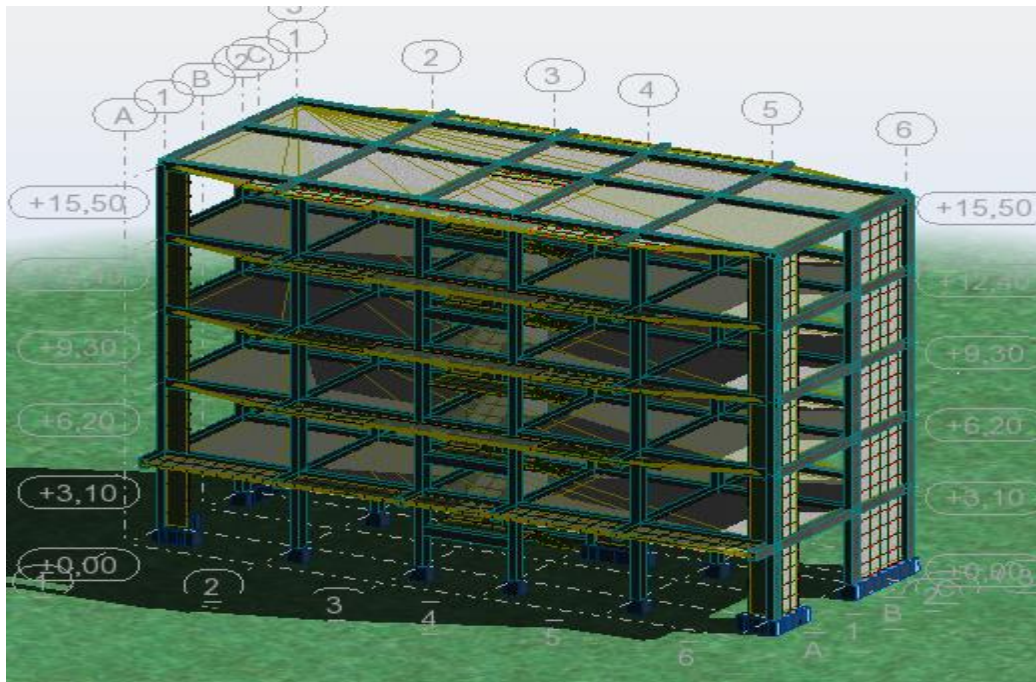


Figure IV.2 : Vue en 3D du model obtenu par logiciel ROBOT V2014

IV -9- Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

Centre de gravité des masses et Centre de rigidité

-centre de masse

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

-Centre de torsion

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.

Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie une translation et une rotation en même temps.

-Les coordonnées de centre de gravité des masses $G (X, Y)$ et de centre des rigidités $R(X; Y)$ données par le ROBOT, les résultats dans le tableau suivantes :

Tableau IV.14 : Les coordonnées de centre des masses et de centre des rigidités

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	10.85	6.34	10.78	8.41
1 ^{ère} étage	10.85	6.60	10.78	8.41
2 ^{ème} étage	10.85	6.65	10.78	8.41
3 ^{ème} étage	10.85	6.67	10.78	8.41
4 ^{ème} étage	10.85	6.34	10.78	8.41

-Calcul de l'excentricité

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

L'excentricité théorique et accidentelle

Les résultats donnés par le ROBOT dans le tableau suivant :

Tableau IV.15 :L'excentricité théorique

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle		$e_{théo} < e_{acc}$
	e_x	e_y	e_x	e_y	
RDC	0.07	2.07	1.1	0.425	CV
1^{ère} étage	0.07	1.81	1.1	0.425	CV
2^{ème} étage	0.07	1.76	1.1	0.425	CV
3^{ème} étage	0.07	1.74	1.1	0.425	CV
4^{ème} étage	0.07	2.07	1.1	0.425	CV

IV -10-Vérification au renversement

$$\sum W_K b_i > \sum F_k h_k$$

$\sum F_k h_k$: Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique

Avec :

F_k : La somme des forces sismique à chaque étage K .

h_k :La hauteur d'étage K .

W_k :Le poids calculé à chaque niveau K : $W_k = W_{Gk} + \beta W_{Qk}$

W_{Gk} :Le poids du aux charges permanent .

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

W_{Qk} :Le poids du aux charges d'exploitation .

b_i : Le centre de gravité de la structure.

Tableau IV.16. Les résultats de Vérification au renversement (sens XX)

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{ix}(m)$	$W_k b_{ix}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k h_k$
4	245,54	11,85	2909,6	87,2	15,50	1351,76
3	248,43	11,85	2943,9	43,9	12,40	543,8673
2	244,89	11,85	2901,9	28,9	9,30	268,8188
1	248,42	11,85	2943,8	21,9	6,20	136,0522
RDC	256,63	11,85	3041,1	18,0	3,10	55,77608
			14740,3			2356,27

Tableau IV.17 : Les résultats de Vérification au renversement (sens yy)

Niveau	$W_k(KN)$	$b_{iy}(m)$	$W_k b_{iy}$	$F_k(KN)$	$h_k(m)$	$F_k h_k$
4	245,54	7,34	1802,3	87,2	15,50	1351,76
3	248,43	7,34	1823,5	43,9	12,58	551,7622
2	244,89	7,34	1797,5	28,9	9,52	275,178
1	248,42	7,34	1823,4	21,9	6,46	141,7577
RDC	256,63	7,34	1883,7	18,0	3,40	61,17376
			9130,3			2381,6

Le bâtiment est stable au renversement, On va vérifier la relation suivant :

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

$$\frac{M_s}{M_R} = \frac{\sum W_k b_i}{\sum F_k h_i} > 1.5$$

Sens XX :

M_s (KN.m)	M_R (KN.m)	M_s/M_R	Vérification
14740,3	2356,27	6.25	Condition vérifiée

Sens YY :

M_s (KN.m)	M_R (KN.m)	M_s/M_R	Vérification
9130,3	2381,6	3.83	Condition vérifiée

-Justification de l'interaction portiques-voiles :

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Sous charges verticales :

$\frac{\sum F_{\text{Portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \leq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{voile}} + \sum F_{\text{portique}}} \geq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.18 : Vérification de l'interaction sous charges verticale

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Niveau	Charge reprise		Pourcentages reprise	
	Portique	voile	Portique (%)	voile(%)
RDC	9224.35	3214.75	74.16	25.84
1^{ere} étage	7620.35	2612.23	74.47	25.53
2^{eme} étage	5980.75	1929.55	74.61	24.39
3^{eme} étage	4425.81	1438.66	74.47	24.53
4^{eme} étage	2762.31	951.46	74.38	25.62
Total			74.82	25.18

Sous charges horizontales :

$\frac{\sum F_{\text{Portique}}}{\sum F_{\text{portique}} + \sum F_{\text{voile}}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{\text{voile}}}{\sum F_{\text{voile}} + \sum F_{\text{portique}}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

Tableau IV.19 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Port	voile	Port(%)	voiles(%)	Port	voile	Port(%)	voiles(%)
RDC	165.11	665.28	19.88	80.12	156.81	650.59	19.42	80.58
1^{ère} étage	242.31	546.14	30.73	69.27	115.30	643.26	15.20	84.80
2^{ème} étage	239.69	445.47	34.98	65.02	123.31	533.04	18.79	81.21
3^{ème} étage	241.25	285.57	45.79	54.21	122.37	394.91	23.66	76.34
4^{ème} étage	209.08	91.80	69.49	30.51	117.93	191.23	38.15	61.85
Totale			40.18	59.82			23.04	76.96

Analyse des résultats : On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges Verticales et horizontales est vérifiées dans tous les étages.

Plancher	Poids G (KN)		Poids Q (KN)		W _k (KN)
	W _{GK} (cumulée)	W _{GK} (relative)	W _{QK} (cumulée)	W _{QK} (relative)	
4^{ème} étage	3545.64	1955.89	1946.97	499.51	2455.40
3^{ème} étage	5548.61	2002.97	1528.30	481.33	2484.30
2^{ème} étage	7516.18	1967.57	2009.63	481.33	2448.90
1^{ère} étage	9519.15	2002.97	2490.96	481.33	2484.30
RDC	11604.12	2084.97	2972.29	481.33	2566.30
					12439.20

CHAPITRE IV : ÉTUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE.

IV -11-Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le RPA99/2003, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

chapitre V:

Ferraillage des éléments porteurs

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V-1-Introduction

Connaissant les sollicitations aux quelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre ouvrage, il est maintenant possible de procéder au ferrailage de ces élément. Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/Version 2003).

Les objectifs du ferrailage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V -2-Hypothèses

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

-La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque type des poteaux, ou l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du

Même niveau.

-Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque Travée.

-La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par l'RPA

V -3-Ferrailage des portiques

V -3-1-Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments fléchissant et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus Défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Tableau V.1 : situations pour le ferrailage des poutres

	γ_b	γ_s	$F_{c28}(MPa)$	$F_{bu}(MPa)$	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	500	434.78
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	500	500

➤ **Combinaisons des charges**

Les combinaisons d'actions à considérer pour le ferrailage des poutres sont en fonction du type des sollicitations, et nous distinguons les combinaisons les plus défavorables :

***Etat limite ultime**

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

$$1,35G + 1,5Q$$

***Etat limite de service**

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

$$G + Q$$

***Etat accidentelle**

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure.

Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison des charges est donnée par la relation :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

G+Q ± E.....Selon RPA99/V2003.

0,8G ± ESelon RPA99/V2003.

Donc les poutres seront ferrillées suivant les combinaisons :

1. E.L.U: 1,35G + 1,5Q Selon BAEL 99.

2. Accidentels : G+Q ± E Selon RPA99/V2003.

3. Accidentels : 0,8G ± E Selon RPA99/V2003.

- La combinaison (1) pour obtenir le moment en travée.
- La combinaison (2) pour obtenir le moment a la nappe supérieure
- La combinaison (3) pour obtenir le moment a la nappe inférieure
- **Etapes à suivre**

A- Armatures longitudinales

- La contrainte limite du béton est : $f_{bc} = \frac{0,85 \times F_{c28}}{\gamma_b}$

- Le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

Avec :

M_u : Moment fléchissant

b : Largeur de la poutre

d : La hauteur utile de la section

- Si $\mu < 0,186$: L'état limite ultime est atteint au pivot A

- Si $0,186 \leq \mu \leq \mu_{limite}$: La section d'acier tendus égale à :

$$A_s = \frac{0,8 \times \alpha \times b \times d \times \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

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

*Vérification

-BAEL 91

- Condition de non fragilité : $A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$

- Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

*Vérification à l'ELS

- La fissuration est peut préjudiciable

- Si $\alpha_u \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}$, pas de vérification des contraintes à l'ELS.

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

*Vérification de la flèche

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq 0,1 \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

*Recommandations du RPA99 /ver 2003

A-Armatures longitudinale : (Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre et de 0.5%.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° dans les poteaux.

B-Armatures transversales : (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par $A_t = 0,003 S b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$$

- En dehors de la zone nodale: $S_t \leq \frac{h}{2}$

Choix de ϕ_t :

$$- \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ (BAEL 91)}$$

- **Calcul de ferrailage**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

A-Ferraillage des poutres longitudinales

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après ROBOT, les résultats dans le tableau suivant :

Les résultats de calcul du ferraillage donné par le tableau suivant :

Tableau V.2 : calcul du ferraillage des poutres longitudinales

Position	M _{max} (KN.m)	Combinaison	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)
Travée	33.66	G+Q±E	0.054	0.069	35.00	2.21
Appuis sup	97.34	1.35G+1.5Q	0.16	0.219	32.84	5.93

*Choix des barres

- En travée : 6T12=6.79 cm²
- En appui : nappe sup 6T12=6.79 cm²

*Vérification du ferraillage

-Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\frac{b \times h}{1000} = \frac{30 \times 40}{1000} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 1,2 \text{ cm}^2; 1,04 \text{ cm}^2 \}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Donc : $A_{\min} \geq 1,2cm^2$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots cv$$

-Section minimal de l'RPA

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 6cm^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots cv$$

-Section maximal de l'RPA

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48cm^2 \dots\dots\dots cv \text{ En zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72cm^2 \dots\dots\dots cv \text{ En zone de recouvrement.}$$

*Vérification a L'ELU

-La contrainte de cisaillement : [2] (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$T_{\max} = 169.730KN$$

Donc :

$$\tau_u = 1.39MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots cv$$

-Les armatures transversales

➤ Choix du diamètre

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12mm$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Donc on prend $\phi_t = 8mm$

- L'espacement entre les cadres: D'après [3] (art A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 32.4cm$$

- Calcul de la section des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.695MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.695 \cdot b \cdot S_t}{F_e} = 1.35cm^2$$

Soit :

$$A_t = 4T8 = 2.01cm^2 \geq 1.35cm^2$$

- L'espacement d'après le BAEL91

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b} = 56.25cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 32.4cm$$

- L'espacement exigé par l'RPA

- ❖ En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right) = 10cm$$

On adopte $S_t = 10cm$

- ❖ En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm$$

On adopte $S_t = 15cm$

- La section minimale des armatures selon l'RPA

$$A_{tmin} = 0.003S_t \cdot b = 0.003 \times 150 \times 300 = 1.35cm^2$$

$$A_{tmin} = 1.35cm^2 < 2.01$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99/V2003 la longueur minimal de recouvrement dans la zone lia est de 50ϕ

$$50\phi = 50 \times 1.6 = 80cm$$

-Vérification a L'ELS

- La contrainte de compression du béton

$$M_{ser}(\text{travée}) = 36.32 \text{ KN.m} ; M_{ser}(\text{appui}) = 64.5 \text{ KN.m}$$

En Travée :

$$b.y^2 + 30.d.A_s = 0 \Rightarrow y = 13.4cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15A_s(d - y)^2 = 60651,15cm^4$$

En Appui :

$$b.y^2 + 30.d.A_s = 0 \Rightarrow y = 14.05cm$$

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15A_s(d - y)^2 = 68654,04cm^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser-trv} \times y}{I} = 6.61MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots cv$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser-app} \times y}{I} = 9.07MPa \leq \bar{\sigma} = 15MPa \dots\dots cv$$

NB :

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieure a :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

$L_{max}/5$: si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 1.1m

$L_{max}/4$: si l'appui appartient une travée de rive soit : 1.35m

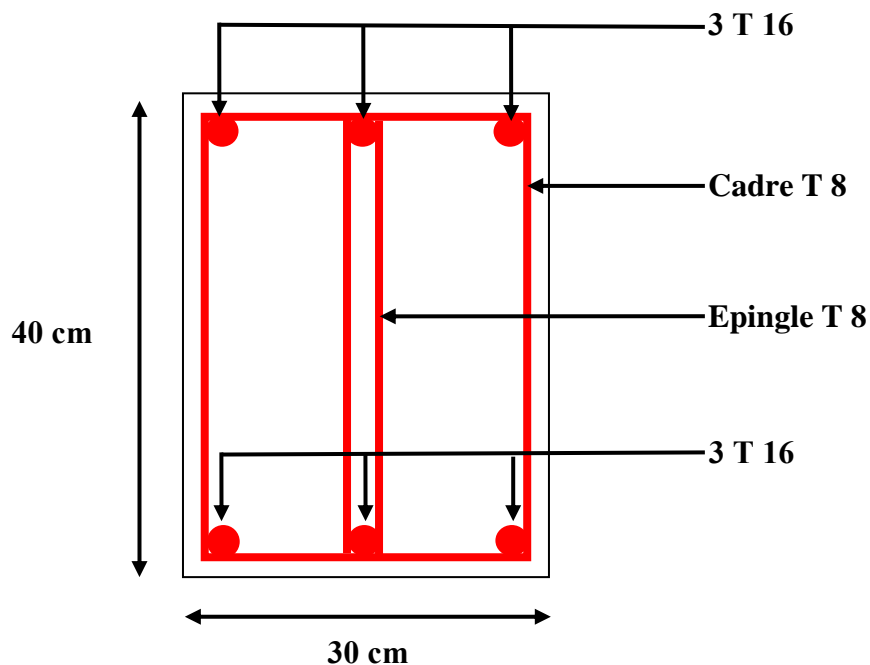


Figure V.1 : ferrailage des poutres principales en travée

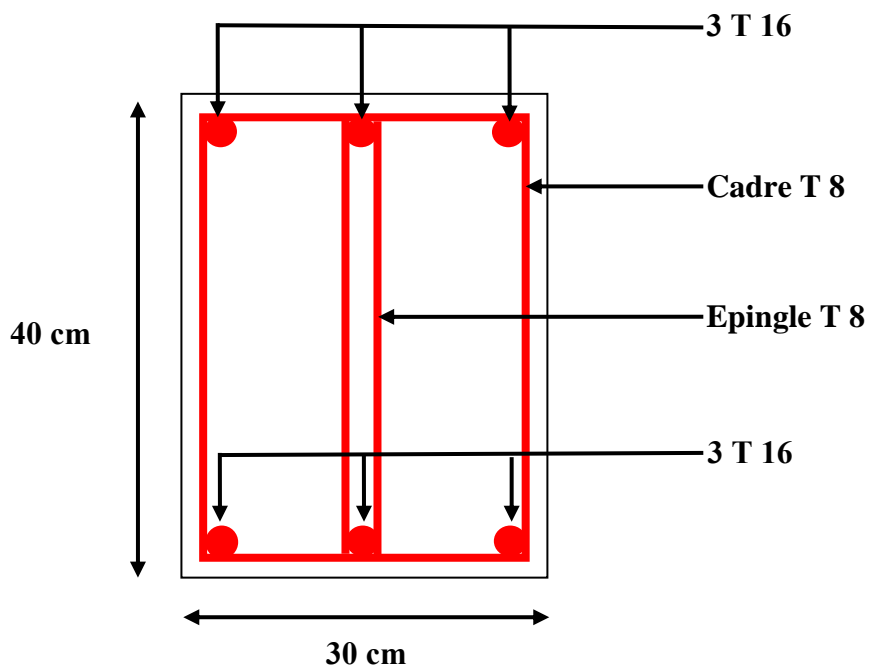


Figure V.2 : ferrailage des poutres principales sur appui

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

B-Ferraillage des poutres transversales

Pour le calcul on va prendre les moments maximums. D'après ROBOT, les résultats dans le tableau suivant :

Les résultats de calcul du ferraillage donné par le tableau suivant :

Tableau V.3 : calcul du ferraillage des poutres transversales

Position	M _{max} (KN.m)	Combinaison	μ	α	Z(cm)	A _s (cm ²)
Travée	20.49	G+Q±E	0.037	0.047	35.32	1.33
Appuis sup	14.98	1.35G+1.5Q	0.027	0.034	35.51	0.97

*Choix des barres

- En travée : 6T12=6.79 cm²
- En appui : nappe sup 6T12=6.79 cm²

*Vérification du ferraillage

-Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$\frac{b \times h}{1000} = \frac{30 \times 40}{1000} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max \{ 1,2 \text{ cm}^2; 1,04 \text{ cm}^2 \}$$

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

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots cv$$

-Section minimal de l'RPA

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 6cm^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots cv$$

-Section maximal de l'RPA

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48cm^2 \dots\dots\dots cv \text{ En zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72cm^2 \dots\dots\dots cv \text{ En zone de recouvrement.}$$

*Vérification a L'ELU

-La contrainte de cisaillement : [2] (art A.5.1)

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33MPa$$

$$T_{\max} = 169.730KN$$

Donc :

$$\tau_u = 1.39MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots cv$$

-Les armatures transversales

- Choix du diamètre

On a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = 12mm$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- L'espacement entre les cadres: D'après [3] (art A.5.1, 22)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 32.4cm$$

- Calcul de la section des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4MPa\right) = 0.695MPa$$

$$A_t \geq \frac{0.695 \cdot b \cdot S_t}{F_e} = 1.35cm^2$$

Soit :

$$A_t = 4T8 = 2.01cm^2 \geq 1.35cm^2$$

- L'espacement d'après le BAEL91

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b} = 56.25cm$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}) = 32.4cm$$

- L'espacement exigé par l'RPA

❖ En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2\right) = 10cm$$

On adopte $S_t = 10cm$

❖ En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20cm$$

On adopte $S_t = 15cm$

- La section minimale des armatures selon l'RPA

$$A_{t\min} = 0.003S_t \cdot b = 0.003 \times 150 \times 300 = 1.35cm^2$$

$$A_{t\min} = 1.35cm^2 < 2.01$$

- Recouvrement des armatures longitudinales

D'après l'RPA99/V2003 la longueur minimal de recouvrement dans la zone lia est de 50ϕ

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

$$50\phi = 50 \times 1.6 = 80\text{cm}$$

-Vérification a L'ELS

- La contrainte de compression du béton

$$M_{ser}(\text{travée}) = 36.32 \text{ KN.m} ; M_{ser}(\text{appui}) = 64.5 \text{ KN.m}$$

En Travée :

$$b.y^2 + 30.d.A_s = 0 \Rightarrow y = 13.4\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15A_s(d - y)^2 = 60651,15\text{cm}^4$$

En Appui :

$$b.y^2 + 30.d.A_s = 0 \Rightarrow y = 14.05\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15A_s(d - y)^2 = 68654,04\text{cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser-trv} \times y}{I} = 6.61\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots cv$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser-app} \times y}{I} = 9.07\text{MPa} \leq \bar{\sigma} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots cv$$

NB :

Les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nœud de l'appui est supérieure a :

$L_{max}/5$: si l'appui n'appartient pas a une travée de rive soit : 1.1m

$L_{max}/4$: si l'appui appartient une travée de rive soit : 1.35m

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

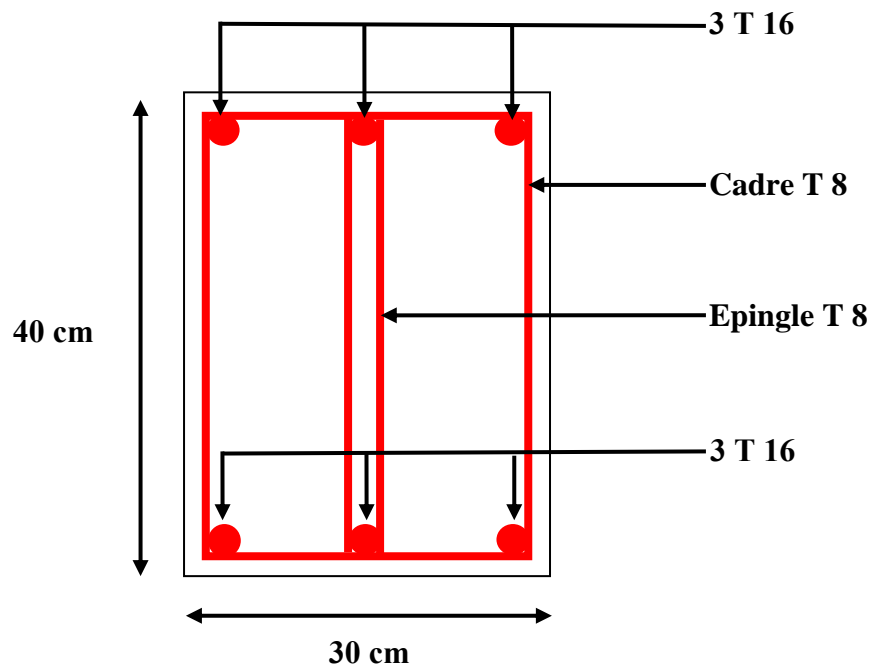


Figure V.3 : ferrailage des poutres secondaires en travée

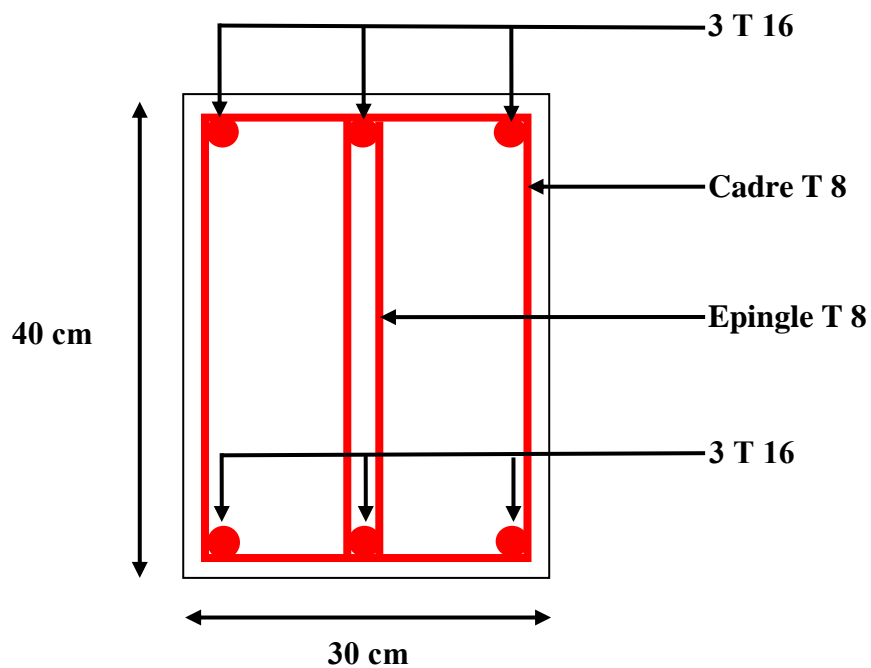


Figure V.4 : ferrailage des poutres secondaires sur appui

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

V -3-2-Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal, transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée avec des fissurations peu nuisibles.

➤ combinaisons des charges

- ❖ $1,35G + 1,5Q$ selon BAEL91(1)
- ❖ $G+Q \pm E$ Selon RPA99/V2003. (2)
- ❖ $0,8G \pm E$ Selon RPA99/V2003 (3)

La combinaison (2) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que

la charge sismique. Du fait que cette charge (exploitation) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (de 40% à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

1^{ere}) N_{max} et M_{cor}

2^{eme}) M_{max} et N_{cor}

3^{eme}) N_{min} et M_{cor}

➤ Recommandations du RPA99 /ver 2003

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- ✓ $A_{max} = A_s / b h < 3\%$ en zone courante.
- ✓ $A_{max} = A_s / b h < 6\%$ en zone recouvrement.
- ✓ $A_{min} = A_s > 0,8 \% b h$ (zone IIa).
- ✓ Le diamètre minimal est de 12 mm.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi L$.
- ✓ La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

➤ Les résultats obtenus

Les sollicitations internes pour chaque élément sont données par le logiciel Robot,

Les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Le calcul est appliqué sur les Poteaux les plus sollicités « RDC ».

La section des poteaux d'après le pré-dimensionnement est 30X40 cm.

Tableau V.4 : Les sollicitations internes pour les poteaux

Combinaison	N(KN)	M(KN)
1.35G+1.5Q	1007.75	5.09
G+Q ± E	708.26	12.69

➤ calcul de ferrailage

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC », les résultats obtenus données par le tableau suivant :

Tableau V.5: calcul du ferrailage des poteaux

Com	N(KN)	M(KN)	N.S	A_c (cm ²)	$A_s = 1\% A_c$ (cm ²)	A_{ad} (cm ²)
1	1007.75	5.09	EC	1200	12	8T14=12.31
2	708.26	12.69	EC	1200	12	8T14=12.31

➤ Vérification du ferrailage

A- Les armatures longitudinales

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- ✓ Suivant l'RPA:
 - La section minimale

La Section minimale est de 0.8% de la section totale.

$$A_{s\min} = 0.8\%bh = 9.6\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{adp}} = 12.\text{cm}^2 > A_{s\min} = 9.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots\text{cv}$$

- La section maximale

La section maximale est de 4% en zone courante, est de 6% en zone recouvrement.

$$A_{s\max} = 4\%bh = 48\text{cm}^2$$

$$A_{s\max} = 6\%bh = 72\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{adp}} = 12\text{cm}^2 < A_{s\max} \dots\dots\dots\text{cv}$$

B- vérification a l'ELU

- ✓ Vérification vis-à-vis l'effort tranchant
 - Vérification selon l'RPA

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \rho_b \cdot F_{c28}$$

$$\rho_b = 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0.05 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} : L'elancement - géométrique$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

$$\lambda_g = 19.5 \geq 5$$

$$\bar{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.252 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.875 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

➤ Vérification selon les règles BAEL91

Fissuration non préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{68.722 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.4} = 0.57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

C-calcul des armatures transversales

✓ Choix de diamètre

On a :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_{l \min} \Rightarrow \phi_t = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm}$$

On adopte des cadres : T8

$$S_t \leq \min(15\phi_t; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

✓ Espacement des cadres d'après l'RPA

➤ Dans la zone nodale

Dans la zone IIa :

$$S_t \leq \min(10\phi_t; 15 \text{ cm})$$

Donc :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

$$S_t \leq \min(16\text{cm}; 15\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 15\text{cm}$$

Soit : $S_t = 10\text{cm}$

➤ Dans la zone courante

Dans la zone IIa :

$$S_t \leq 15\phi_t$$

Donc :

$$S_t \leq 15 \times 1.6 \Rightarrow S_t \leq 24\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

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

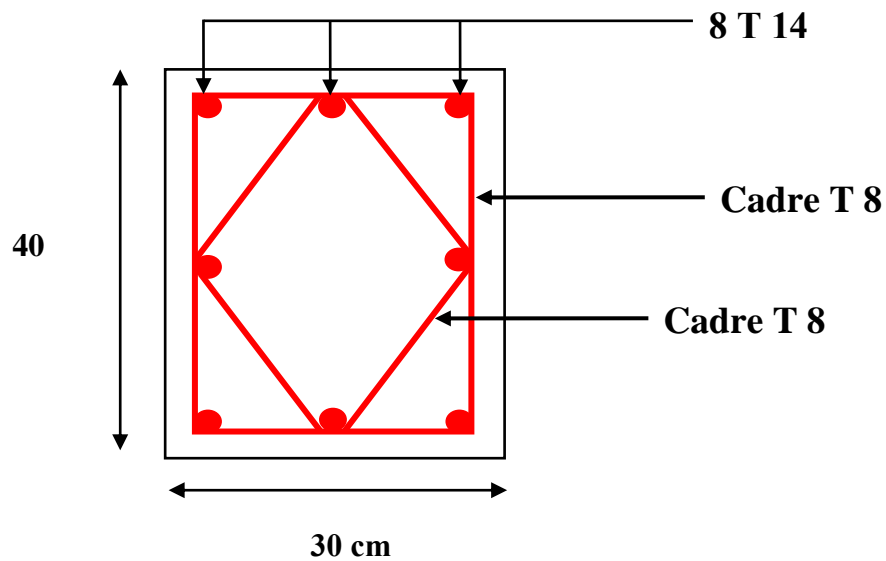


Figure V.5 : ferrailage de poteau

V -4-Ferrailage des voiles

V -4-1-Introduction

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal est déterminé selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ils seront ferrailés d'après l'RPA suivant les combinaisons suivant :

- 0.8G+E : pour le ferrailage a la flexion
- EG+Q+1.2 : pour la vérification de la résistance du béton a la compression

V -4-2- Prescription imposées par l'RPA99/2003

➤ **Acier verticaux**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par l'RPA99/V2003 et écrites ci-dessous :

-L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité

Parles armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

-Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

-Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

-A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm

($S_t \leq 15\text{cm}$).

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

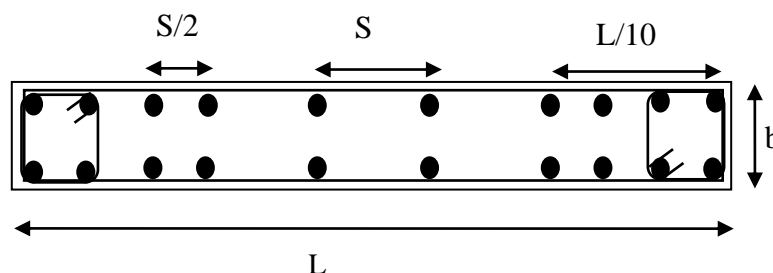


Figure V.6 : section transversale de voile

- **Acier horizontale**
 - Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de $10\varnothing$.
 - **Règles communes**
 - Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%
 - ✓ En zone courante 0.10%
 - L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes (Art 7.7.4.2 RPA/Version2003):
 - $S \leq 1,5 e$
 - $S \leq 30 \text{ cm}$
- e: épaisseur du voile

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ $40\varnothing$: pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - ✓ $20\varnothing$: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V-4-3-Ferrailage verticale

Le calcul se fera pour des barres verticales dont la longueur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Art 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

V -4-4-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

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

a. Section partiellement comprimée : (S P C)

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.Y}{I}$$

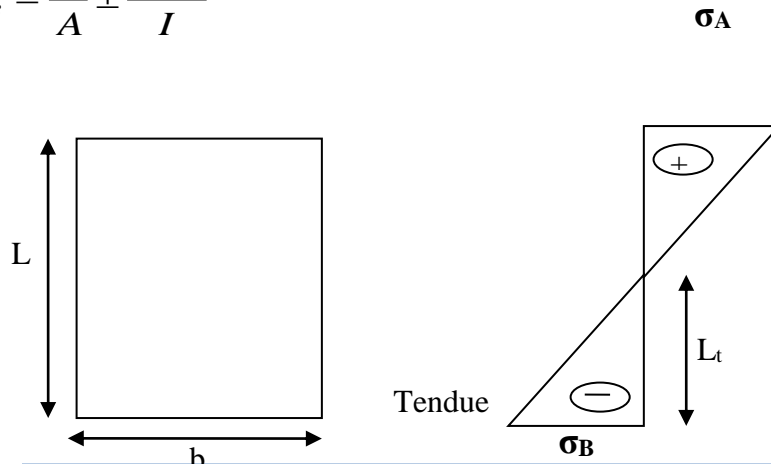


Figure V.7: Section partiellement comprimée.

A : surface

I : moment d'inertie

N : effort normal

M : moment de flexion

➤ Si : $M > 0 \Rightarrow \sigma_A > 0$ 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 :

$$T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

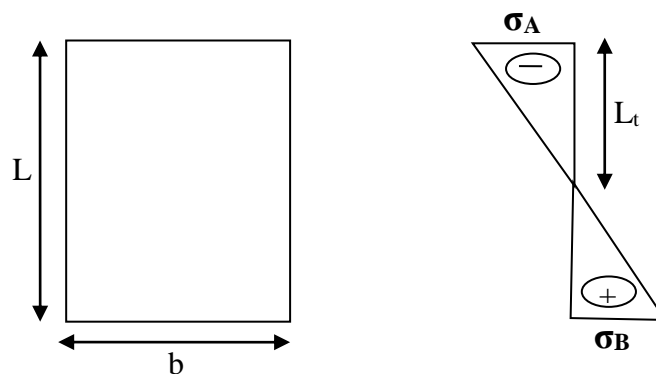


Figure V.8 : Section partiellement comprimée.

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

➤ Si : $M < 0 \Rightarrow \sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L - L_t)} \Rightarrow$$

$$L_t = \frac{L \cdot \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

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 : $A_{\text{cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

A-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 est exigée par l'RPA 99/V2003 (comme section minimale)

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

B- Section entièrement tendue :(S E T)

Dans ce cas on a deux contrainte de traction (σ_A, σ_B) la longueur tendue est égale à « L »

$$\Rightarrow L = L_t$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left(\frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

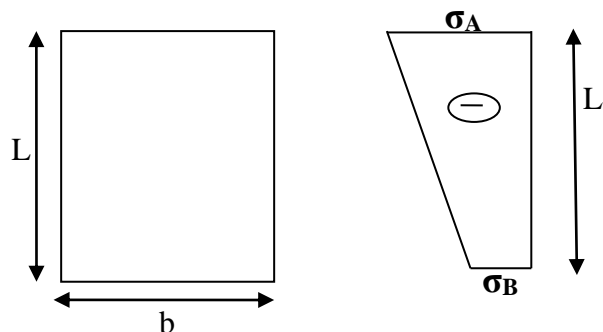


Figure V.9 : Section entièrement tendue.

La section d'armature nécessaire est donnée par la formule suivante :

$$A_{\text{cal}} = \frac{T \times \gamma_s}{f_e}$$

V -4-5-Calcul de ferrailage voiles pleins

A- Calcul de ferrailage vertical

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile:

$$A_{\text{min}} = 0.15 \% b.L \quad \text{globalement dans la section du voile.}$$

$$A_{\text{min}} = 0.10 \% b.L \quad \text{dans la zone courante.}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGES DES ÉLÉMENTS PORTEURS

B-Espacement des armatures verticales

A chaque extrémité de voile l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ; cet espace d'extrémité doit être au plus

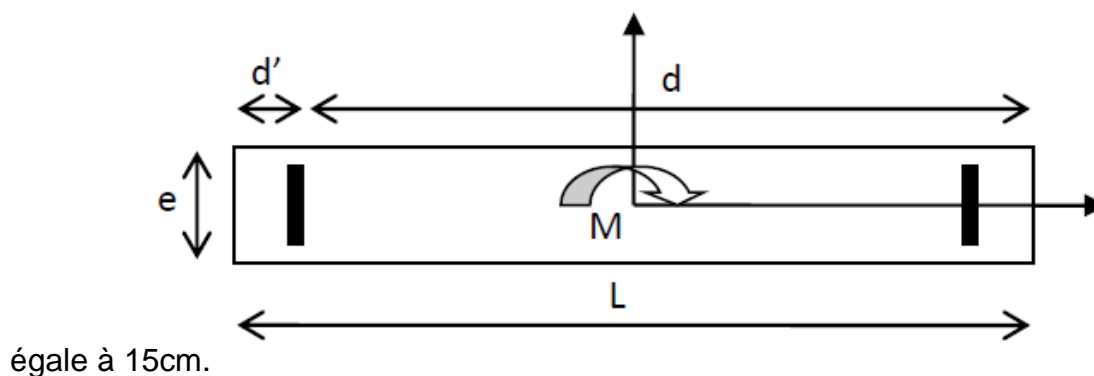


Figure V.10 : Schéma d'un voile plein.

➤ Exemple de calcul des voiles

Exemple 01

Tableau V.6: la géométrie

Nom	P1
Longueur	3,35 (m)
Epaisseur	0,20 (m)
Hauteur	3,10 (m)
Hauteur de la couronne	0,00 (m)
Appui vertical	-----

Conditions aux appuis: plancher aboutissant de deux côtés

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

*Chargements

-Réduites

Tableau V.7:calcul des charges réduits

Nature	N(kN)	M(kN*m)	H(kN)
sismique (G+Q+EX)	488,69	-438,41	15,25
sismique (G+Q-EX)	1293,75	82,67	-12,02
sismique (G+Q+EY)	553,64	-1297,50	226,40
sismique(G+Q-EY)	1228,80	941,76	-223,17
sismique (0.8G+EX)	183,05	-365,97	12,74
sismique (0.8G-EX)	988,10	155,12	-14,52
sismique (0.8G+EY)	247,99	-1225,06	223,90
sismique (0.8G-EY)	923,16	1014,21	-225,68

*Longueur de flambement

$$L_f' = 2,64 \text{ (m)}$$

-Elancement

$$\lambda = 45,64$$

- Coefficient α

$$\frac{\alpha}{\alpha_1} = 1,1 \text{ (Age du béton au chargement :28)}$$

$$\alpha = 0,40$$

- Résistance du voile non armé

$$\sigma_{ulim} = 6732,25 \text{ (kPa)}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

- Voile non armé

✓ Combinaison dimensionnante:ELU 65535

$\sigma_{\max} < \sigma_{\text{ulim}} \Rightarrow$ Voile non armé

$0,00 < 6732,25$ (kPa)

✓ Combinaison dimensionnante: ACC

$\sigma_{\max \text{ seism}} < \sigma_{\text{ulim seism}} \Rightarrow$ Voile non armé

$4344,06 < 8174,47$ (kPa)

-Cisaillement (BAEL91 A5.1,23)

Armatures horizontales

✓ Combinaison dimensionnante-ELU

$V_u = 0,00$ (kN)

$\tau = 0,00$ (kPa)

$A_h = 0,00$ (cm²/m)

✓ Combinaison dimensionnante-ACC:

$V_u = 226,40$ (kN)

$V^* = 396,21$ (kN)

$\tau^* = 609,55$ (kPa)

$\tau_{\text{lim}} = 1050,00$ (kPa)

$\alpha_V = 0,98$

$A_{th} = 0,00$ (cm²/m)

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

*Armatures verticales

✓ Combinaison dimensionnante

$$V_u = 226,40 \text{ (kN)}$$

$$V^* = 396,21 \text{ (kN)}$$

$$\tau^* = 609,55 \text{ (kPa)}$$

$$\tau_{lim} = 1050,00 \text{ (kPa)}$$

$$\alpha V = 0,98$$

$$A_{tv} = 0,00 \text{ (cm}^2\text{/m)}$$

➤ **Ferrailage**

*Armatures verticales

Tableau V.8: calcule le ferrailage des armatures verticales.

zoneX0(m)	zoneX1(m)	Quantité	Acier	Diametre(mm)	Longueur(m)	Espacement(m)
0,00	1,66	14	HA500	12,0	3,76	0,25
1,68	3,34	14	HA500	12,0	3,76	0,25

Avec:

X0 - Début de la zone

X1 - Fin de la zone

*Armatures horizontales

Tableau V.9: calcule le ferrailage des armatures horizontales.

Type	Quantité	Acier(mm)	Diametre(m)	A(m)	B(m)	C(m)	Espacement	Forme
droit	26	HA 500	8,0	3,29	0,00	0,00	0,25	00
boucles U	26	HA 500	8,0	0,48	0,14	0,48	-	21

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

*Épingles

Tableau V.10: calcule le ferrailage d'épingles

Quantité	Acier	Diametre	A(mm)	B(m)	C(m)	Forme(m)
156	HA 500	6,0	0,15	0,00	0,00	00

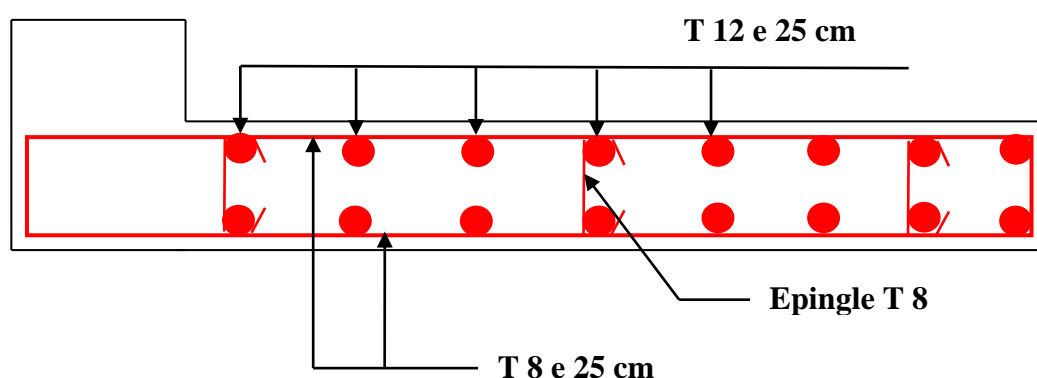


Figure V.11 : ferrailage des voiles

V-5-Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Robot2016. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Robot2016.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

chapitre VI

Etude d'infrastructure

VI -1-Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage.

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VI -2-Objectifs assurés par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour but de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à safondation :

-Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeursextrêmes.

-Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

-Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI -3-Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol oudans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radiergénéral).

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI -4-Différents types de fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VI -5-les combinaisons d'action

D'après le RPA99 (article 10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

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

VI -6-Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du soi d'assise qui est égal à 1,90 bar, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolée.
- Radier général.

On doit vérifier ces types pour le choix de fondation

VI -7-Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage

- la portance du sol
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol, on commence le choix de fondation par les semelles isolées
- filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

VI -7-1-Vérification de type de la semelle

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \quad \Leftrightarrow \quad S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{SOL}}}$$

Le poids total du bâtiment : $W_{\text{TOT}} = 12439.1 \text{ KN}$

La surface totale du bâtiment : $S = 187 \text{ m}^2$

$\sigma_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bar}$

$$\frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1007,75}{17} = 59.28 \text{ m}^2$$

VI -7-2-vérification de la semelle isolée

- pré dimensionnement

CHAPITRE VI : ETUDE D'INFRASTRUCTURE.

On adoptera une semelle homothétique a celles du poteau : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

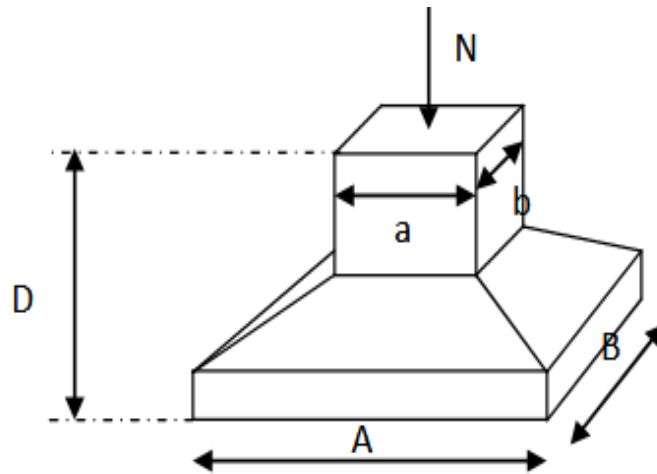


Figure VI.1 : Dimensions de la semelle isolée

D'où : Semelle $\geq N/\sigma_{sol}$; $\sigma_{sol} = 1.7bar$

On donne une valeur A on trouve B

$$A = \frac{B \times a}{b}$$

Le calcul se fait pour poteau central (30*40) le plus sollicité ayant un effort normal :

$$N = 732.64 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{732.64}{170} \Rightarrow S \geq 4.30$$

$$A = B = 2.1 \text{ m}$$

➤ Vérification de la mécanique des sols

Il faut vérifier que :

$$L_{min} \geq 1.5 \cdot B$$

Tel que L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux

$$\text{On a : } 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ m} \leq L_{min} = 3,3 \text{ m} \dots \dots \dots \text{ (c.v)}$$

La hauteur de la semelle sera déduite de la condition de rigidité qui s'écrit :

On prendra : $A = B = 220 \text{ cm}$

$$h_t \geq \frac{A-a}{4} + c \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{210-30}{4} + 5 = 50 \text{ cm}$$

Donc on prendra $h_t = 50 \text{ cm}$ et $d = 45 \text{ cm}$

➤ **Vérifications des contraintes :**

$$\sigma_{1,2} \leq 1.33\sigma_{\text{SOL}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A \times B} \left(1 \pm 6 \times \frac{e}{A} \right) \leq 1.33\sigma_{\text{SOL}}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18.56}{732.64} = 0.025 \text{ m} \quad \text{donc:}$$

$$\sigma_1 = \frac{732.64}{2.1 \times 2.1} \left(1 + 6 \times \frac{0.025}{2.1} \right) = 0.17 \text{ MPa} \leq 1.33 \times 1.7 = 2.26 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\sigma_2 = \frac{732.64}{2.1 \times 2.1} \left(1 - 6 \times \frac{0.025}{2.1} \right) = 0.15 \text{ MPa} \leq 1.33 \times 1.7 = 2.26 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

➤ **La condition de la vérification résistance**

$$\sigma_{\text{moy}} = \left(\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \right) \leq 1.33\sigma_{\text{SOL}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \left(\frac{3 \times 0.17 + 0.15}{4} \right) = 0.16 \text{ Mpa} \leq 1.33\sigma_{\text{SOL}} = 2.26 \dots \dots \text{cv}$$

Le diagramme est un trapèze ou un triangle.

Pour appliquer la méthode de bielles, il faut vérifier :

$$e = \frac{M}{N} \quad \Rightarrow \quad e = \frac{18.56}{732.64} = 0.025 \text{ m} \leq \frac{A}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} \quad \Rightarrow \quad e = \frac{18.56}{732.64} = 0.025 \text{ m} \leq \frac{a}{6} = \frac{0.3}{6} = 0.05 \text{ m}$$

Donc la méthode des bielles est applicable.

➤ Ferrailage de la semelle

En applique la méthode de bielle.

$$A_x = \frac{N(A-a)}{8 \times d_x \times \sigma_s} ; A_y = \frac{N(B-b)}{8 \times d_x \times \sigma_s}$$

$$A_x = \frac{N(A-a)}{8 \times d_x \times \sigma_s} = \frac{732.64 \times 10^3 (2100 - 300)}{8 \times 300 \times 434.78} = 12.63 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{N(B-b)}{8 \times d_x \times \sigma_s} = \frac{732.64 \times 10^3 (2100 - 500)}{8 \times 300 \times 434.78} = 11.23 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_x = A_y \Rightarrow 9\text{HA}14 = 13.85 ; \text{esp} = 18 \text{ cm}$$

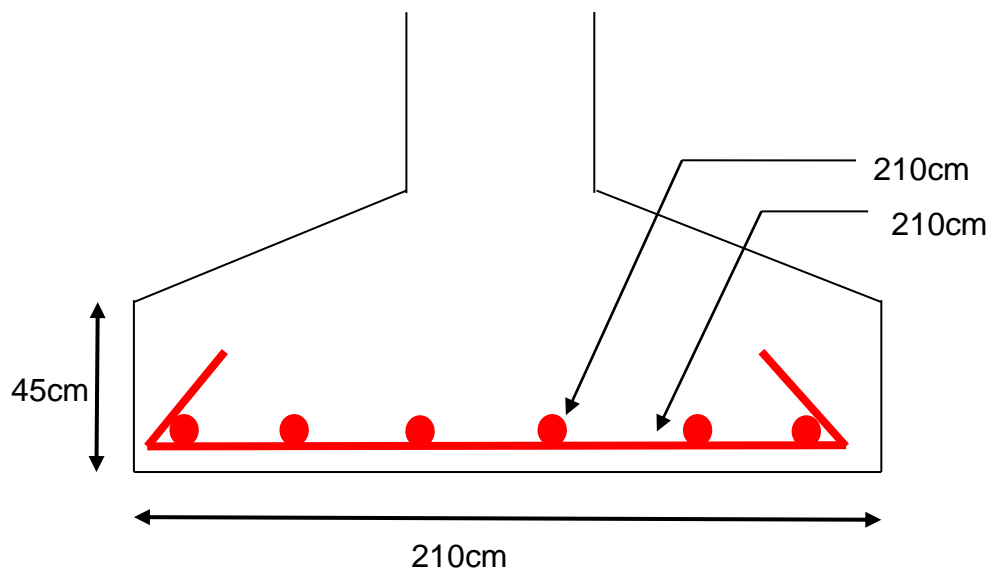


Figure VI.2 : Ferrailage de la semelle isolée

VI -7-3-Semelles Filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous

les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

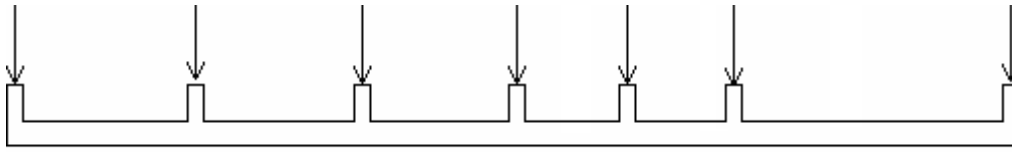


Figure VI.3 : semelles filantes

➤ Semelle filante sous voile

A-Pré dimensionnement de la semelle filante sous voile

$$S=B \times L \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée.

D'où :

$$B \geq \frac{5322.06}{480 \times 17} \Rightarrow \text{Soit : } B = 1\text{m}$$

$$d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{100-20}{4}$$

On prend $d = 25$ cm.

$$h_t = d + 5 = 30 \text{ cm}$$

B-Ferrailage Semelle filante sous voile

$$N = 5322.06$$

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \times d_x \times \sigma_s} = \frac{532.206 \times (100-20) \times 10^3}{8 \times 1700} = 11.2 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$6\text{HA}16 = 12,06\text{cm}^2 ; \text{Esp} = 15\text{cm}$$

C- Ferrailage transversales

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{12.06}{4}$$

On adopte :

$$4HA10 = 3,14\text{cm}^2 ; \text{Esp} = 20\text{cm}$$

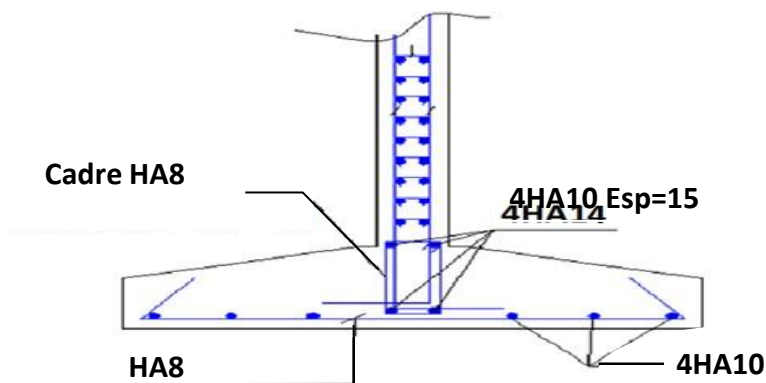


Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle filante sous voile

➤ Semelle filante sous 2 poteaux

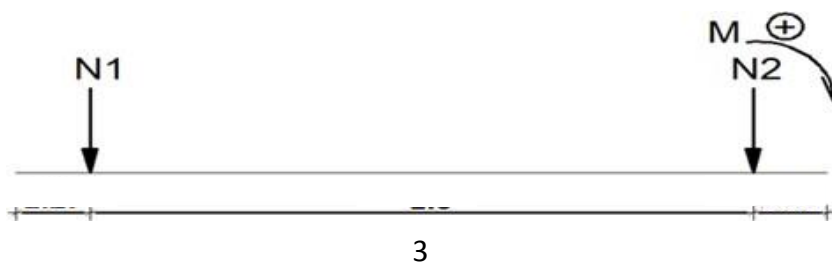


Figure VI.5 : Semelle filante sous 2 poteaux

$$N_1 = 9681 \text{ KN}$$

$$N_2 = 5322.2 \text{ KN}$$

Donc:

$$A \geq \frac{N_{\text{tot}}}{\sigma_{\text{sol}} \times B} = \frac{1500}{17 \times 1.8} = 4.3 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow M/1=0 \quad N_2 \times 3 - R \times L = 0$$

$$L = \frac{4.3}{2} \times 0.8 = 1.35 \text{ m}$$

***Moment sur appuis**

$$M_a = \frac{R}{A} \times \frac{L^2}{2} = 317.87 \text{ KN.m}$$

***Moment sur travée**

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{X^2}{2} - N(X - L)$$

$$X = N_1/q \Leftrightarrow q = \frac{R}{A} \Leftrightarrow X = 2.77 \text{ m}$$

$$M_{(x)} = \frac{R}{A} \times \frac{X^2}{2} - N(X - L) = -361.35 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T_g = q \times L = 348.83 \times 1.35 = 470.9 \text{ KN}$$

$$T_d = q \times L - N_1 = 470.9 - 968.1 = -497.2 \text{ KN}$$

A-Ferrailage

$$M_a = 317.87$$

$$M_t = -361.35$$

$$T = 497.2$$

***En travée**

$$M = 361.35$$

$$B = 180 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0.069 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.089$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 19.23 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$10T16 = 20.11 \text{ cm}^2$$

***En appui**

$$M = 317.87$$

$$B = 180 \text{ cm}; h = 50 \text{ cm}$$

$$d = h - d' = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = 0.060 \leq \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.96$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 14.92$$

On adopte :

$$10T14 = 15.39 \text{ cm}^2$$

B-Ferrailage transversal

$$N_{\text{TOT}} = 1500.32$$

$$N = \frac{N_{\text{TOT}}}{A} = 348.9$$

$$A_S = \frac{N(B-b)}{8 \times d_x \times \sigma_s} = 3.34$$

On adopte :

$$6T10 = 4.74 \text{ cm}^2 ; \text{ esp} = 20 \text{ cm par } 1 \text{ ml}$$

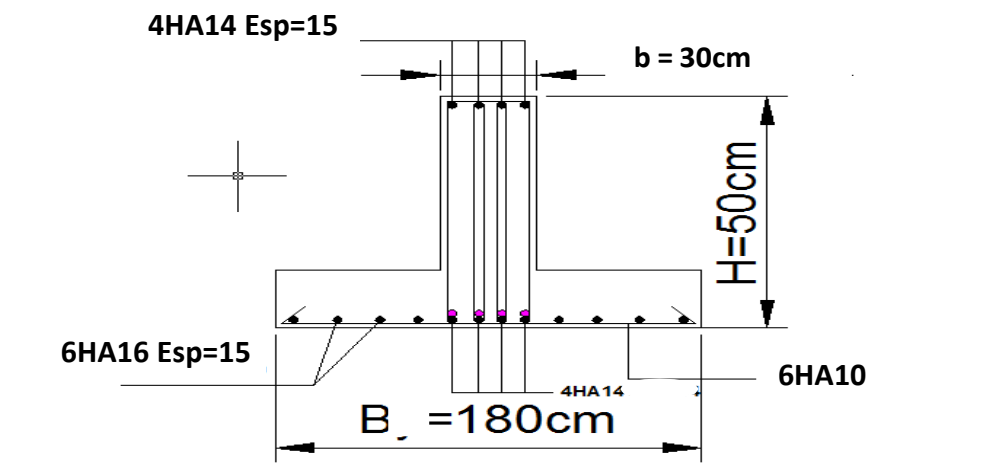


Figure VI.6 : Ferrailage de la semelle filante sous 2 poteaux

VI -8- Calcul de la longrine

D'après (RPA99version 2003) Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalant tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

VI -8-1-Dimensionnement de la longrine

Pour les sites de catégories S2, S3 ont doit disposer des longrines de (30x40) cm²
Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N_u}{\alpha} \geq 20 \text{KN} \dots \dots \dots [\text{RPA 99 V 2003}]$$

Avec :

N : la valeur maximale des charges verticales

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site $\alpha=12$ (Zone IIa ; Site S2)

R.P.A 99/V/2003 (Art10.1.1 tableau 10.1)

$$N = 9681 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{9681}{12} = 806.75 \text{ KN}$$

VI -8-2-Ferraillage de la longrine

La section d'armatures est donnée par la formule suivante.

$$\sigma = \frac{F}{A} \Leftrightarrow A = \frac{806.75}{434.78} = 1.85$$

VI -8-3-Condition de non fragilité (B.A.BAEL91 modifié 99.)

$$A_{\min} = B^2 \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 30^2 \times \frac{2.1}{500} = 3.78 \text{ cm}^2$$

VI -8-4-Condition exigée par RPA99 (RPA99 version 2003)

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On prend:

$$A = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

VI -8-5-Armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing_L; \frac{b}{10}\right) \text{ cm} \implies \varnothing_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 12; \frac{30}{10}\right) \text{ cm}$$

On prend un diamètre de $\varnothing 8$ pour les cadres.

VI -8-6-Espacement minimal

$$S_t \leq \min(20; 15\varnothing_L) \text{ cm} \implies S_t \leq \min(20; 18) \text{ cm}$$

On prend :

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

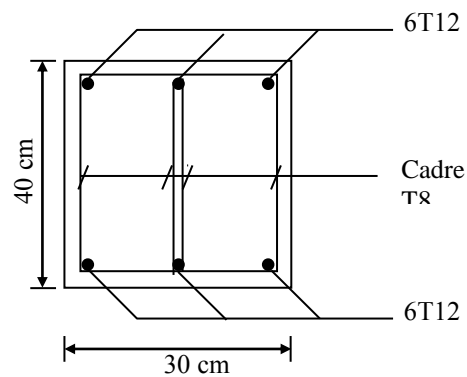


Figure VI.7: Ferrailage de la longrine.

Conclusion

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul comme le Robot, Socotec, Auto-CAD. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances. Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage. Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

-D'une part (stabilité) le contreventement et la disposition des voiles ; nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

-Et d'autre part (économie) l'estimation des quantités du béton et d'aciers nécessaire.

- Pour ce la nous avons fait une étude (technico-économique) de notre bâtiment pour : Obtenir une : -Structure de bonne stabilité.

-Structure économique.

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.