

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
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

Etude statique non linéaire d'une structure
(R+5+SS) en béton armé

Réalisé par :

- BELMEHBOUL Samia
- BOUKEDJANI Nihad

Soutenu devant le jury :

Dr. GUETTICHE. A
Dr. BELGHIAT. CH
Dr. DJEGHADER .D

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2020/2021



Dédicace

Que nulle dédicace ne saurait trouver les mots qu'il faut.....

Tout les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect

Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce projet de fin d'étude...

*A mes chers parents : **Mahfoud et Noura***

Merci pour tout le soutien que vous m'avez apporté pour tout ce que vous m'avez apporté. Je continuerai à me battre jusqu'à ce que j'atteigne mon objectif et réalise votre rêve.

*A mes adorables sœurs : **Karima et Iman***

*Mon cher frère : **Iyoub***

*Et à mes chers amies : **Roukaia, Djahida, Yousra, Basma, Zineb et mon amie binôme Nihad***

SAMIA



Dédicace

*Je **dédie** ce modeste travail à la lumière de mes
jours **ma mère, .et mon père.***

*A mes **frères** et mes **sœurs** ;*

*A mes meilleures copines : **djahida, roukia,**
bassma ,yousra et zineb ,et mes bénom **samia** ;*

*A mes camarades de classe **Abdel Fattah** et
Nassim ;*

*A l'ingénieur **M.Merabtane**, qui nous a beaucoup
aidé, merci et appréciation à lui.*

*A tous ceux qui ont, contribué de loin ou de près à la
réalisation de ce mémoire.*

NIHAD

Remerciements

Nous remercions Dieu, le Très Miséricordieux, le Très Miséricordieux de nous avoir donné la santé, l'énergie et la volonté de pouvoir achever ce bâtiment.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements aux personnes qui nous ont aidés et qui ont contribué de près ou de loin à la préparation de cette thèse.

Nous exprimons notre gratitude à notre promoteur de projet de fin d'études, le **Dr Djamel Djeghader**. Nous tenons à lui exprimer notre profonde gratitude pour sa présence, ses conseils et son aide scientifique et logistique.

Nous tenons également à remercier nos professeurs qui ont consacré leur temps précieux à nous aider en particulier le **Dr Rabhi**, et pour leur entière disponibilité tout au long de ce projet.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury qui sauront nous encadrer et corriger nos erreurs.

Nous profitons de l'occasion pour remercier le directeur ainsi que les ingénieurs qui ont bien voulu nous aider.

Sommaire

Dédicace

Remerciements

Sommaire

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

الملخص

Abstract

Introduction générale..... 1

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction : 3

I.2. Caractéristiques géométriques : 3

I.3. Eléments de l'ouvrage : 3

I.3.1. Maçonnerie : 3

I.3.1.1. Murs extérieure : 3

I.3.1.2. Escaliers : 3

I.3.1.3. Revêtement : 3

I.3.1.4. Planchers : 4

I.3.1.5. Acrotère : 4

I.4. Caractéristiques mécaniques : 4

I.4.1. Le Béton : 4

I.4.1.1. Définition : 4

I.4.1.2. Composition du béton : 4

I.4.1.3. Préparation du béton : 5

I.4.1.4. Résistance caractéristique du béton : 5

I.4.1.5. Caractéristiques limites du béton :	7
I.4.2. Les aciers :	8
I.4.2.1. Les différents types d'aciers :	8
I.4.2.2. Nuances et caractéristiques mécaniques :	8
I.4.2.3. Contraintes limites :	9
I.5. Conclusion :	10

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments et décente des charges

II.1. Introduction.....	12
II.2. Notions sur les charges réglementaires :	12
II.2.1. Charges permanentes :	12
II.2.2. Les charges d'exploitation :	12
II.3. Pré dimensionnement:.....	12
II.3.1. Pré dimensionnement de plancher	12
II.3.1.1. Plancher en corps creux :	12
II.3.1.2. Plancher en dalle pleine :	14
II.3.2. Pré dimensionnement des balcons :	14
II.3.3. Pré dimensionnement de l'acrotère de la terrasse inaccessible :	15
II.3.3.1. Définition :	15
II.3.4. Les Poutres	15
II.3.4.1. Les poutres principales	16
II.3.4.2. Les poutres secondaires :	16
II.3.4.3. Poutres palières :	17
II.3.5. Pré dimensionnement des poutrelles	17
II.3.6. Les poteaux :	18
II.3.7. Escalier :	19
II.3.8. Pré dimensionnement des voiles :	21
II.4. Evaluation des Charges :	23
II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :	24

II.4.2. Plancher RDC:	24
II.4.3. Mur extérieur (double cloison) :	25
II.4.4. Mur intérieure (simple cloison) :	25
II.4.5. Balcon terrasse :	25
II.4.6. Balcon étage courant :	26
II.4.7. La dalle pleine :	26
II.4.8. L'escalier (palier) :	27
II.4.9. Paillasse :	27
II.5. Descente de charge	28
II.5.1. Poteau central	29
II.5.2. Poteau de rive :	32
II.6. Conclusion :	35

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	37
III.2. Etude de l'acrotère.....	37
III.2.1. Hypothèses de calcul.....	37
III.2.2. Évaluation des charges et surcharges	38
III.3. Etude des plancher.....	42
III.3.1. Plancher à corps creux :	42
III.3.2. Méthode de CAQUOT	45
III.3.2.1. Etude des poutrelles	46
III.4. L'escalier	100
III.5. La poutre palière :	112
III.6. Balcon.....	122
III.7. Conclusion :	126

CHAPITRE IV : Modélisation et vérifications

IV.1. Introduction	129
IV.2. Choix de la méthode de calcul :	129

IV.2.1. La méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA 99 mod 2003] : [2]	129
IV.2.2. Méthode dynamique.....	129
IV.2.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.1.3 RPA 99 mod 2003] : [2]	129
IV.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4.1.3 RPA 99 mod 2003] : [2].....	129
IV.2.3. Présentation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010.....	129
IV.3. La modélisation de la structure :	130
IV.3.1. Création du modèle géométrique :	130
IV.3.2. Analyse de la structure:.....	138
IV.3.3. Disposition des voiles :	142
IV.4. Vérifications et interprétation des résultats :.....	142
IV.4.1. Le comportement de la structure avec la disposition des voiles	142
IV.4.2. Centre de gravite et centre de rigidité	144
IV.4.3. Vérification du coefficient de comportement R.....	145
IV.4.4. Vérification de l'effort normal réduit :	147
IV.4.5. Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4.2.3)	147
IV.4.6. Vérification de l'effort tranchant à la base :	152
IV.4.7. Vérification des déplacements latéraux inter étages :.....	153
IV.4.8. Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) [2]:	156
IV.5. Conclusion :.....	157

CHAPITRE V : Ferrailage des poutres, poteau et voile

V.1. Introduction	159
V.2. Procédures à suivre avec Robot :.....	159
V.2.1. Ferrailage des poutres :	159
V.2.2. Ferrailage des poteaux :.....	160
V.2.3. Ferrailage des voiles :.....	161
V.3. Calcul des ferrailages :	162
V.3.1. Ferrailage des poutres :	163

V.3.1.1. Recommandations et exigences du RPA :	163
V.3.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :	164
V.3.1.3. Recommandations du RPA :	166
V.3.1.4. Vérifications à L'ELS :	170
V.3.2. Ferrailage des poteaux :	173
V.3.2.1. Hypothèses de calcul	173
V.3.2.2. Etat limite de stabilité de forme :	174
V.3.2.3. Détermination des sections d'acier :	175
V.3.2.4. Recommandations des règlements :	179
V.3.2.5. Vérifications :	182
V.3.3. Ferrailage des voiles :	186
V.3.3.1. Introduction :	186
V.3.3.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :	186
V.3.3.3. Rôle de contreventement :	186
V.3.3.4. Avantages des voiles :	187
V.3.3.5. Combinaisons des actions :	187
V.3.3.6. Recommandations du RPA99 [2] :	187
V.4. Conclusion	193

CHAPITRE VI : Analyse statique non linéaire

VI.1. Introduction	195
VI.2. Définition de l'analyse non linéaire :	195
VI.3. Principe de l'analyse non linéaire Pushover :	196
VI.4. Niveaux de dommages :	196
VI.4.1. Le niveau IO (Immediate Occupancy) :	197
VI.4.2. Le niveau LS (Life Safety) :	197
VI.4.3. Le niveau CP (Collapse Prevention) :	198
VI.5. Application de la méthode Pushover	198
VI.5.1. Comportement non linéaire des éléments structuraux :	199

VI.5.2. Introduction des rotules plastiques :.....	200
VI.5.3. Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER :	201
VI.6. Résultats de l'Analyse :.....	202
VI.6.1. Courbe de capacité sens X-X	202
VI.7. Conclusion :.....	210
Conclusion générale	212
Références bibliographiques	213
Annexes	214

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation..
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.

- e : Epaisseur.
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c^T : Tassement total.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
- Acv : section brute du béton
- \emptyset : coefficient de sécurité
- V_u : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique de calcul

- V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant
- α_c :coefficient dépendant de l'élanement de mur
- ρ_v : Pourcentages des armatures verticales dans l'âme de mur
- ρ_h : Pourcentages des armatures horizontales dans l'âme du mur
- ρ_n : Pourcentages nominales des armatures dans l'âme de mur
- h_w : hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusqu'au sommet de la structure
- l_w : longueur de mur en plan
- A_g : section transversale du voile
- f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R
- Br : Section réduite
- R : coefficient de comportement global.
- T_1, T_2 : période caractéristique, associé à la catégorie du site.
- W : poids propre de la structure.
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Nuances et caractéristiques mécaniques.....	9
Tableau II.1 : Les charges de plancher terrasse inaccessible.	24
Tableau II.2 : Les charges de Plancher RDC	24
Tableau II.3 : les charges de mur extérieur.	25
Tableau II.4 : les charges de mur intérieur.	25
Tableau II.5 : Les charges de balcon terrasse.....	25
Tableau II.6 : les charges de balcon étage courant.....	26
Tableau II.7 : les charges de dalle pleine.	26
Tableau II.8 : les charges de palier.....	27
Tableau II.9 : les charges de paillasse.	27
Tableau II.10 : Décente des charges pour un poteau central.....	29
Tableau II.11 : Décente des charges pour un poteau de rive.....	33
Tableau III.1 : Charges et surcharges.....	38
Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles.	47
Tableau III.3 : Les types des planchers	47
Tableau III.4 : Les chargements sur les poutrelles.....	49
Tableau III.5 : Moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type1 (Terrasse).....	51
Tableau III.6 : Moments aux appuis de rive (poutrelle type1 Terrasse).....	52
Tableau III.7 : Moments en travées (poutrelle type1 (terrasse)).....	53
Tableau III.8 : Moments sur appuis de rive (poutrelle type1 (terrasse)).....	53
Tableau III.9 : Moments sur appuis intermédiaire (poutrelle type1 (terrasse)).....	54
Tableau III.10 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terrasse)).....	55
Tableau III.11 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).....	56
Tableau III.12 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).....	63
Tableau III.13 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (terrasse)).....	64

Tableau III.14 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 (terrasse)).	64
Tableau III.15 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).	67
Tableau III.16 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (Térasse)).	67
Tableau III.17 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (Térasse)).	68
Tableau III.18 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher Térasse).	69
Tableau III.19 : Moments sur travées (poutrelle type2 (étage)).	71
Tableau III.20 : Moments sur appuis (poutrelle type2 (étage)).	72
Tableau III.21 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 (étage)).	72
Tableau III.22 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 2(étage).	73
Tableau III.23 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).	80
Tableau III.24 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 2 (étage)).	80
Tableau III.25 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 2 (étage)).	81
Tableau III.26 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).	83
Tableau III.27 : calcul des contraintes (poutrelles type 2 (étage)).	83
Tableau III.28 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 2 (étage)).	83
Tableau III.29 : Vérification de la flèche (poutrelle type 2 du plancher étage).	84
Tableau III.30 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (Sous-Sol)).	86
Tableau III.31 : Moments sur travées (poutrelle type1 (Sous-Sol)).	86
Tableau III.32 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Sous-Sol)).	87
Tableau III.33 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Sous-Sol).	88
Tableau III.34 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).	94
Tableau III.35 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).	94
Tableau III.36 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1(Sous-Sol))...	95
Tableau III.37 : Calcul des moments correspondant	97
Tableau III.38 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (Sous-Sol)).	97
Tableau III.39 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).	98

Tableau III.40 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher Sous-Sol).	98
Tableau III.41 : les choix de ferrailage	99
Tableau III.42 : Moment fléchissant	102
Tableau III.43 : Effort tranchant	102
Tableau III.44 : Combinaisons de charges	107
Tableau III.45 : Les moments fléchissant	108
Tableau III-46 : Vérification à l'ELS.....	121
Tableau IV.1 : Le comportement de la structure avec la disposition des voiles.	142
Tableau IV.2 : Centre de gravite et centre de rigidité.....	144
Tableau IV.3 : Effort tranchant et effort normal des voiles de contreventement	146
Tableau IV.4 : Effort tranchant et effort normal des poteaux.....	146
Tableau IV.5 : Coefficient d'Accélération de Zone A	148
Tableau IV.6 : Valeurs de ξ (%).	149
Tableau IV.7 : Valeurs du coefficient C_T	150
Tableau IV.8 : valeurs du coefficient de comportement R.	151
Tableau IV.9 : valeurs des pénalités P_q	151
Tableau IV.10 : Valeurs du coefficient de pondération β	152
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	153
Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages du bloc	154
Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ X-X.....	155
Tableau IV.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Y-Y:.....	155
Tableau IV.15 : Vérification au renversement x-x	157
Tableau IV.16 : Vérification au renversement y-y	157
Tableau V.1 : Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux	162
Tableau V.2 : Pourcentage des armatures longitudinales	163
Tableau V.3 : Ferrailage des poutres principales.....	166
Tableau V.4 : Ferrailage des poutres secondaires.....	166

Tableau V.5 : Pourcentage total minimum des aciers.....	167
Tableau V.6 : Calcul de l'espacement	167
Tableau V.7 : Vérification au cisaillement.	168
Tableau V.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	168
Tableau V.9 : Vérification de la condition de non fragilité du béton	170
Tableau V.10 : Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux.....	171
Tableau V.11 : Vérifications des contraintes à L'ELS.	172
Tableau V.12 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques.....	173
Tableau V.13 : Sollicitations dans les poteaux.	174
Tableau V.14 : Ferrailage longitudinal des poteaux	179
Tableau V.15 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.	180
Tableau V.16 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon BAEL dans les poteaux.	180
Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	181
Tableau V.18 : Justification de la contrainte de cisaillement	183
Tableau V.19 : Vérification vis-à-vis de l'E.L. S	185
Tableau V.20 : Caractéristique géométrique des voiles.....	190
Tableau V.21 : Calcul des sections d'armature verticale.....	190
Tableau V.22 : Choix des armatures verticales	191
Tableau V.23 : Choix des armatures horizontales	192
Tableau V.24 : Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement	193
Tableau VI.1 : Valeurs de Ca et Cv caractérisant le type de sol et la zone sismique.....	204

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS	6
Figure I.2 : diagramme parabole-rectangle	8
Figure I.3 : Diagramme de (déformation– contrainte).....	9
Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher courant	13
Figure II.2 : Plancher à corps Crous	14
Figure II.3 : Vue en plan d'un acrotère.....	15
Figure II.4 : Poutres PP (30x45 cm ²).....	16
Figure II.5 : Poutres PS (30x40 cm ²).....	16
Figure II.6 : Vue en plan d'une poutrelle	17
Figure II.7 : schéma d'escalier.....	20
Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.	22
Figure II.9 : Coupe des voiles en plan	23
Figure II.10 : coupe de plancher-terrasse.	24
Figure II.11 : Surface revenante au poteau central	29
Figure II.12 : Surface revenante au poteau de rive	32
Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.....	37
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère	42
Figure III.3 : Schéma coupe verticale de plancher	43
Figure III.4 : Evaluation des efforts tranchants.	45
Figure III.5 : Les longueurs effectives.	48
Figure III.6 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU	54
Figure III.7 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS	54
Figure III.8 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU	55
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	70
Figure III.10 : Courbe des moments et efforts tranchants poutrelle type2 étage en ELU	72

Figure III.11 : Courbe des moments et efforts tranchants poutrelle type2 étage en ELS.....	73
Figure III.12 : Courbe des moments poutrelle type1 (Sous sol) en ELU	87
Figure III.13 : Courbe des moments poutrelle type1 (Sous sol) en ELS.....	87
Figure III.14 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 Sous-sol en ELU	88
Figure III.15 : Ferrailages des poutrelles (terrasse inaccessible).	100
Figure III.16 : les éléments d'escaliers	100
Figure III.17 : Moments et efforts tranchants á E.L.U.	102
Figure III.18 : Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S.....	103
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de d'escalier.	106
Figure III.20 : Moments et efforts tranchants á E.L.U.	109
Figure III.21 : Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S.....	109
Figure III.22 : Schéma de ferrailage de d'escalier.	112
Figure III.23 : diagramme des moments du poutre palière à ELU	114
Figure III.24 : diagramme des moments du poutre palière à ELS.....	115
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	122
Figure III.26 : Schéma statique du balcon.....	122
Figure III.27 : ferrailage du balcon.	126
Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT	130
Figure IV.2 : Choix du type de structure.	130
Figure IV.3 : Nouvelle affaire.....	130
Figure IV.4 : Préférences de l'affaire	131
Figure IV.5 : La disposition des voiles	142
Figure IV.6 : Estimation de la période fondamentale de la structure	143
Figure IV.7 : Classification entre systèmes de contreventement avec voiles.	145
Figure IV.8 : distribution de l'effort tranchant et l'effort normal.....	147
Figure V.1 : Etapes d'extraction des moments " My " pour une poutre quelconque.	160
Figure V.2 : Etapes d'extraction des moments " My " pour les poteaux.....	161

Figure V.3 : Etapes d'extraction des efforts pour les voiles.....	162
Figure V.4 : Section simplement armée.....	164
Figure V.5 : Section doublement armée.....	165
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres principales.....	172
Figure V.7 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	172
Figure V.8 : Schéma de ferrailage de poteau	185
Figure V.9 : Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.	186
Figure V.10 : Disposition des voiles	188
Figure V.11 : Schéma de ferrailage du voile.	193
Figure VI.1 : Courbe de capacité d'une structure (V_{base} - D_{sommet}).	195
Figure VI.2 : Détermination du point de performance.	196
Figure VI.3 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.	197
Figure VI.4 : Vue en 3D de la structure sous logiciel SAP 2000.	199
Figure VI.5 : Création des rotules plastiques.....	200
Figure VI.6 : Rotule de flexion M3	201
Figure VI.7 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (sens X).....	202
Figure VI.8 : Courbe Pushover : l'effort tranchant e en fonction du déplacement (sens X-X).	203
Figure VI.9 : Critère de point de performance ATC 40.....	205
Figure VI.10 : Courbe de performance sens X-X.	206
Figure VI.11 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens X-X (3D).	207
Figure VI.12 : Courbe Pushover : l'effort tranchant en fonction du déplacement (sens Y-Y).	208
Figure VI.13 : Courbe de performance sens Y-Y.	209
Figure VI.14 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens Y-Y (3D).	210

Résumé

Le but de cette étude est de concevoir une structure à usage d'habitation (R+5 + Sous-Sol) qui se situe dans la wilaya de Mila, commune de Raouched, classée en Zone IIa selon le Réglement Algérien (RPA 99 version 2003), la stabilité de l'ouvrage est assurée par un contreventement mixte (poutres, poteaux et voiles), l'étude et l'analyse de cette structure ont été réalisées par le programme ROBOT dans le but de déduire les sollicitations agissantes sur le contreventement, et de calculer le ferrailage des différents constituant de la structure. Une étude non linéaire a été effectuée par basée sur l'analyse Pushover par l'utilisation de logiciel SAP2000, dans le but de déduire la capacité portante de la structure et de calculer le point de performance vis-à-vis le chargement externe.

Mots clés : SAP2000, Analyse statique non linéaire, RPAV2003.

الملخص

الغرض من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني (R + 5 + SS) يقع في ولاية ميلة، بلدية الرواشد، مصنفة في المنطقة IIa وفقا للوائح الجزائرية (RPA 99 version 2003) ، يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة دعامة مختلطة (عوارض وأعمدة وجدران) ، تم إجراء دراسة وتحليل هذا الهيكل من قبل برنامج ROBOT من أجل استنتاج الضغوط التي تعمل على الدعامة، وحساب تعزيز المكونات المختلفة للهيكل. تم إجراء دراسة غير خطية بناء على تحليل Pushover باستخدام برنامج SAP2000 ، من أجل استنتاج قدرة تحمل الهيكل وحساب نقطة الأداء مقابل الحمل الخارجي.

الكلمات المفتاحية: SAP2000, RPAV2003. التحليل الثابت غير الخطي.

Abstract

The purpose of this study is to design a structure for residential use (Underground level, basement + 5 floors) which is located in the wilaya of Mila, commune of Raouched, classified in Zone IIa according to the Algerian code (RPA 99 version 2003), the stability of the structure is ensured by a mixed bracing (beams, columns and walls), the study and analysis of this structure were carried out by the ROBOT program in order to deduce the stresses acting on the bracing , and to calculate the reinforcement of the different constituents of the structure. A nonlinear study was carried out based on Pushover analysis using SAP2000 software, in order to deduce the bearing capacity of the structure and calculate the performance point with against the external load.

Keywords: SAP2000, RPAV2003. Nonlinear static analysis.

Introduction générale

Introduction générale

Dans le cadre de notre travail de fin d'études, il nous a été proposé d'effectuer l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation de 5 niveaux avec un sous-sol. Ce bâtiment est fondé dans une zone de moyenne sismicité à la willaya de Mila.

Le présent travail consiste à analyser le comportement de la structure par la méthode dynamique et la méthode statique non linéaire, afin de mieux prédire le comportement sismique de la structure et d'introduire le point de performance sous chargement successif. Pour cela nous avons utilisé le logiciel ROBOT pour le calcul dynamique et le logiciel SAP2000 pour le calcul statique non linéaire basé sur l'analyse Pushover.

Pour atteindre cet objectif, nous avons opté le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre consacré principalement à la présentation du projet ainsi que les matériaux utilisés dans la construction des différents constituants.
- Le deuxième chapitre réservé au dimensionnement des éléments structuraux vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation. Le dimensionnement sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99/version2003, pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.
- Le troisième chapitre destiné à l'étude des secondaires tels que : planchers cours corps, plancher dalle pleine, escalier et acrotère, avec la prise en compte des sollicitations les plus défavorables tout en respectant la réglementation en vigueur.
- Le quatrième chapitre a pour but de modéliser la structure en utilisant le logiciel ROBOT tout en respectant les critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

Le cinquième chapitre consacré à l'étude non linéaire de la structure l'utilisation de logiciel SAP2000, en se basant sur l'analyse Pushover, suivi par une conclusion générale.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

I.1. Introduction :

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme de master en « Génie Civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5+S-SOL) qui sera implanté à la commune de Rouached, Wilaya de Mila. Cette région correspondant à la zone (II -a) qui représente une zone moyenne sismicité selon le RPA2003.

I.2. Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

- La longueur totale du bâtiment est..... $L_L = 21.7$
- La largeur totale du bâtiment est $L_T = 12$
- La hauteur totale de bâtiment est $H = 23.38$ (y compris l'acrotère).
- La hauteur d'un étage est..... $H_{ec} = 3,06$ m.
- La hauteur d'un RDC est..... $H_{RDC} = 4.08$ m.
- La hauteur d'un étage de S-Sol..... $H_{S-SOL} = 3.40$ m
- La largeur des balcons est..... $L_b = 1.20$ m

I.3. Eléments de l'ouvrage :**I.3.1. Maçonnerie :****I.3.1.1. Murs extérieure :****A-Murs extérieure :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuse extérieur de 15 cm d'épaisseur et intérieur de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour l'isolation thermique, d'où l'épaisseur du mur est de 30 cm.

B- Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en 2 types de briques creuses de 10 et de 15 cm d'épaisseur.

I.3.1.2. Escaliers :

Ils sont constitués de paliers et paillasse en béton armé coulés sur place.

I.3.1.3. Revêtement :

Ils sont constitués de :

- Carrelages pour les planchers.
- Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

- Enduits en ciment pour les murs extérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

I.3.1.4. Planchers :

En ce qui concerne le type des planchers on a choisi les plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- Facilité de la réalisation.
- Réduction du poids propre du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Réduction du cout de la construction.

I.3.1.5. Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4. Caractéristiques mécaniques :**I.4.1. Le Béton :****I.4.1.1. Définition :**

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction. Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

I.4.1.2. Composition du béton :

Le béton est obtenu en mélangeant en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

Le béton est constitué de deux types de **granulats** :

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.

- Gravier de dimension inférieure à 25 mm

L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

I.4.1.3. Préparation du béton :

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est : [1]

350Kg/m³ de ciment CPA 325

400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$;

800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$;

175 L d'eau.

C/E=2

I.4.1.4. Résistance caractéristique du béton :

A- Résistance à la compression (Art A.2.1.11) : [1]

Pour $f_{c28} \leq 40\text{ MPa}$: $f_{cj} = \frac{J}{4.76+0.83j} f_{c28}$ Si $j < 28$ jours

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Si $j > 28$ jours [1]

Pour $f_{c28} > 40\text{ MPa}$: $f_{cj} = \frac{J}{1,4+0.95j} f_{c28}$ Si $j < 28$ jours

$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ Si $j > 28$ jours

B- Résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction est définie selon le (B A E L 91 article A-2-1-1-2) par la relation :

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06.F_{c28} = 2,1\text{ Mpa}$$

C- Module de déformation longitudinale du béton : (B A E L 91 article A-2-1-2). : [1]

- Le module de déformations instantanées est définie par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164\text{ Mpa}$$

Pour le calcul sous charges de courte durée (<24h)

- Le module de déformations différés :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721 \text{ MPa}$$

Pour le calcul sous charges de longue durée (>24h)

- La contrainte limite ultime de résistance à la compression :

$$F_{bu} = 0.85 F_{c28} / \theta \cdot \gamma_b$$

D- Module de déformation transversale :

$$G = E / 2(1+\nu) \quad E : \text{module de Young.}$$

$$\nu : \text{Coefficients de poisson} \quad \begin{cases} 0.2 \dots \dots \text{à } L E L S \\ 0 \dots \text{à } L E L U . \end{cases} \quad [1]$$

E- Contrainte limite ultime de résistance à la compression :

$$F_{bu} = 0.85 \cdot F_{c28} / \theta \cdot \gamma_b \quad [1]$$

γ_b : Coefficient de sécurité il est égale à : $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

1,5 en situation durable.

θ : Coefficient donné en fonction de la durée d'application (t) des charges

$$\phi = 1 \quad t > 24 \text{ heure}$$

$$0.9 \quad 1 \text{ heure} < t < 24 \text{ heures}$$

$$0.85 \quad t < 1 \text{ heure}$$

F- Contrainte limite de service : (art du B A E L 91 A.4.5.2.) :[1]

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

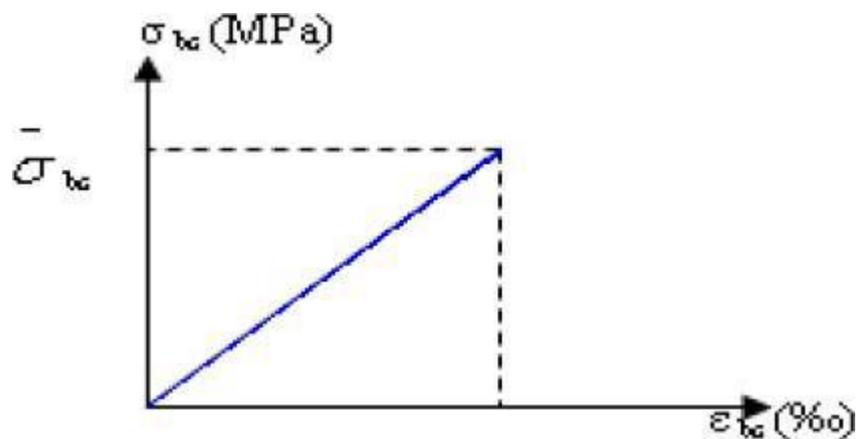


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à ELS

G- Contrainte tangentielle : (art BAEL 91 A 5.1.1). :[1]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = V_u / b_0 .d$

Elle est dépende de la nature de fissuration :

- fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min (0.2f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$$

- fissuration préjudiciable et très préjudiciable ::

$$\tau_u = \min (0.15f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2.50 \text{ Mpa}$$

I.4.1.5. Caractéristiques limites du béton :

- **Contrainte ultime du béton en compression :**

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$ [1]

Avec : **f_{bu}** : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{ MPa.}$$

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

- **Contrainte ultime du béton au cisaillement :**

On a :

$\tau_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MAP})$; si la fissuration non préjudiciable.

$\tau_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MAP})$; si la fissuration préjudiciable [2]

Contrainte de service du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ pour } \sigma_{bc} = 25 \text{ Mpa}$$

- **Diagramme contrainte déformation :**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est début.

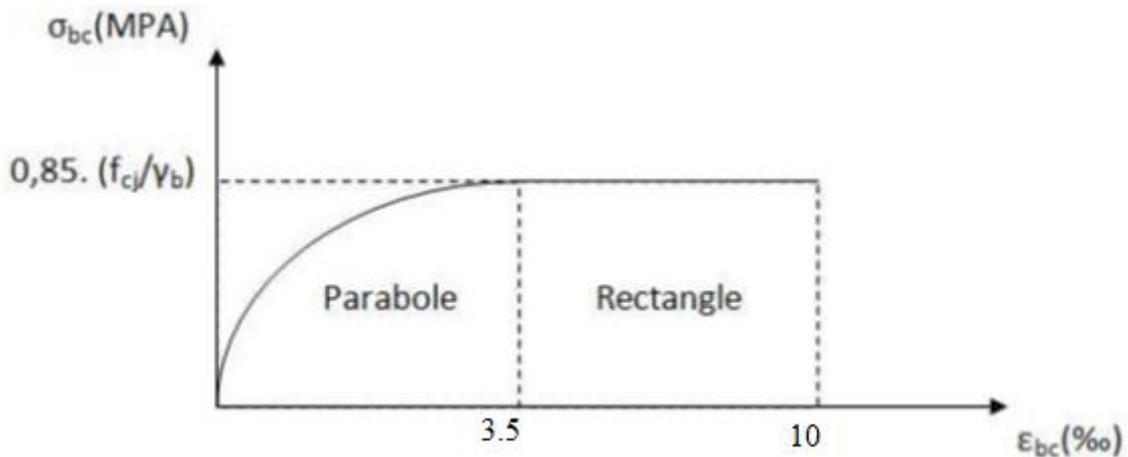


Figure I.2 : diagramme parabole-rectangle

I.4.2. Les aciers :

I.4.2.1. Les différents types d'aciers :

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et pour limiter la fissuration. Ils sont classés dans les différents types:

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Les fils (fils à haute adhérence et fils lisses).
- Treillis soudés

I.4.2.2. Nuances et caractéristiques mécaniques :

Il existe 4 nuances principales qui correspondent à des qualités de limite élastique et de résistance différentes. C'est la limite élastique garantie F_e qui sert de base aux calculs justificatifs selon le **BAEL 91[1]**

Tableau I.1 : Nuances et caractéristiques mécaniques.

Nuance		Fe (Mpa)	Contrainte de rupture σ_R (MPa)	Allongement de rupture %
RL	FeE215	215	330 à 490	22
	FeE235	235	410 à 490	22
HA	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

I.4.2.3. Contraintes limites :

A- Etat limite ultime « ELU » :

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation, tels que représenté sur la figure

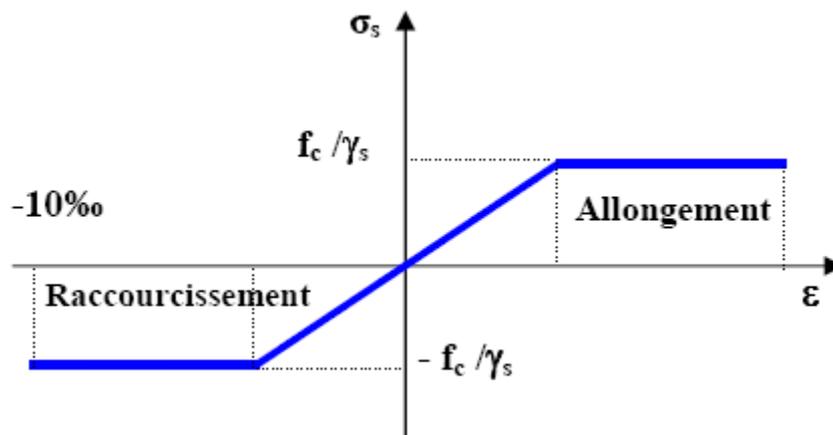


Figure I.3 : Diagramme de (déformation– contrainte)

Tels que :

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situation général.

B- Etat limite de service « ELS » :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible $\implies \sigma_t$ pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable $\implies \sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \eta \sqrt{f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\implies \sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min (1/2f_e ; 90\eta \sqrt{f_{tj}})$.

η : Coefficient de fissuration:

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

I.5.1 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivantes :

C- Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$

D- Etat limite service : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

✓ $G + Q \pm E$

✓ $G + Q \pm 1,2E$

✓ $0,8G \pm E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

I.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description de notre projet avec toutes ses Caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisées ainsi que les codes et les règlements en vigueur.

Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage.

CHAPITRE II :
Pré dimensionnement des éléments et
décente des charges

II.1. Introduction

Une fois la conception est faite, c'est-à-dire la disposition des éléments porteurs verticaux et horizontaux étant choisie, il faut fixer leurs dimensions. Chaque élément doit être dimensionné, vis-à-vis des conditions de résistance et de déformation. Le pré dimensionnement a pour but " le pré-calcul " des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99/version2003, pour arriver à déterminer des dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

II.2. Notions sur les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort (G).
- Les charges d'exploitation ou surcharges (Q).

II.2.1. 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 des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2.2. 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." Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.3. Pré dimensionnement:**II.3.1. Pré dimensionnement de plancher****II.3.1.1. Plancher en corps creux :**

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.il est composé de corps creux de, poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction des conditions suivantes :

- **Condition d'isolation phonique :**

La protection contre les bruits aériens exige une épaisseur minimale de 16 cm.

- **Condition de résistance à la au feu :**

$e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu .

- **Condition de résistance à la flexion :**

$$e \geq \frac{Lx_{max}; Ly_{max}}{22.5}$$

Lx_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens ox.

Ly_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens oy.

$$e \geq \frac{\min(560; 545)}{22.5} = 24 \text{ cm}$$

L'épaisseur à retenir est : $e_p=24 \text{ cm}$, plancher en corps creux de type (20+4)

- 20cm de corps creux.

- 4cm de dalle de compression.

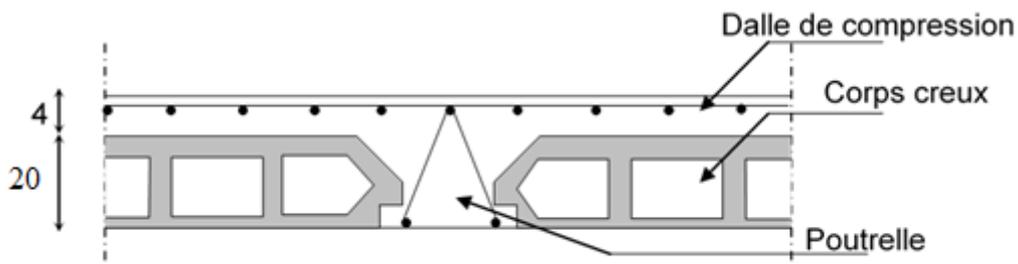


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher courant

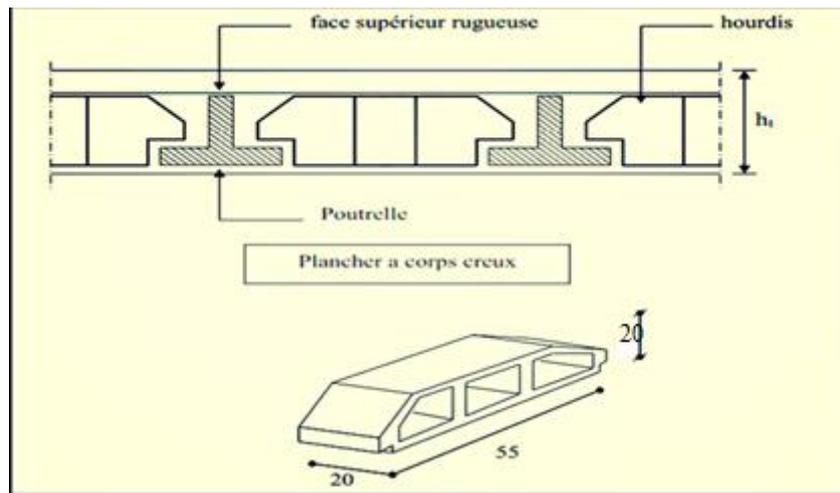


Figure II.2 : Plancher à corps creux

II.3.1.2. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles des conditions ci-après :

- **Condition de résistance à la au feu :**

$f \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e \geq 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

- **Condition de résistance à la flexion**

Dalle reposant sur quatre appuis :

$$L/50 \leq e \leq L/40 \quad \rightarrow \quad 155/50 \leq e \leq 155/40 \quad \rightarrow \quad 3.1 \text{ cm} \leq e \leq 3.875 \text{ cm}$$

II.3.2. Pré dimensionnement des balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il a travaillé comme une console encastree au niveau de la poutre de rive. L'épaisseur de la dalle de balcon est donnée par la formule suivante :

$$e_b \geq L/10$$

e_b : doit être au moins égale à 12cm isolation acoustique (**d'après RPA99/V2003**).

L : la plus grande partie de la console

$$e_b \geq 140/10 = 14 \text{ cm}$$

On prend : $e_b = 15\text{cm}$ (dalle pleine)

- **Balcon (dalle corps creux) :**

Le balcon est constitué d'une dalle corps creux ; l'épaisseur de la dalle : $e = 20 \text{ cm}$

II.3.3. Pré dimensionnement de l'acrotère de la terrasse inaccessible :

II.3.3.1. Définition :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher-terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

- **Dimensionnement**

$$S = (0,6 \times 0,1) + [(0,1 + 0,08) \times 0,1 / 2] = 0,069 \text{ m}^2.$$

Le poids propre :

$$P = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

Enduit de ciment :

$$0.015 \times 18 = 0.27 \text{ kN/ml}$$

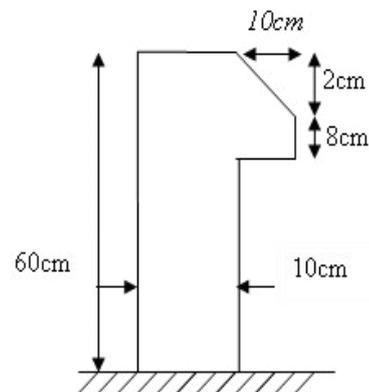


Figure II.3 : Vue en plan d'un acrotère

$$G_{\text{acro}} \quad 2 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{acro}} \quad 1,00 \text{ KN/ml}$$

II.3.4. Les Poutres

Selon les règles BAEL 91 :

La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\text{max}}}{10}$

La largeur b de la poutre doit être : $0.3h \leq b \leq 0.8h$

Avec :

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

II.3.4.1. Les poutres principales

$$560/15 \leq ht \leq 560/10$$

$$37.33 \leq ht \leq 56 \quad \text{Donc : } ht = 45 \text{ cm}$$

$$13.5 \leq b \leq 36 \quad b = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification du R.P.A 99 :**

$$h/b \leq 4 \rightarrow 45/30=1.5 < 4 \text{ vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h=45\text{cm} > 30\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

Les conditions du R.P.A 99 sont vérifiées

II.3.4.2. Les poutres secondaires :

$$545/15 \leq ht \leq 545/10$$

$$36.33 \leq ht \leq 54.5 \quad \text{donc : } h = 40$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$12 \leq b \leq 32 \quad \text{Donc : } b = 30$$

Donc :

- **Vérification du R.P.A 99:**

$$h/b \leq 4 \rightarrow 40/30=1.33 < 4 \text{ vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b=30\text{cm} > 20\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h=40\text{cm} > 30\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

Les conditions du R.P.A 99 sont vérifiées

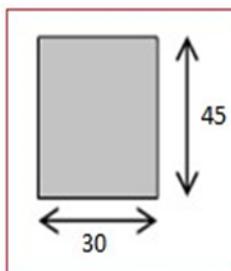


Figure II.4 : Poutres PP (30x45 cm²)

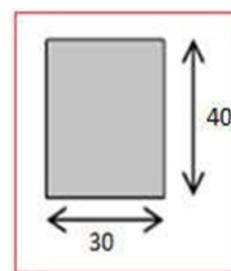


Figure II.5 : Poutres PS (30x40 cm²)

II.3.4.3. Poutres palières :

Le rôle des poutres palières consiste à supporter la paillasse de l’escalier.

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

$$22 \leq ht \leq 33 \quad \text{Donc : } ht = 30 \text{ cm}$$

$$9 \leq b \leq 24 \quad b = 20\text{cm}$$

• **Vérification du R.P.A 99:**

$$h/b \leq 4 \rightarrow 30/20=1.5 < 4 \text{ vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b=20\text{cm} = 20\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h=30\text{cm} = 30\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

Les conditions du R.P.A 99 sont vérifiées

II.3.5. Pré dimensionnement des poutrelles

Selon les règles (BAEL91 mod 99)

$$0.3ht < b_0 < 0.8ht$$

e : épaisseur totale de la dalle.

Donc $6\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$. Pour des raisons constructives on prendre $b_0 = 8 \text{ cm}$

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16 cm et une longueur de 52 cm

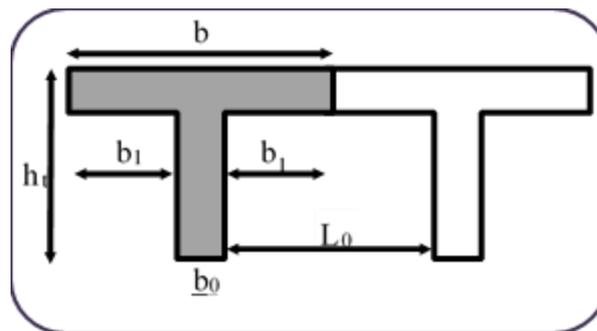


Figure II.6 : Vue en plan d'une poutrelle

Détermination la largeur de la table de compression (BAEL 91 pratique)

Cette largeur définit la dimension de la zone de compression.

Avec : $b = 2b_1 + b_0$

Selon le BAEL 91:

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \left(\frac{L_0}{2}\right) = \frac{(b - b_0)}{2} = 27 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{560}{10} = 56 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

Avec L_0 : $b - b_0$, largeur du coup creux

L : la portée de la travée

Donc on prend $b_1 = 27\text{cm}$

Donc : $b = 8 + 27 \times 2 = 62 \text{ cm}$

Notre poutrelle a les Caractéristiques géométriques suivantes :

$h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 62\text{cm}$; $b_1 = 27\text{cm}$

$h = 20 \text{ cm}$; $b_0 = 8 \text{ cm}$

II.3.6. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa

$$\begin{cases} \text{Min}(b; h) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \text{cm} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99/version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposées :

- Sous sol : (45 ; 45) cm
- RDC : Poteaux (45, 45) cm.
- 1er, 2ème, 3ème, 4ème 5ème : Poteaux (45, 45) cm

➤ Condition de non flambement :

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1)

L'élanement λ d'une pièce comprimée, de section constante, il est dépend par rapport à la

Longueur de flambement (l_f) et le rayon de girant i :

$\lambda = l_f / i$ Elancement géométrique

$l_f = 0.7 L_0$ Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)

$I = \sqrt{\frac{i_{min}}{B}}$ Rayon de giration

L_0 : hauteur d'étage.

I_{min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$I_{min} = \frac{0.3 \times (0.4)^2}{12} = 0.004 \text{ m}^4$$

$$B = 0.3 \times 0.4 = 0.12 \text{ m}^2$$

$$I = \sqrt{\frac{0.004}{0.12}} = 0.182 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.182} = 11.76$$

$$\lambda = 11.76 < 50 \text{ (c.v)}$$

II.3.7. Escalier :

Un escalier est un élément secondaire qui sert à relier les différents niveaux d'une construction, son utilisation régulière un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Les escaliers peuvent être en béton armé, en acier ou en bois.

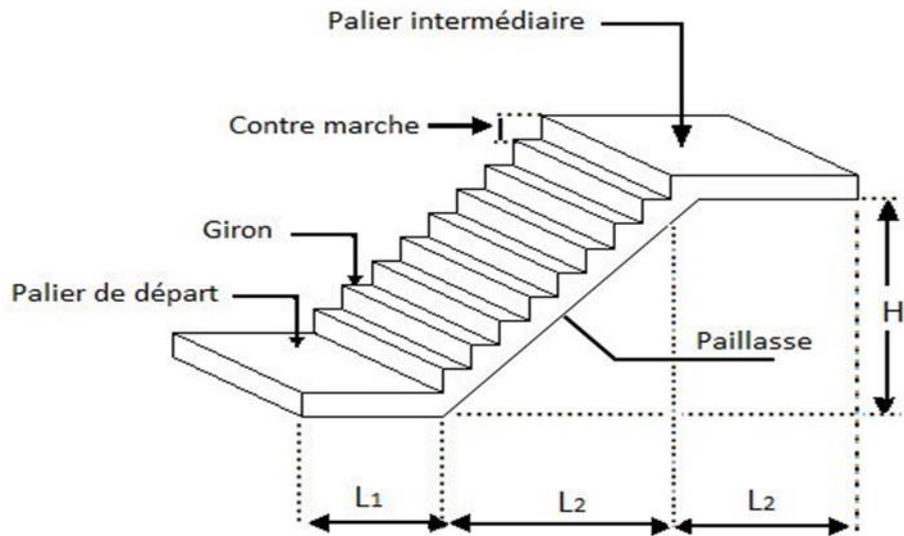


Figure II.7 : schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques :

• **Pour étage courant :**

Hauteur d'étage : $h = 3.06$ m

Hauteur de la marche : $16.5 \geq h \geq 17,5$ cm

On prend $h = 17$ cm

$n = H / h.$ H : demi- hauteur d'étage.

$n = 153 / 17 = 9$ 9 contre marche par volée

$m = n - 1 = 8$ 8 marche par volée

Donc on aura 8 marches entre chaque étage, et 9 contre marches par volée.

• **Pour RDC:**

Hauteur d'étage : $h = 4.08$ m

Hauteur de la marche : $16.5 \geq h \geq 17,5$ cm

On prend $h = 17$ cm

$n = H / h.$ H : demi- hauteur d'étage.

$n = 204 / 17 = 12$ 12 contre marche par volée

$m = n - 1 = 11$ 11 marche par volée

Donc on aura 11 marches entre chaque étage, et 12 contre marches par volée.

- **Le Giron**

$$22 < g < 33 \quad \Rightarrow \quad g = 30 \text{ cm}$$

À partir de la formule de BLONDEL On a

$$60 < 2h+g < 66 \Rightarrow 2h+g = 2*17+30 = 64.$$

Donc :

$$60 \leq 64 \leq 66 \dots\dots\dots \text{Vérifier.}$$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = 30/17 \Rightarrow \alpha = 29.540$$

La longueur de la paillasse des étages est $1.53/\text{Sin}\alpha \Rightarrow L = 3.10 \text{ m}$

La longueur de la paillasse de RDC est $2.04/\text{Sin}\alpha \Rightarrow L = 4.13 \text{ m}$

- **Epaisseur d'escaliers :**

$$L/30 \leq e_p \leq L/20$$

$$10.33 \leq e_p \leq 15.5 \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm.}$$

- **Emmarchement :**

$$L - \text{jour} / 2 = 1.40 \text{ m} \quad \text{jour : jointe entre les deux volées} = 30 \text{ cm}$$

II.3.8. Pré dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

-Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

-Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.

-Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

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

D'après le RPA 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: ($L \geq 4e$).

Dans le cas contraire, ses éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

he : hauteur d'étage libre

he : h - min (hp ; hs).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.6 et II 7).

c.à.d. Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99).

À partir de la hauteur libre d'étage he et de condition de rigidité aux extrémités suivantes

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $ev \geq \max (he /25,15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux : $ev \geq \max (he /22,15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec abouts libres : $ev \geq \max (he /20,15\text{cm})$

$$e \geq 13.5 \text{ cm}$$

donc on prend $e = 20\text{cm}$

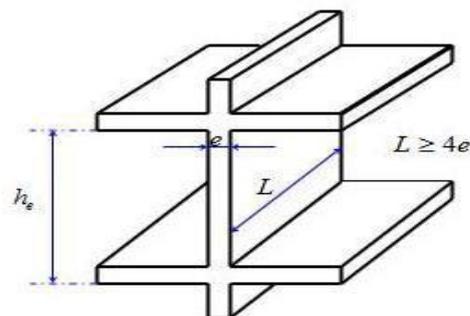


Figure II.8 : Coupe de voile en élévation.

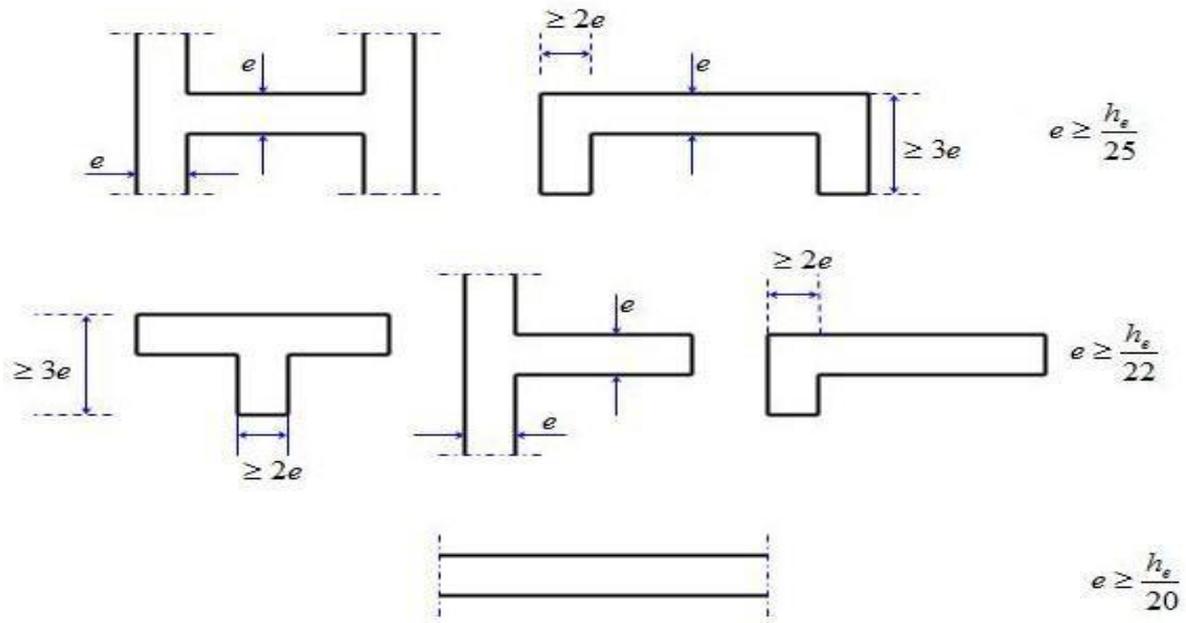


Figure II.9 : Coupe des voiles en plan

II.4. Evaluation des Charges :

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 des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Règlementaire (DTR.BC.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

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

Les charges d'exploitation Q est obtenues par l'utilisation de document [D.T.R B.C.22] : [3]

- Plancher-terrasse (non accessible)1.00 kN/m²
- Plancher-terrasse (accessible)1.50 kN/m²
- Plancher Etage courant1.50 kN/m²
- Plancher premier étage.....2.50kN/m²
- Plancher RDC.....5.00KN/m²
- Escalier courant (accessible au public) ...2.50 kN/m²
- Balcon accessible.....3.50 kN /m²

II.4.1. Plancher terrasse inaccessible :

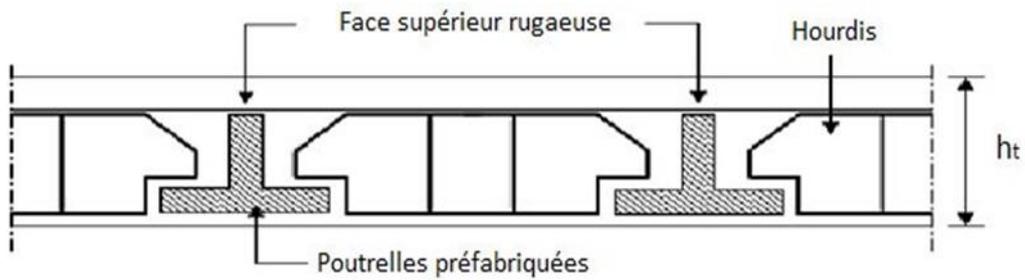


Figure II.10 : coupe de plancher-terrasse.

Tableau II.1 : Les charges de plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur	G(KN/m ²)
Protection gravillons	(5 cm × 20)	0.85
Etanchéité	(2cmx6)	0.12
Forme de pente	(6 cm × 22)	1.32
Film pare-vapeur	(0.01x 1)	0,01
Isolation thermique	(4cm x4)	0.16
Plancher corps creux	(20+4) x14	3.3
Enduit plâtre	(2 cmx10)	0.20
CHARGES PERMANENTES	G =	5.46 KN/m²
SURCHARGES	Q =	1 KN/m²

II.4.2. Plancher RDC:

Tableau II.2 : Les charges de Plancher RDC

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Carrelage	1 cm	20	0.4
Mortier de pose	(2.5 cm	20	0.5
Lit de sable	(2 cm	18	0.36
Plancher en corps creux	(20+4)	13.6	2.72
Cloisons légères	0,1	9	0.9
Eenduit plâtre)	0.02	10	0.2
CHARGES PERMANENTES	G =	5.08	KN/m²
SURCHARGES	Q =	1.50	KN/m²

II.4.3. Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II.3 : les charges de mur extérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-brique creuse	15	9	2.25
2-mortier de ciment	4	20	0.8
		Total	3.2

II.4.4. Mur intérieure (simple cloison) :

Tableau II.4 : les charges de mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-brique creuse	10	9	0.9
2-mortier de ciment	4	17	0.68
		Total	1.58

II.4.5. Balcon terrasse :

Tableau II.5 : Les charges de balcon terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-protection en gravillon	5	16	0.8
2-étanchéité multicouche	5	2	0.1
3-Forme de pente 1%	10	22	2.2
4-Isolation thermique	4	4	0.16
5-Dalle en B.A	17	25	4.25
6-Enduit-ciment	2	10	0.2
7-Couche de papier kraft	/	/	0.01
8-Couche de par vapeur	0.8	12	0.1

La charge permanente $G = 7.82 /m^2$

La charge d'exploitation $Q =1 KN/m^2$

II.4.6. Balcon étage courant :

Tableau II.6 : les charges de balcon étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m3)	G (KN/m ²)
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de pose	3	20	0.6
3-lit de sable	3	18	0.54
4-dalle en B.A	17	25	4.25
5- Enduit-ciment	2	20	0.4

La charge permanente $G = 6.23 KN/m^2$

La charge d'exploitation $Q =3.5 KN/m^2$

II.4.7. La dalle pleine :

Tableau II.7 : les charges de dalle pleine.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m3)	G (KN/m ²)
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de pose	2	20	0.4
3-lit de sable	2	15	0.3
4-Cloisons	8	--	0.75
5- Dalle pleine	17	25	4.25

La charge permanente $G = 6.14 KN/m^2$

La surcharge : $Q = 1.5$

II.4.8. L'escalier (palier) :

Tableau II.8 : les charges de palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de pose	3	20	0.60
3-lit de sable	3	18	0.54
4-dalle en B.A	15	25	3.75
5- Enduit-ciment	2	20	0.40

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

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.4.9. Paillasse :

Tableau II.9 : les charges de paillasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-carrelage	2	22	0.44
2-mortier de	3	20	0.60
3-lit de sable	3	18	0.54
4-Marche	15	22	$(0.15/2) \times 22 = 1.65$
5- paillasse	15	25	$(25 \times 0.15) / \cos 32.52 = 4.44$
6- Enduit	2	20	0.40
7- Gardes corps	/	/	0.20

La charge permanente $G = 8.27 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

II.5. Descente de charge

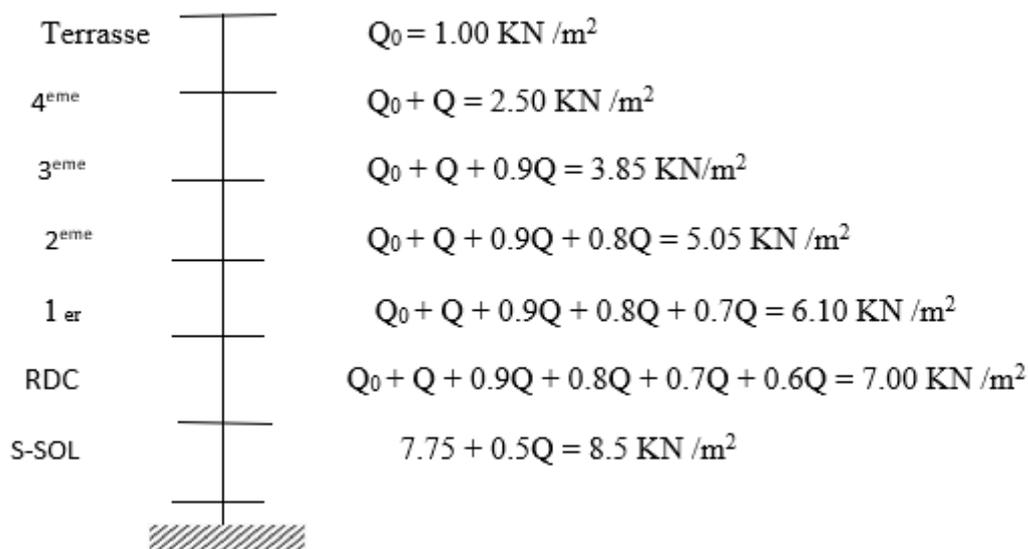
La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanente G, charge d'exploitation Q.

- Loi de dégression des charges (**DTR.B.C article 63**)

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

On adoptera pour le calcul :

- Sous la terrasse: Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet: $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage: $Q_0 + 0,95 \cdot (Q_1 + Q_2)$.
- Sous le troisième étage: $Q_0 + 0,90 \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{3+n}{2 \cdot n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.



II.5.1. Poteau central

Calcul de la surface afférente du poteau central

S = La surface de la partie du plancher que le poteau central supporte

$$S = (1.575 + 2.65) \times (1.875 + 2.525)$$

$$= 18.57 \text{ m}^2$$

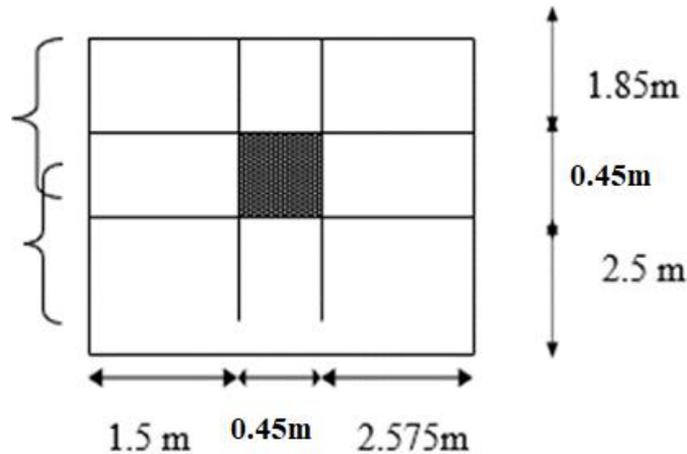


Figure II.11 : Surface revenante au poteau central

Tableau II.10 : Décente des charges pour un poteau central

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
N 1-1	- Planches-terrasses	96.75	
	- Poutre principale	13.75	
	- Poutre secondaire	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge exploitation		17.72
	TOTALE	139.04	
N 2-2	- Revenant N1-1	139.04	
	Plancher étage courant	90.01	
	Poutres principales	13.75	
	Poutre secondaire	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		44.3
	TOTALE	271.34	

N 3-3	- Revenant N2-2	271.34	
	Plancher étage courant	90.01	
	Poutres principales	13.75	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		70.88
	TOTALE	403.64	
N 4-4	- Revenant N3-3	403.64	
	Plancher étage courant	90.01	
	Poutres principales	13.75	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		97.46
	TOTALE	535.94	
N 5-5	- Revenant N4-4	535.94	
	Plancher étage courant	90.01	
	Poutres principales	13.75	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		124.04
	TOTALE	668.24	
N 6-6	- Revenant N 5-5	668.24	
	Plancher RDC	90.01	
	Poutres principales	13.75	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	20.65	
	Surcharge d'exploitation		150.62
	TOTALE	805.7	
	- Revenant N 6-6	805.7	
	Plancher S-Soul	90.01	
	Poutres principales	13.75	

N 7-7	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	17.21	
	Surcharge d'exploitation		238.22
	TOTALE	939.72	

$$G = 939.72 \text{ KN}$$

$$Q = 238.22 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35G + 1.50Q$$

$$Nu = 1625.95 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.15 \times 1625.95 = 1869.84 \text{ KN}$$

$$Nser = G + Q$$

$$Nser = 1177.94 \text{ KN}$$

On doit vérifier que la section adoptée du poteau est suffisante pour résistance à la Compression.

Suivant le BAEL 91 (Art B.8.4.1)

$$Nu \leq \alpha [(Br f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (As \cdot f_e / \gamma_s)]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1.5$$

$$\lambda = l_f / i \leq 50 \text{ avec } l_f = 0.7 L_0 ; i = \sqrt{I / S}$$

$$\lambda = 11.76 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.831$$

La valeur de α devise par 1.10 la moitié de charge est. Appliqué avant 90 jours

$$\alpha = 0.850$$

$$Br = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.2.1)

- Amin = 0.008 B ----- (zone IIa)

$$B = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$$

- Amin = 0.008 × 2025 = 16.2 cm²

Selon BAEL 91 (Art A.8.1.2.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \frac{B}{100} = 0.2 \times \frac{2025}{100} = 4.05 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 4(2 \times (b + h))/100 = 8(45 + 45)/100 = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = \{ \max A_{min} (\text{RPA}); A_{min}(\text{BAEL}) \} = \{ \max 16.2 \text{ cm}^2, 7.2 \text{ cm}^2 = 16.2 \text{ cm}^2 \}$$

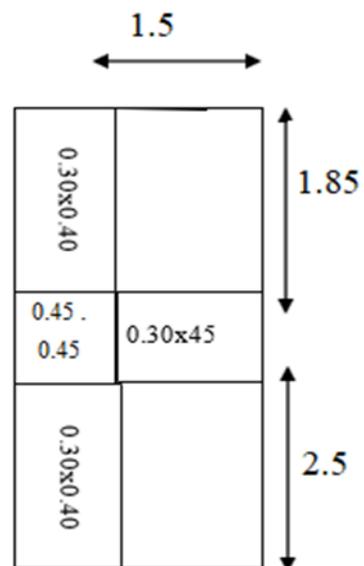
$$N_{critique} = 0.850 \times \left[\frac{(2025 \times 25 \times 10^{-1})}{0.9 \times 1.5} + \frac{(16.2 \times 400 \times 10^{-1})}{1.15} \right]$$

$$N_{critique} = 4313.47 \text{ KN}$$

$$4313.47 > 1869.84$$

Donc la section est suffisante, on garde la section choisie (45×45) cm²

II.5.2. Poteau de rive :



$$S = (2.525 + 1.875) \times 1.575 = 6.93 \text{ m}^2$$

Figure II.12 : Surface revenante au poteau de rive

Tableau II.11 : Décente des charges pour un poteau de rive.

NIVEAU	ELEMENT	G (KN)	Q (KN)
N 1-1	- Plancher-terrasse	35.60	
	- Poutre principale	5.06	
	- Poutre secondaire	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge exploitation		6.52
	TOTALE	69.2	
N 2-2	- Revenant N1-1	69.2	
	Plancher étage courant	33.12	
	Poutres principales	5.06	
	Poutre secondaire	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		16.3
	TOTALE	135.09	
N 3-3	- Revenant N2-2	135.09	
	Plancher étage courant	33.12	
	Poutres principales	5.06	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		26.08
	TOTALE	201.81	
N 4-4	- Revenant N3-3	201.81	
	Plancher étage courant	33.12	
	Poutres principales	5.06	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	15.49	
		Surcharge d'exploitation	
	TOTALE	268.53	

N 5-5	- Revenant N4-4	268.53	
	Plancher étage courant	33.12	
	Poutres principales	5.06	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	15.49	
	Surcharge d'exploitation		45.64
	TOTALE	335.25	
N 6-6	- Revenant N 5-5	335.25	
	Plancher RDC	33.12	
	Poutres principales	5.06	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	20.65	
	Surcharge d'exploitation		55.42
	TOTALE	407.13	
N 6-6	- Revenant N 6-6	407.13	
	Plancher S-Soul	33.12	
	Poutres principales	5.06	
	Poutres secondaires	13.05	
	- Poteau	17.21	
	Surcharge d'exploitation		88.02
	TOTALE	475.57	

$$G = 475.57 \text{ KN}$$

$$Q = 88.02 \text{ KN}$$

$$Nu = 1.35G + 1.50Q$$

$$Nu = 774.04 \text{ KN}$$

$$Nu = 774.04 \times 1.15 = 890.15 \text{ KN}$$

$$Nser = G + Q$$

$$Nser = 563.59 \text{ KN}$$

$$N_{\text{critique}} = 4313.47 \text{ KN}$$

$$4313.47 \text{ KN} > 890.15 \text{ KN}$$

Donc la section est suffisante, on garde la section choisie (45×45) cm²

II.6. Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments a pour but de calculer les différentes sections des éléments à adopter conformément aux règlements. Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisés dans les prochains chapitres comme le calcul de ferrailage des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.

CHAPITRE III :
Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs. Éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (planchers cours corps, plancher dalle pleine, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes en respectant la réglementation en vigueur.

III.2. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasses, destiné à assurer la sécurité des personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretiens des bâtiments.

Il est considéré comme une console encastrée à sa base, due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.
- Une force latérale due à l'effet sismique FP.

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.2.1. Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire

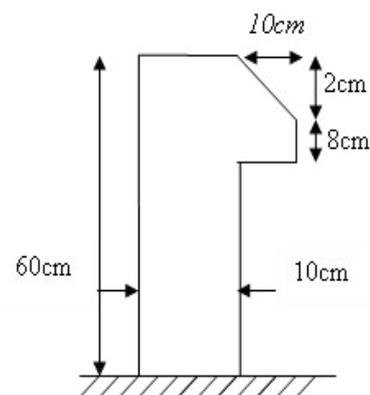


Figure III.1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.2. Évaluation des charges et surcharges

Tableau III.1 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	0.069*25=1.725	0.03*0.6* 20 = 0.36	2.085	1

➤ Principe de calcul :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [2]$$

- ✓ F_p : Une force horizontale due au séisme
- ✓ A : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone sismique (zone IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2)
- ✓ C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Tab. 6.1 du RPA99).
- ✓ W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Zone IIa (mila). $\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 1.725 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,725 = \mathbf{0,828 \text{ KN/ml}}$$

a. Calcul a ELU :

$$M_u = 1,5 \cdot F_p \cdot h$$

$$M_u = 1,5 \times 0,828 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,745 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p. \Rightarrow N_u = 2,328 \text{ KN/ml.}$$

b. Calcul à E.L.S :

$$M_s = F_p \times h$$

$$M_s = 0,828 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0,496 \text{ KN.m/ml}$$

$$1.725 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul de l'excentricité :

1) Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.745}{2.328} \Rightarrow e_1 = 0,32 \text{ m}$$

2) Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max [2\text{cm} ; \frac{L}{250}] \Rightarrow e_a = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m}$$

3) Excentricité due aux effets de second ordre liés à déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3 L_f^2}{10000 h} (2 + \alpha \Phi)$$

α : Le rapport du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients γ

$$\alpha = 10 \times (1 - \frac{Mu}{1.5 \times M_{ser}}) \quad \text{Si} \quad Nu = 0 \Rightarrow \alpha = 0.5$$

$$\alpha = 10 \times (1 - \frac{0.745}{1.5 \times 0.496}) \Rightarrow \alpha = 0$$

L_f : Longueur de flambement

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$L_f = 2 \times L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.20\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.20^2}{10000 \times 0.10} (2 + 0 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow e = 0.32 + 0.02 + 0.00864 = 0.3486\text{m} = 34.86 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{6}$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif

$$M_f = N_u \times (e - \frac{h}{2} - c) \Rightarrow M_f = 2.328 \times (0.3486 - \frac{0.1}{2} - 0.2)$$

$$M_f = 1.5099 \text{ KN /ml}$$

❖ Calcul de ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1ml

- Les fissurations sont préjudiciables
- Le calcul se fait à la flexion simple

➤ Les armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{1.50 \times 10^3}{1 \times 0.09^2 \times 14.6} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 \leq \mu_R = 0.393$$

Donc $A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.016$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.089$$

$$A_s = \frac{M_f}{z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{1.50 \times 10^{-3}}{0.089 \times 348} \times 10^4 = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \mathbf{0.48 \text{ cm}^2}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.086 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.086 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = \frac{0.2 \times b}{100} \Rightarrow A_{\max} = \frac{0.2 \times 1}{100} = 0.0002 \text{ m}^2$$

$$A_{\max} = \mathbf{2 \text{ cm}^2}$$

➤ **Le choix d'armature :**

$$A_s < A_{\min} \text{ Donc on prend } A_s = A_{\max} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

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

$$A_r = 0.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

➤ **Espacement :**

Armatures principales : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $St \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

❖ **Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 1.5 \times F_p \Rightarrow T_{\max} = 1.5 \times 0.828 = 1.242$$

$$T_{\max} = \mathbf{1.242 \text{ KN/ml}}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1.242 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.013 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\max} = \mathbf{0.013 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_{adm} = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5Mpa \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{max} = 0.013 \text{ Mpa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{CV}$$

❖ **Vérification au séisme :**

$$F_p \leq 1.5 Q \quad Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN /ml}$$

$$F_p = 0.828 \leq 1.5$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93** et **B.A.E.L 91**. [4]

la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$M_s = 0.496 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad n = 15$$

$$\frac{b x^2}{2} - n \times A_s \times (d - x) = 0 \Rightarrow 50x^2 - 15 \times 2.01 (9 - x) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.04 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b x^3}{3} + n \times A_s (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.04^3}{3} + 15 \times 2.01 (9 - 2.04)^2$$

$$I = 1743.50 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

▪ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.496 \times 10^6 \times 20.4}{17435000} = 0.58 \text{ Mpa}$$

▪ **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_s (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{0.496 \times 10^6 (90 - 20.4)}{17435000} = 29.70 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul des contraintes admissible

▪ Béton

$$\sigma_{bc}^{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

▪ Acier

$$\sigma_{st}^{adm} = \min \left(\frac{2}{3} Fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Fissuration préjudiciable, avec : $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st}^{adm} = \min (266.66 ; 201.63) \Rightarrow \sigma_{st}^{adm} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Vérifications :

$$\sigma_b = 0.58 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma_s = 29.70 \text{ Mpa} < \sigma_{adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

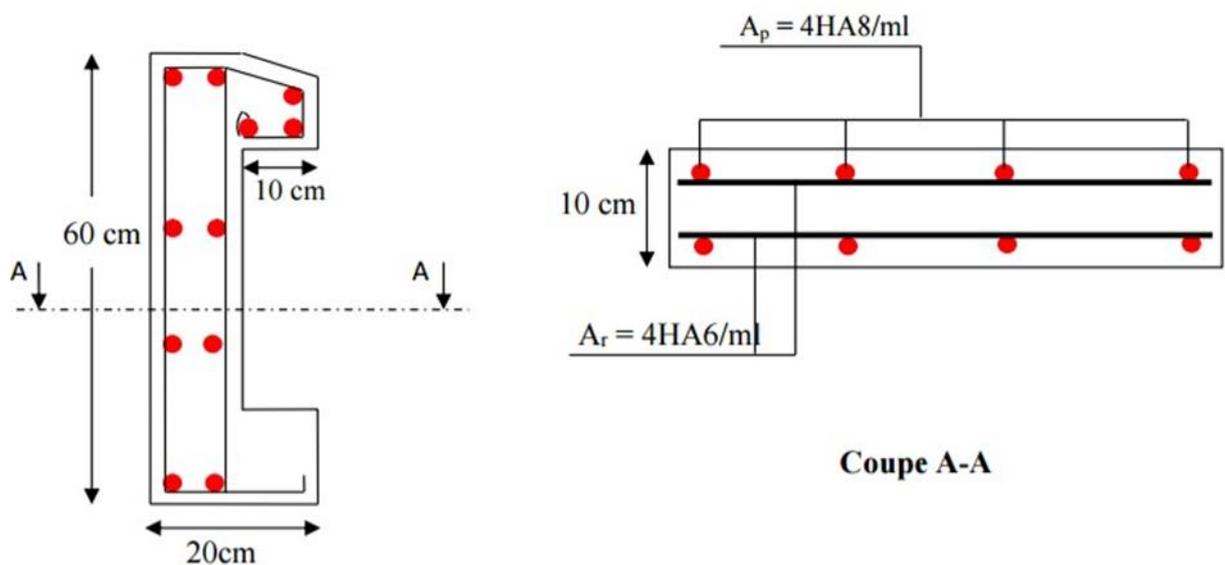


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude des plancher

III.3.1. Plancher à corps creux :

✚ Définition

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment. Sont des éléments porteurs. Ils ont pour rôle de :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

Dans notre projet on a les deux types, des planchers en corps creux, ce type est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et élément de remplissage (corps creux) de dimension

$(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, le tout surmonté d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

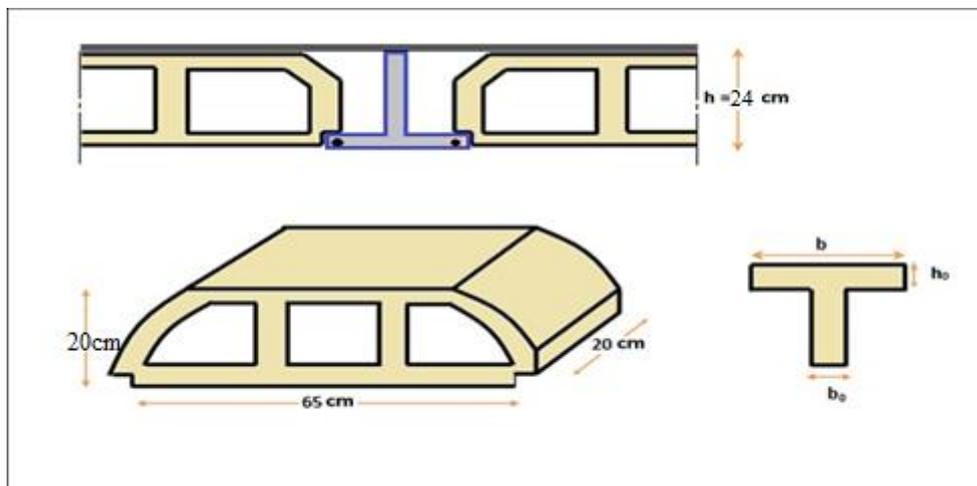


Figure III.3 : Schéma coupe verticale de plancher

III.31.1. Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations(Q) on applique deux méthodes qui sont :

a. La méthode forfaitaire

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

- Principe de la méthode forfaitaire

Soit une poutre continue soumise à une charge p

- Les moments fléchissant**1. En travée**

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes

$$1) M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right.$$

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l^2}{2} \quad [1]$$

P : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

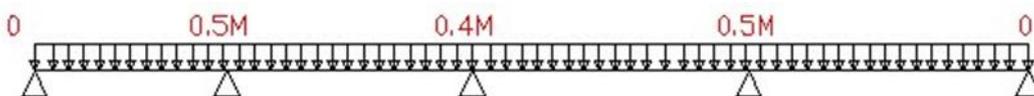
L_i : Portée de la travée.

2. En appuis**- En appuis de rive**

Les moments sont nuls, cependant on les ferraille avec des aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0.15M_0)$

- En appuis intermédiaires**✓ Poutres à deux travées**

Les moments sont de l'ordre de $(-0.6 \times M_0)$

✓ Poutres à plus de deux travées

Ces moments sont de l'ordre de : $(-0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive

$(-0.4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$$

c) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_i - M_{i-1}) / L_i$

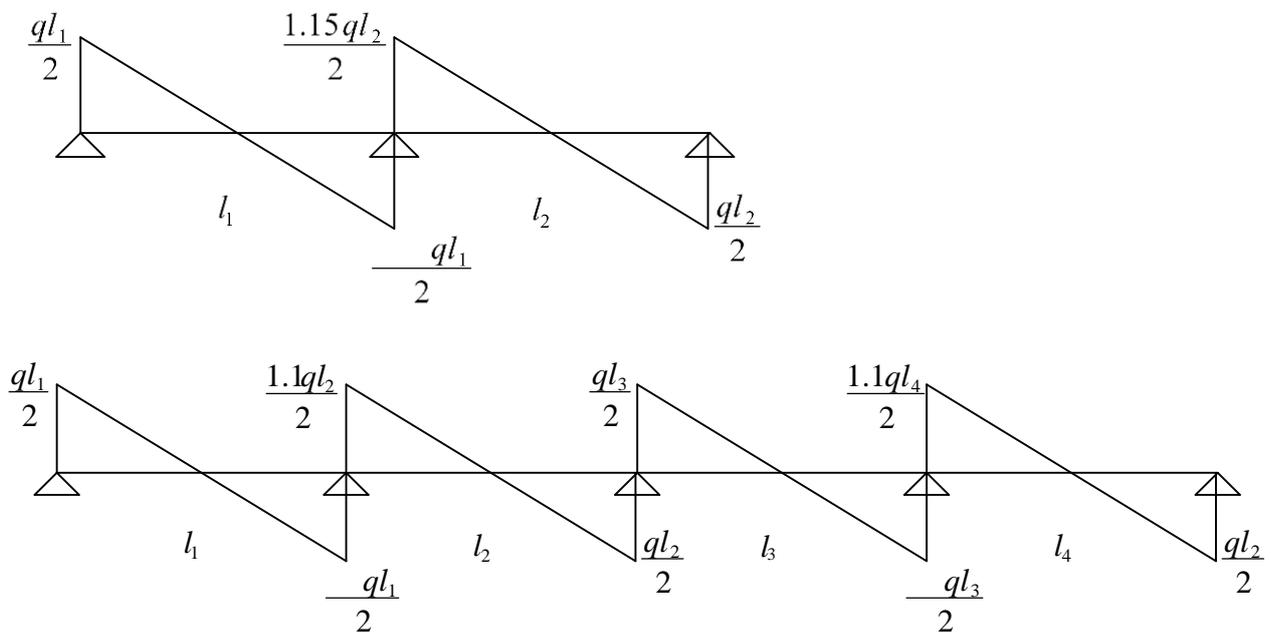


Figure III.4 : Evaluation des efforts tranchants.

III.3.2. Méthode de CAQUOT

1. Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

2. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

a) Moment en appuis

$$M_i = \frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3}).[1]$$

Tel que : L'_g et L'_d : Longueurs fictives

q_g et q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement

$$L' = \begin{cases} 0.8 L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{travée de rive} \end{cases}$$

b) Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(\frac{1-x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{p_u \times x}{2} \times (l - x);$$

$$x = \frac{l_i}{2} \frac{M_g - M_d}{p_u \times l_i}$$

c) Evaluation des efforts tranchants :

$$V = d_M(x) / dx \Rightarrow \frac{p_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

III.3.2.1. Etude des poutrelles

♣ Calcul des charges revenant aux poutrelles :

✓ Calcul à L'ELU

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$P_u = b \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \quad \text{Avec } b = 0.62\text{m}$$

✓ Calcul à L'ELS

$$q_s = (G + Q)$$

$$p_s = b \times (G + Q)$$

Les charges revenant aux poutrelles sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Chargement sur les poutrelles.

Désignation	G(Kn/m ²)	Q(Kn/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (Kn ² /m)	p _u (Kn/m)	q _s (Kn ² /m)	p _s (Kn/m)
Terrasse inaccessible	5.46	1	9.303	5.76	6.78	4.20
Etage courant	5.08	1.5	9.324	5.78	6.74	4.17
RDC	5.08	1.5	10.824	6.71	7.74	4.79
S.sol	5.08	5	14.574	9.03	10.24	6.34

♣ **Les différents types des poutrelles :**

Dans notre cas on a 3 types de nervures pour le plancher

Tableau III.3 : Les types des planchers .

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	

Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :

Le plancher le plus sollicité est le plancher de sous-sol ;

$$1) \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 10.48 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$2) \quad \text{vérifié : } 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{3.45}{5.60} = 0.61 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.8 \leq \frac{3.30}{5.60} = 0.58 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.8 \leq \frac{5.60}{3.30} = 1.69 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.8 \leq \frac{5.60}{3.45} = 1.62 \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

3) Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.

4) La fissuration est peut préjudiciable.

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2eme condition n'est pas vérifiée

✚ Alors, on utilise la méthode de CAQUOT **Application de la méthode :**

✚ **Méthode de Caquot**

a). Moment sur appuis :

$$M_i = \frac{q_w \cdot L_w'^3 + q_e \cdot L_e'^3}{8.5 (L_w' + L_e')}$$

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

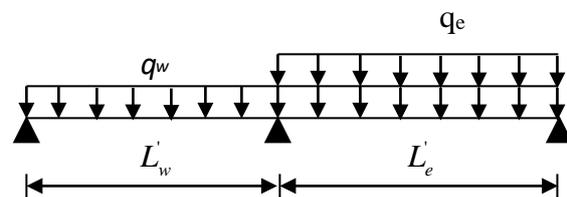


Figure III.5 : Les longueurs effectives.

b). Moment en travée:

$$M_{tm} = \frac{P \times X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{qL}$$

X_{tm} : abscisses de la valeur max du moment en travée.

c. Effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_e - M_w}{L} + \frac{qL}{2}$$

$$V_e = V_w - qL$$

$$P_g = 1.35 \cdot G \cdot b = 1.35 \times 5.24 \times 0.62 = 4.38 \text{ KN /ml}$$

$$P_q = 1.5 \cdot Q \cdot b = 1.5 \times 5 \times 0.62 = 4.65 \text{ KN /ml}$$

$$P = P_g + P_q = 4.38 + 4.65 = 9.03 \text{ KN /ml}$$

❖ Exemple d'application sur Sous Sol :

La charge permanente $G = 5.24 \text{ KN/ m}^2$

La surcharge d'exploitation $Q = 5 \text{ KN/ m}^2$

$$G' = 2/3 \times (G) = 2/3 \times (5.24)$$

$$G' = 3.49 \text{ KN/m}^2$$

à L'ELU

$$P_u' = 1.35 G' + 1.5 Q$$

$$P_u' = 1.35 \times (3.49) + 1.5 \times (5)$$

$$P_u' = 12.21 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u' = P_u' \times 0.62$$

$$= 12.21 \times 0.62$$

$$\Rightarrow q_u' = 7.57 \text{ KN/m}$$

à L'ELS

$$P_s' = G' + Q ; P_s' = (3.49) + (5)$$

$$P_s' = 8.49 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s' = P_s' \times 0.62 = 8.49 \times 0.62 \Rightarrow q_s' = 5.26 \text{ KN/m}$$

✚ Calcul des charges revenant aux poutrelles

Les charges reprises par la poutrelle (type 1) sont résumées comme suit :

Tableau III.4 : Les chargements sur les poutrelles.

Les chargements sur les poutrelles.						
DESIGNATION	G'	Q	ELU		ELS	
			1.35G' + 1.5 Q		G' + Q	
	(KN/m ²)	(KN/m ²)	q' _u	p' _u 0.62 × P _u	q' _s	p' _s 0.62 × P' _u
			(KN/m ²)	(KN/m)	(KN/m ²)	(KN/m)
Terrasse inaccessible (20+4)	3.85	1	6.70	4.15	4.85	3.007
RDC au 5 ^{étage}	3.49	1.5	6.96	4.31	4.99	3.09
Sous Sol	3.49	5	12.21	7.57	8.49	5.26

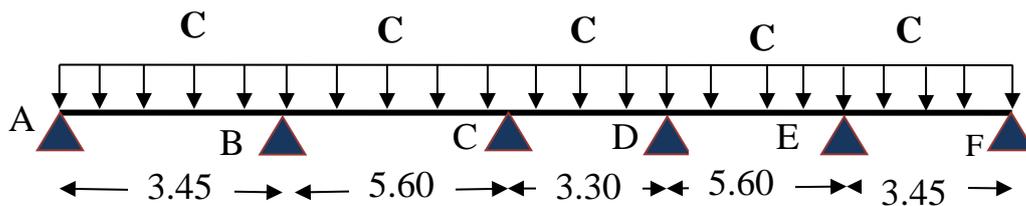
♣ Calcul les moments et les efforts tranchants :

1. Terrasse inaccessible :

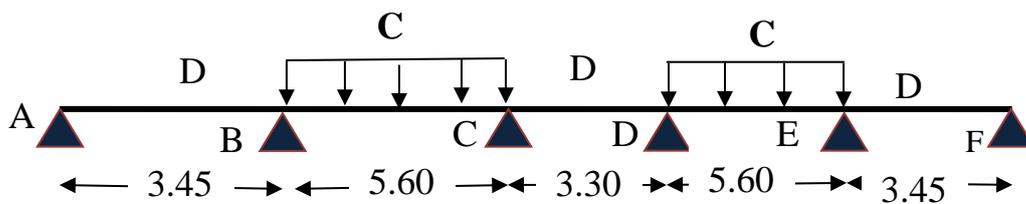
○ la poutre Type 01 :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois types de combinaison de charge :

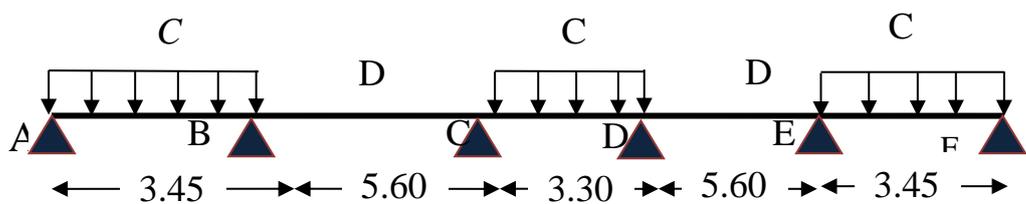
Cas 01 : CCCCC :



Cas 02 : DCD CD:



Cas 03 : CDCDC :



Avec :

En ELU : $C= 1,35G+1,5Q$; $D= 1,35G$

En ELS : $C= G+1,5Q$; $D= G$

Pour chaque cas on fait le calcul en ELU et en ELS des moments sur appuis et sur travée enfin on prend le maximum des moments (courbes enveloppe)

A titre d'exemple on prend le cas 1 pour expliquer la méthode de calcul des moments sur appuis par la méthode de Caquot minoré et les moments en travée par la méthode de Caquot:

a. Calcul des moments aux appuis

- **Appuis intermédiaires**

Appui –B-

$$M_B = -\frac{q'_g \times l_g^3 + q'_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)} \text{ SWZ}$$

à ELU : Avec,

$$q'_g = q'_d = 4.15 \text{ KNm}$$

$$l'_g = l_g = 3.45 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 4.48 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.15 \times 3.45^3 + 4.15 \times 4.48^3}{8.5 \times (3.45 + 4.48)} \rightarrow M_B = -8.06 \text{ KN.m}$$

à ELS : Avec,

$$q'_g = q'_d = 3.15 \text{ KNm}$$

$$l'_g = l_g = 3.45 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 l_d = 4.48 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{3.007 \times 3.45^3 + 3.007 \times 4.48^3}{8.5 \times (3.45 + 4.48)} \rightarrow M_B = -5.84 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5 : Moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type1 (Terrasse)).

Moments aux appuis intermédiaires (poutrelle type1 (Terrasse)).						
Appuis intermédiaire	ELU	ELS	Longueurs fictives		Moments (KN.m)	
	q' _g =q' _d	q' _g =q' _d	l' _g	l' _d	ELU	ELS
B	4.15	3.007	3.45	4.48	-8.06	-5.84
C	4.15	3.007	5.60	2.64	-11.49	-8.32
D	4.15	3.007	3.30	4.48	-7.89	-5.72
E	4.15	3.007	5.60	2.76	- 11.48	-8.32

- **Appuis des rives :**

Pour les appuis de rive solidaires à un poteau ou à une poutre, il est recommandé d'employer des aciers longitudinaux supérieurs, afin d'équilibrer un moment négatif au moins égal à :

$$M_A = 0.15M_0^{AB} ; M_F = 0.15M_0^{EF}$$

$$M_0^{AB} = -\frac{q' \times l_{AB}^2}{8}$$

$$M_0^{EF} = -\frac{q' \times l_{EF}^2}{8}$$

Tableau III.6 : Moments aux appuis de rive (poutrelle type1 Terrasse).

Moments aux appuis de rive (poutrelle type1 Terrasse).							
Appuis	longueur de la travée "l"	la charge transmise "q"		Moments Mo (KN.m)		Moments aux Appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A	3.45	4.15	3.007	-6.17	-4.47	-0.92	-0.67
F	3.45	4.15	3.007	-6.17	-4.47	-0.92	-0.67

b. Calcul des moments en travées :

Travée AB : Les moments en travées sont calculés à partir des équations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \\ M_0(x_0) = \frac{q \times x_0}{2} \times (l - x_0) \\ M_t = M_0(x_0) + M_g \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_d \left(\frac{x_0}{l}\right) \end{array} \right.$$

Remarque : pour le calcul des moments en travées on aura a considérées la charge permanente

G

à ELU : Soit $q_u = 5.76$ KN/m.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{3.45}{2} - \frac{-0.92 - (-8.06)}{5.76 \times 3.45} = 1.36 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{5.76 \times 1.36}{2} \times (3.45 - 1.36) = 8.59 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 8.06 + -0.92 \left(1 - \frac{1.36}{3.45}\right) + \left(-8.06 \times \frac{1.36}{3.45}\right) = 4.67 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

à ELS : Soit $q_s = 4.407$ KN/m.

$$\left\{ \begin{array}{l} X_0^{AB} = \frac{3.45}{2} - \frac{(-0.67) - (-5.84)}{4.20 \times 3.45} = 1.36 \text{ m} \\ M_0^{AB}(x_0) = \frac{4.20 \times 1.36}{2} \times (3.45 - 1.36) = 6.26 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 6.26 + -0.67 \left(1 - \frac{1.36}{3.45}\right) + \left(-6.12 \times \frac{1.36}{3.45}\right) = 3.80 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit:

Tableau III.7 : Moments en travées (poutrelle type1 (terrasse)).

Moments en travées (poutrelle type1 (terrasse)).				
Travées	x ₀ (m)		Moments en travée M _t (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	1.32	1.32	8.59	3.80
BC	2.82	2.82	13.48	9.87
CD	1.65	1.65	-1.81	-1.27
DE	2.78	2.78	13.58	9.94
EF	2.13	2.13	10.14	2.45

Tableau III.8 : Moments sur appuis de rive (poutrelle type1 (terrasse)).

Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).												
CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Cas1	0.0	-13.02	-11.99	-11.99	-13.02	00	00	-9.43	-8.69	-8.69	-9.43	00
Cas2	0.0	-12.11	-11.54	-11.54	-12.11	00	00	-8.82	-8.38	-8.38	-8.82	00
Cas3	0.0	-11.02	-9.77	-9.77	-11.02	00	00	-8.10	-7.20	-7.20	-8.10	00
M _{ama} x	00	-13.02	-11.99	-11.99	-13.02	00	00	-9.43	-8.69	-8.69	-9.43	00

Tableau III.9 : Moments sur appuis intermédiaire (poutrelle type1 (terrasse)).

Moments sur appuis (poutrelle type1 (terrasse)).										
CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
Cas1	8.10	23.96	0.67	23.96	8.10	5.92	17.52	0.54	17.52	5.92
Cas2	6.34	24.64	- 0.92	24.64	6.34	4.75	17.98	-0.51	17.98	4.75
Cas3	8.88	20.20	2.90	20.20	8.88	6.45	15.01	2.03	15.01	6.45
Ma_{max}	8.88	24.64	2.90	24.64	8.88	6.45	17.98	2.03	17.98	6.45

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max.

La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

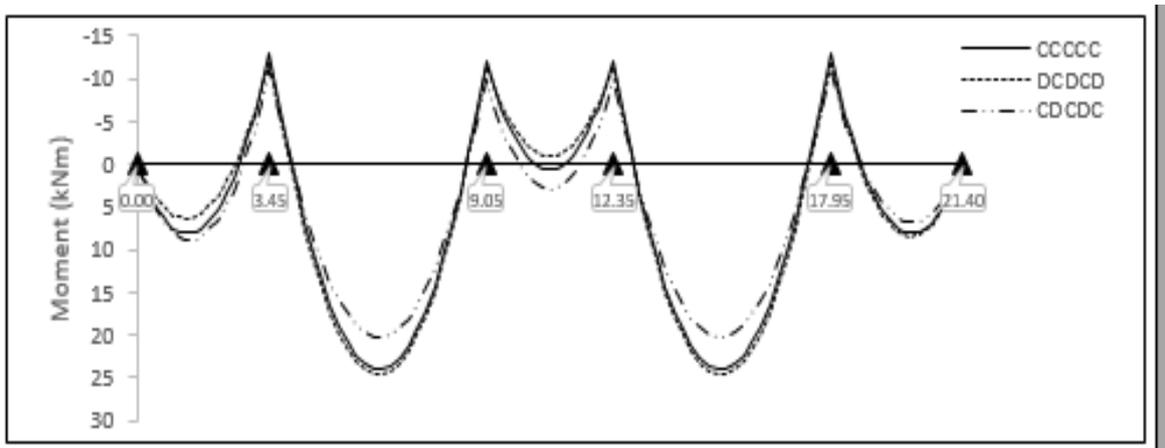


Figure III.6 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELU

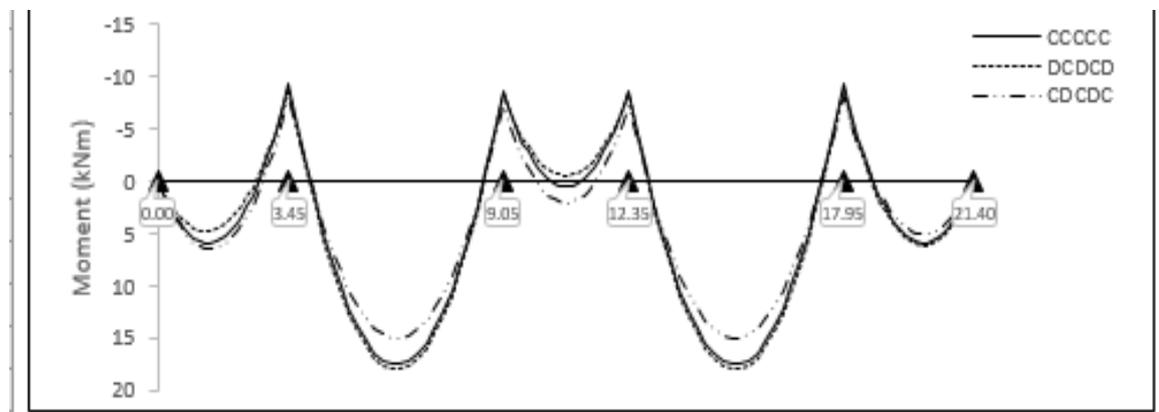


Figure III.7 : Courbe des moments poutrelle type1 (terrasse) en ELS

Calcul des efforts tranchants :

Tableau III.10 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terasse)).

Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Terasse)).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 12.85 \text{ KN.m}$; $V_B = -19.82 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 26.23 \text{ KN.m}$; $V_C = -25.95 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 15.35 \text{ KN.m}$; $V_D = -15.35 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 25.95 \text{ KN.m}$; $V_E = -26.23 \text{ KN.m}$
EF	$V_E = 19.82 \text{ KN.m}$; $V_F = -12.54 \text{ KN.m}$

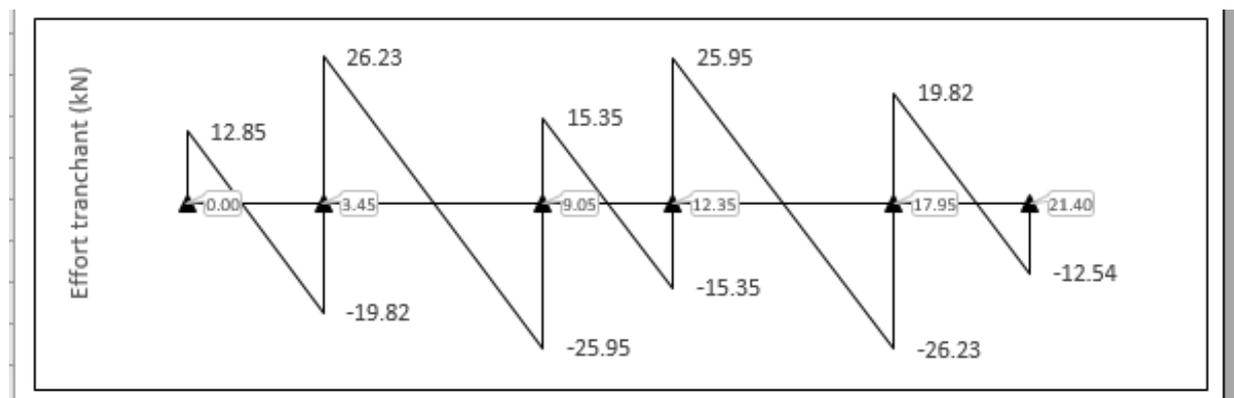


Figure III.8 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 (terrasse) en ELU

➤ **Ferraillage des poutrelles**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumis à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher terrasse)

a. Sollicitations maximales

Tableau III.11 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).

Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Terrasse).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	24.64	17.98
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-13.02	-9.43
Moment en appui de rive (KN.m)	$-0.15 \times 24.64 = -3.696$	$-0.15 \times 17.98 = -2.697$
Effort tranchant (KN)	26.23	/

b. Ferrailage en travée

Données : $b = 62 \text{ cm}$; $b_0 = 8 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$;

$h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 21.6 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa} .$$

♣ **Si** ; $M_u \leq$ → la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

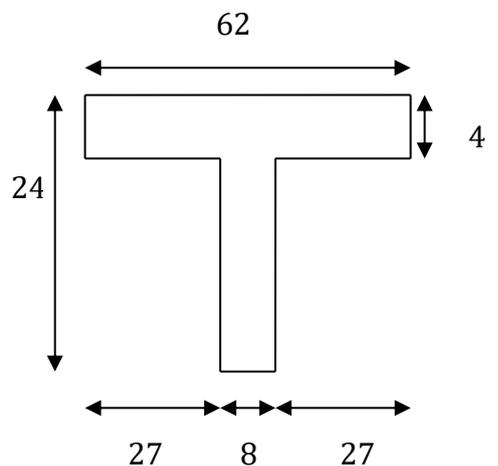
♣ **Si** ; $> M_{Tu}$ → l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.62 \times 0.04 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 69.02 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 69.02 \text{ KN.m} > M_u = 24.64 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{24.64 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.62 \times 0.216^2} = 0.059 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$



$$\text{Donc } A's = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}] = 0.076$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.076) = 0.209 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{24.64 \times 10^{-3}}{348 \times 0.209} = 3.38 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [1]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 0.62 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 1.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = 1.61 \text{ cm}^2 < A_{st} = 3.38 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 3.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } \mathbf{3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

c. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{13.02 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.08 \times 0.216^2} = 0.245 < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

\Rightarrow Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.358 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.185 \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{13.02 \times 10^{-3}}{348 \times 0.185} = 2.022 \text{ cm}^2$$

• Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{3.696 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.08 \times 0.216^2} = 0.069 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

donc $A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$A_{au}^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{st} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.090 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.208 \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{3.696 \times 10^{-3}}{348 \times 0.208} = 0.51 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[4]

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.08 \times 0.216 \times \frac{2.10}{400} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$A_a^{min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{au}^{interm} = 2.022 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

$A_a^{min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{au}^{rive} = 0.51 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

e. Choix des barres

En appui intermédiaire : $A_{au}^{interm} = 2.022 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **3HA10** = 2.36 cm²

En appui de rive : $A_{au}^{rive} = 0.51 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2HA10** = 1.57 cm²

- **Ferraillage transversal :**

Diamètre des armatures transversales :(BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_1^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5.14 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

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

D'où, $A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

♣ **Vérifications nécessaires**

- **Vérifications à l'ELU**

a) Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211[1]

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{max} = 26.23 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{26.23 \times 10^{-3}}{0.08 \times 0.216} = 0.67 \text{ MPA}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22[1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{t\max} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm} \\ S_{t\min} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } St = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 80} = 3.33 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

C) Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant

Vu :

• **Appui de rive (BAEL A.5.1,312)[1] :**

$$A_l^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{\min} \geq \frac{1.15}{400} \times 26.23 \times 10^{-3} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3 \text{ HA}12 + 2 \text{ HA} 10 = 4.96 \text{ cm}^2 > 0.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• **Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1,321)[1]**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot \left(|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} |M_u| &= 13.02 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.216 \times 26.23 \\ &= 5.09 \text{ KN.m} \text{ donc les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \end{aligned}$$

c) Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313)[1]

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec $a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c)\text{cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4)\text{cm}) = 19.44 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.1944 \times 0.08 = 103 \text{ KN}$$

$V_u = 26.23 \text{ KN} \leq 103\text{KN} \dots\dots\dots$ Condition Vérifiée.

d) Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{8 \times 24^2 + (62 - 8) 4^2}{2[8 \times 20 + (62 - 8) 4]} = 7.27 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 20 - 7.27 = 12.73 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

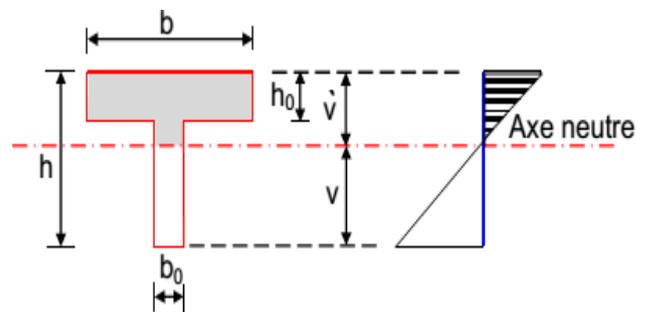
$$I_{Gz} = 8 \frac{24^3}{3} + (62 - 8) \frac{4^3}{3} - [8 \times 24 + (62 - 8) 4] (2.37)^2$$

$$I_{Gz} = 35724.30 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3}) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{35724.30 \times 10^4}{(216 - \frac{40}{3}) 127.3} \times \frac{2.1}{400} = 0.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{CV}$$



e) Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2)[1]:

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

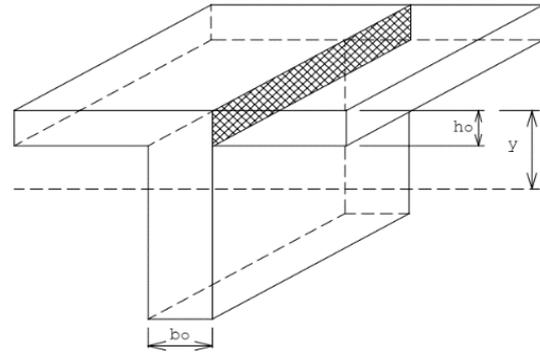
$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.27 \times 26.23 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.62 \times 0.04 \times 0.216} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_1^u = 1.46 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$



- **Vérifications à l'ELS**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures
- Vérification de l'état limite de compression du béton ;
- Vérification de la flèche.

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (**BAEL91 Art. B.6.3)[1]**)

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Avec :

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie

M_{ser}: le moment en ELS

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = fe = 400\text{Mpa}$

- **position de l'axe neutre (y) :**

Pour savoir où se situera l'axe neutre y, il est nécessaire d'effectuer un premier calcul arbitraire pour déterminer le signe $\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$ de :

En remplaçant y par ho.

(cas 1) Si le signe est positif, ($y \leq h_0$) : l'axe neutre est dans la table de compression les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire (les équations ne changent pas).

$$b \cdot y \cdot \frac{y}{2} + n \cdot A_{sc} \cdot (y - d') - n \cdot A_{st} (d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

(cas 2): Si le signe est négatif, ($y > h_0$) : l'axe neutre est dans la nervure (section en T)

L'équation pour déterminer y devient :

$$\frac{by^2}{2} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y) = 0$$

Donc l'équation de moment d'inertie quadratique sera :

$$I = \frac{by^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y - h_0)^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie de la homogénéisée par rapport à l'axe neutre;

$$n = 15$$

Le calcul se fait selon les règles de **C.B.A 93**,[4] et **B.A.E.L 91**,[1], la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- en travée :

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = -541.52 \Rightarrow f(h_0) < 0 ; \text{L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas2 : $y > h_0$), vérification des contraintes pour une section en « T »

$$\begin{cases} M_t = 17.98 \text{KN.m} \\ A_s = 2.46 \text{ cm}^2 \\ y = 3.39 \text{ cm} \\ I = 12310.33 \text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui intermédiaire :**

$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = -153.44 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) < 0 ; ;$ L'axe neutre est dans la nervure (cas2 : $y > h_0$), vérification des contraintes pour une section en « T »

$$\begin{cases} M_a = -9.43 \text{ KN.m} \\ A_s = 1.26 \text{ cm}^2 \\ y = 2.12 \text{ cm} \\ I = 7488.5 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 2.66 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots$ Vérifie

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• **en appui de rive :**

• $f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 239.44 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0 ;$ L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire

• $\begin{cases} M_a = -2.696 \text{ KN.m} \\ A_s = 0.36 \text{ cm}^2 \\ y = 0.99 \text{ cm} \\ I = 2944.49 \text{ cm}^4 \end{cases}$

• $\sigma_{bc} = 0.91 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots$ Vérifie

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Aux travées :

Tableau III.12 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).

Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
y=3.39cm	$\sigma_{bc} = 4.95 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=12310.33 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 4.95 \text{ MPA}$	

Aux appuis intermédiaires :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (terrasse)).

Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
y=2.12 cm	$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=7488.5 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 2.66 \text{ MPA}$	

Aux appuis de rive :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 (terrasse)).

Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
y=0.99 cm	$\sigma_{bc} = 0.91 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=8484.54 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 0.91 \text{ MPA}$	

a. Vérification de la flèche

- Conditions de la vérification de la flèche (Article B.6.5.1) [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{M_{t \text{ ser}}}{10 M_{0 \text{ ser}}} ; \frac{1}{16} \right) \times L; \text{ pour les poutres simplement appuyées ou continues} \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \\ 3) L \leq 8. \end{array} \right.$$

On illustre comme exemple la travée ‘AB’ de la poutrelle de **type (1)** du plancher étage courant.

Avec,

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux = 24cm ;

$M_{t\ ser}$: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{t\ ser}=17.98\ KN.m$;

$A_{t\ travée}$: Section d'armature en travée $A_t= 2.46\ cm^2$;

L: longueur de la travée considérée :L =5.60 m ;

$M_{0\ ser}$: Moment isostatique à l'ELS $M_{0\ ser}= 14\ KN.m$

y: position de l'axeneutre = 3.39 cm

I: Inertie de la section = 12310.33cm⁴

D'où

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{17.98}{10 \times 14} ; \frac{1}{16} \right) \times 5.60 \rightarrow h_t = 24cm < 71.92\ cm \dots\dots\dots C.N.V \\ 2) A_{t\ travée} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.81\ cm^2 \rightarrow A_{t\ tr} = 2.46\ cm^2 > 1.81\ cm^2\ C.N.V \\ 3) l = 5.60 < 8. \dots\dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (**Article B.6.5.3**) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f\ admissible = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \quad \Leftrightarrow\ pour\ l \leq 5\ m \\ 0.5\ cm + \frac{L}{1000} \quad \Leftrightarrow\ pour\ l > 5\ m \\ \frac{L}{250} \quad Pour\ les\ consoles\ avec\ l \leq 2m \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis (**CBA B.6.1.1**).[4]

L= 5.60 - 0.4 = 5.20 m

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...).

fgv et : les flèches différées et instantanées respectivement dues aux charges permanentes totales (poids propre+ revêtements+ cloisons) ;

fji : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre cloisons).

fpi : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons ;

g : la charge permanente après la mise des cloisons ;

p : la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation.

La flèche admissible \bar{f} pour une poutre inférieure à 5 m est de :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm} = 10.4 \text{ mm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.39 \text{ cm} ; \quad I = 12310.33 \text{ cm}^4 ; \quad A_s = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa} \quad E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721.39 \text{ Mpa}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{1}{3} b (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 + C)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 62 \times 24 + 15 \times 2.46 = 1524.9 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1524.9} \times \left(\frac{62 \times 24^2}{2} + 15 \times 2.46 \times 21.6 \right) = 12.33 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - V_1 = 11.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{1}{3} \times 62 (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times 2.46 (V_2 + 2)^2 = 79434.38 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.46}{8 \times 21.6} = 0.0142$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 2.37 \\ \lambda_v = 0.95 \end{cases}$$

• **Evaluation des moments en travée :**

- **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.62 \times 4.45 = 2.76 \text{ KN/ml ;}$$

$$q_g = 0.62 \times 5.78 = 3.58 \text{ KN/ml;}$$

$$q_p = 0.62 \times (5.78 + 1) = 4.20 \text{ KN/ml}$$

- **Evaluation des moments :**

$$M_t = 0.75 \frac{q \times L^2}{8}$$

q' : la charge répartie minorée (2/3(q))

Tableau III.15 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).		
Moments correspondant à q_j	$M_j = 0.75 \frac{2.76 \times 5.60^2}{8}$	$M_j = 8.11 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 0.75 \frac{3.58 \times 5.60^2}{8}$	$M_g = 10.52 \text{ KN.m}$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 0.75 \frac{4.20 \times 5.60^2}{8}$	$M_p = 12.34 \text{ KN.m}$

Tableau III.16 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (Térasse)).

Calcul des contraintes (poutrelles type 1 (Térasse)).		
Contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 179.95 \text{ MPA}$
Contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 233.42 \text{ MPA}$
Contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 273.8 \text{ MPA}$

Calcul de μ

$$\begin{cases} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.828 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.868 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.887 \end{cases}$$

Calcul des inerties fictives (If)

Les résultats des moments d’inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.17 : Calcul des moments d’inerties fictives (poutrelle type 1 (Térasse))

Calcul des moments d’inerties fictives (poutrelle type 1 (Térasse))		
I correspondant à qji	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 20814.15cm^4$
I correspondant à qgi	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 20617.70cm^4$
I correspondant à qgv	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 31007.03cm^4$
I correspondant à qpi	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 28166.49cm^4$

- **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39MPA \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 MPA \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
 Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher Terrasse).

Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher Terrasse).		
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	3.79 m
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$	4.97 mm
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$	9.92 mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	4.27mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	5.43mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	10.4 mm

$\Delta f = 5.43 \text{ mm} < f_{admissible} = 10.4 \text{ mm}$; la flèche est vérifiée .

❖ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [1]**

La dalle de compression résiste donc elle n’a pas besoin de ferrailage de résistance, cependant il faut mettre des aciers de fissurations à cause des fissurations dues au retrait du béton (quantité de ciment, intempéries ...)

Pour ce faire le règlement recommande un ferrailage dans les deux sens (utilisation du treillis soudés). D’après, le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser.

- ✓ $S_t \leq 20 \text{ cm}$ (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures (**A** ⊥),
- ✓ $S_t \leq 33 \text{ cm}$ (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures (**A** ||) .

Quand l'écartement L entre axes des nervures est compris entre 50 et 80 cm, la section A des armatures perpendiculaires aux nervures doit être au moins égale à

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = \frac{4 \times 62}{400} = 0.62 \text{ cm}^2/ml$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \emptyset \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{min} = 0.0006 B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $A \perp = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{min} \dots \dots \dots \text{cv}$

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} \Rightarrow A \parallel = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

• Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

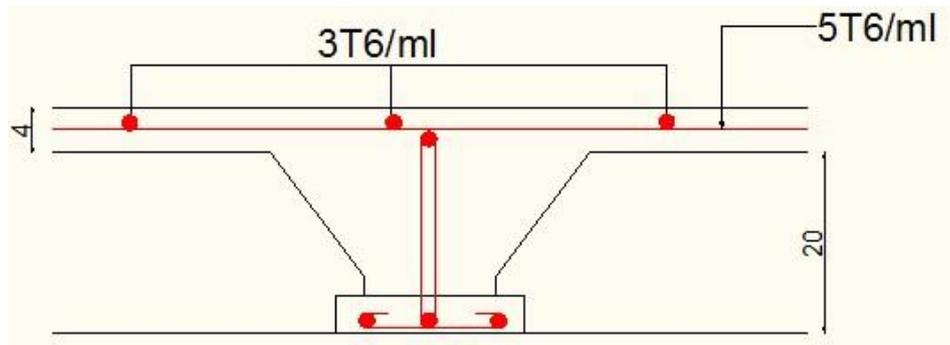
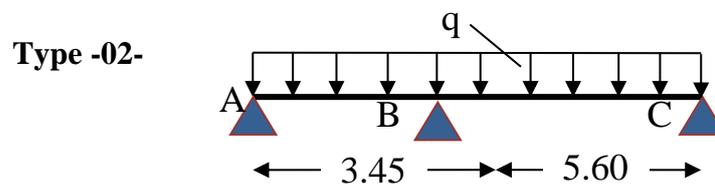


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

2. Planchers étage courant :

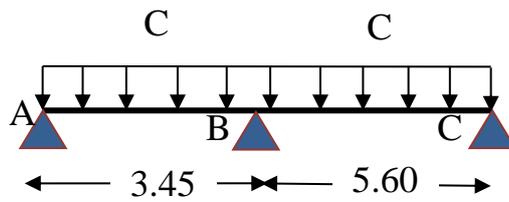
➤ Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 02 :

Calcul des moments :

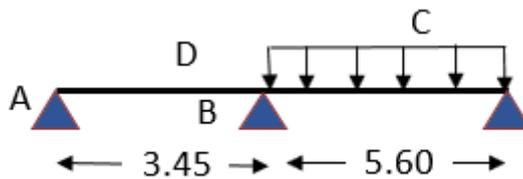


Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

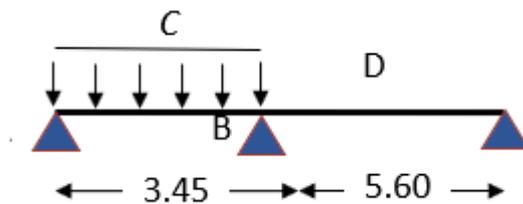
Cas 01 : CC :



Cas 02 : DC:



Cas 03 : CD :



a. Calcul des moments en travées :

Tableau III.19 : Moments sur travées (poutrelle type2 (étage)).

Moments sur travées (poutrelle type2 (étage)).				
CAS	ELU (KN.m)		ELS (KN.m)	
	AB	BC	AB	BC
Cas1	7.29	30.10	5.31	21.79
Cas2	4.44	30.72	3.39	22.21
Cas3	8.49	22.76	6.11	16.9
Ma_{max}	8.49	30.72	6.11	22.21

b. Calcul des moments en appuis

Tableau III.20 : Moments sur appuis (poutrelle type2 (étage)).

Moments sur appuis (poutrelle type2 (étage)).						
CAS	ELU (KN.m)			ELS (KN.m)		
	A	B	C	A	B	C
Cas1	-1.04	-13.54	00	-0.74	-9.70	00
Cas2	-1.39	-12.17	00	-1	-8.79	00
Cas3	-1.04	-10.53	00	-0.74	-7.70	00
Ma_{max}	-1.39	-13.54	00	-1	-9.70	0

Calcul des efforts tranchants :

Tableau III.21 : Efforts tranchants (poutrelles type 2 (étage)).

Efforts tranchants (poutrelles type 2 (étage)).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 13.33 \text{ KN.m} ; V_B = -19.71 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 28.52 \text{ KN.m} ; V_C = -23.93 \text{ KN.m}$

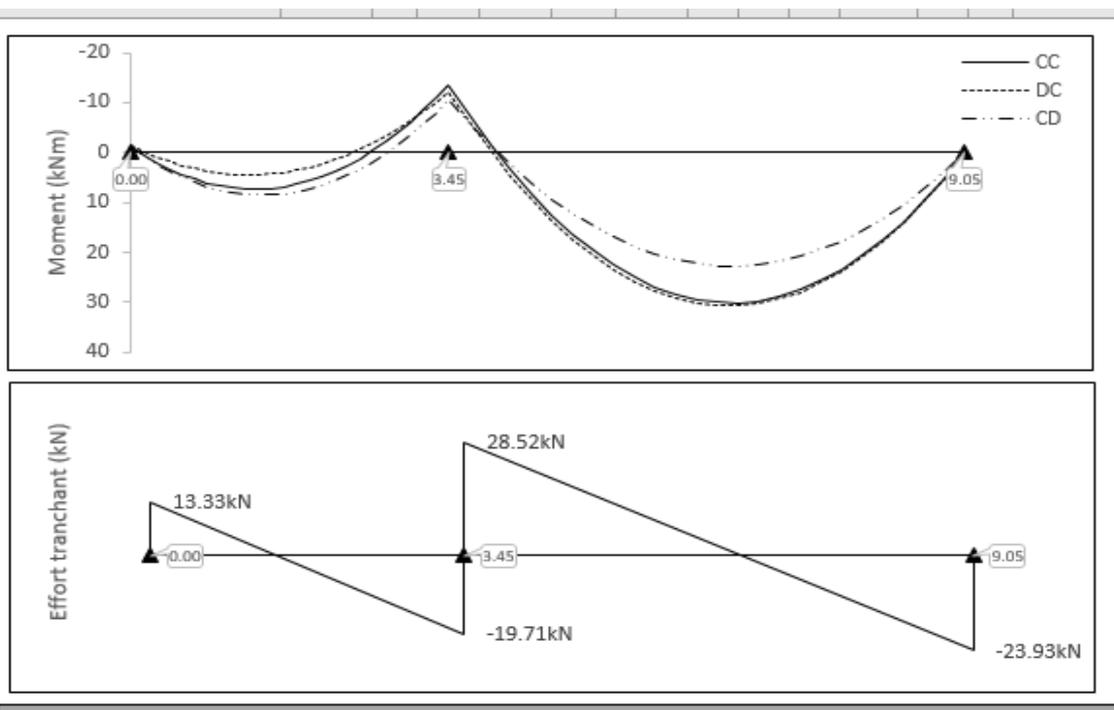


Figure III.10 : Courbe des moments et efforts tranchants poutrelle type2 étage en ELU

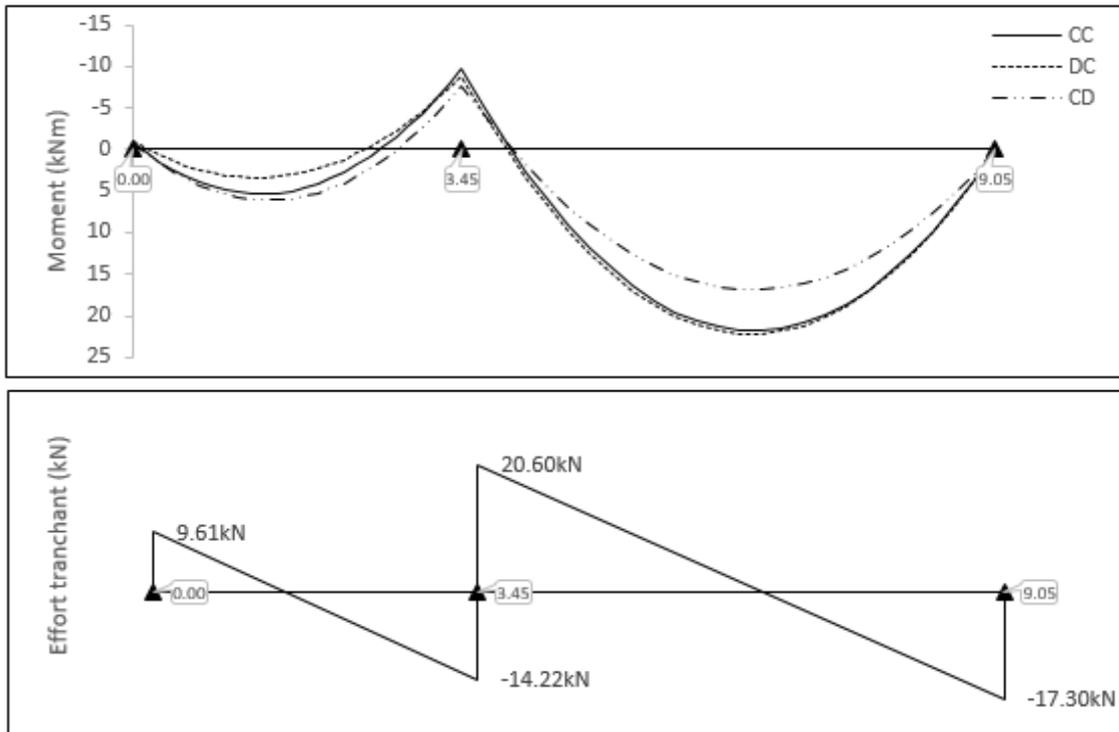


Figure III.11 : Courbe des moments et efforts tranchants poutrelle type2 étage en ELS

➤ **Ferraillage des poutrelles**

♣ **Plancher étages d’habitations :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 2 du plancher étage)

a. Sollicitations maximales

Tableau III.22 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 2(étage).

Sollicitations maximales dans la poutrelle type 2(étage).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	30.72	22.21
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-13.54	-9.70
Moment en appui de rive (KN.m)	-4.60	-1
Effort tranchant (KN)	28.52	/

b. Ferrailage en travée

Données : $b = 62 \text{ cm}$; $b_0 = 8 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$;

$h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 21.6 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA .}$$

♣ **Si** ; $M_u \leq M_{Tu}$ → la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression, de ce fait nous calculons une section rectangulaire ($b \times h$).

♣ **Si** ; $M_u > M_{Tu}$ → l'axe neutre passe par la nervure, dans ce cas nous calculons une section en T

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.62 \times 0.04 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 69.02 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 69.02 \text{ KN.m} > M_u = 30.72 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{30.72 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.62 \times 0.216^2} = 0.074 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A'_s = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.074})] = 0.097$$

$$Z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.097) = 0.20 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{30.72 \times 10^{-3}}{348 \times 0.20} = 4.22 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [1]

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 0.62 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1.61 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4.22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 4.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}12 = \mathbf{4.52 \text{ cm}^2}$$

c. Ferrailage aux appuis

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{13.54 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.08 \times 0.216^2} = 0.255 < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

\Rightarrow Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.375 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.183 \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{13.54 \times 10^{-3}}{348 \times 0.183} = \mathbf{2.11 \text{ cm}^2}$$

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{4.60 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.08 \times 0.216^2} = 0.086 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{donc } A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{st} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.113 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.206 \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{4.60 \times 10^{-3}}{348 \times 0.206} = 0.64 \text{ cm}^2$$

d. Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[4]

$$A_a^{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.08 \times 0.216 \times \frac{2.10}{400} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{au}^{\text{interm}} = 2.11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{\min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{au}^{\text{rive}} = 0.64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Choix des barres

En appui intermédiaire :..... $A_{au}^{\text{interm}} = 2.11 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **4 HA10** = 3.14 cm²

En appui de rive :..... $A_{au}^{\text{rive}} = 0.64 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2HA10** = 1.57 cm²

Ferraillage transversal

Diamètre des armatures transversales :(BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_1^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5.14 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

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

D'où, $A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

➤ **Vérifications nécessaires**

- Vérifications à l'ELU

a. Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211 [1]

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{\max} = 26.23 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{28.52 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216} = 1.32 \text{ MPA}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b. Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22[1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{tmax} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm} \\ S_{tmin} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 80} = 3.33 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

C. Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant

Vu

- **Appui de rive (BAEL A.5.1,312)[1] :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 28.52 \times 10^{-3} = 0.81 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 4HA12 + 2HA 10 = 6.09 \text{ cm}^2 > 0.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

- **Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1,321)[1]**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot (|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d})}{f_e} \end{cases}$$

$$|M_u| = 13.54 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.216 \times 28.52 = 5.54 \text{ KN.m} \text{ donc les efforts } T_u \text{ sont négligeables}$$

- d. Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313)[1]**

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec $a = \min(0.9d; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9d; (40 - 4) \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.1944 \times 0.08 = 103 \text{ KN}$$

$V_u = 28.52 \text{ KN} \leq 103 \text{ KN} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée.

e. Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{8 \times 24^2 + (62 - 8) 4^2}{2[8 \times 24 + (62 - 8) 4]} = 5.91 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 24 - 5.91 = 18.09 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 8 \frac{24^3}{3} + (62 - 8) \frac{4^3}{3} - [8 \times 24 + (62 - 8) 4] (5.91)^2$$

$$I_{Gz} = 23765.33 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) v} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{23765.33 \times 10^4}{\left(216 - \frac{40}{3}\right) 180.9} \times \frac{2.1}{400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

f. Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2) [1] :

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.27 \times 28.52 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.62 \times 0.04 \times 0.216} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_1^u = 1.59 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- Vérifications à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3) [1]

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

Fissuration peu préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = fe = 400\text{Mpa}$

- position de l'axe neutre (y) :

• en travée :

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = -298.64 \Rightarrow f(h_0) < 0 ; \text{L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas2 : $y > h_0$), vérification des contraintes pour une section en « T »

$$\begin{cases} M_t = 22.21 \text{KN.m} \\ A_s = 3.01 \text{cm}^2 \\ y = 3.91 \text{cm} \\ I = 14209.87 \text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 6.11 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• en appui intermédiaire :

- $f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 155.44 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0 ; \text{L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : } y < h_0), \text{ les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire}$

$$\begin{cases} M_a = -9.70 \text{KN.m} \\ A_s = 1.29 \text{cm}^2 \\ y = 3.37 \text{cm} \\ I = 7221.61 \text{cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.52 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui de rive :
- $f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 334.96 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire
- $$\begin{cases} M_a = -4.6 \text{ KN.m} \\ A_s = 0.61 \text{ cm}^2 \\ y = 2.38 \text{ cm} \\ I = 3658.69 \text{ cm}^4 \end{cases}$$
- $\sigma_{bc} = 2.99 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$... Vérifie

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Aux travées :

Tableau III.23 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).

Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (terrasse)).	
Calculs	Vérifications
$y=3.01 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 6.11 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
$I=14209.87 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 6.11 \text{ MPA}$	

Aux appuis intermédiaires :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 2 (étage)).

Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 2 (étage)).	
Calculs	Vérifications
$y=3.37 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 4.52 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
$I=7221.61 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 4.52 \text{ MPA}$	

Aux appuis de rive :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 2 (étage)).

Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 2 (étage)).	
Calculs	Vérifications
y=2.38 cm	$\sigma_{bc} = 2.99 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=3658.69 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 2.99 \text{ MPA}$	

c. Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{22.21}{10 \times 14} ; \frac{1}{16} \right) \times 5.60 \rightarrow h_t = 24 \text{ cm} < 88.8 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 2.46 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 5.60 < 8. \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : **(Article B.6.5.3) [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \quad \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \quad \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis **(CBA B.6.1.1).[4]**

L= 5.60 - 0.4 = 5.20 m

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm} = 10.4 \text{ mm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 3.91 \text{ cm} ; \quad I = 14209.87 \text{ cm}^4 ; \quad A_s = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa} \quad E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721.39 \text{ Mpa}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{1}{3} b (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 + C)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 62 \times 24 + 15 \times 3.01 = 1533.15 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1533.15} \times \left(\frac{62 \times 24^2}{2} + 15 \times 3.01 \times 21.6 \right) = 12.28 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - V_1 = 11.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{1}{3} \times 62 (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times 3.01 (V_2 + 2)^2 = 79942.14 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.01}{8 \times 21.6} = 0.0174$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 2.52 \\ \lambda_v = 1.01 \end{cases}$$

• **Evaluation des moments en travée :**

- **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.62 \times 3.65 = 2.26 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.62 \times 5.24 = 3.24 \text{ KN/ml};$$

$$q_p = 0.62 \times (5.24 + 1) = 3.86 \text{ KN/ml}$$

- **Evaluation des moments :**

$$M_t = 0.75 \frac{q \times L^2}{8}$$

Tableau III.26 : Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).

Calcul des moments correspondant (poutrelle exemple).		
Moments correspondant à q_j	$M_j = 0.75 \frac{2.26 \times 5.60^2}{8}$	$M_j = 6.64 KN.m$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 0.75 \frac{3.24 \times 5.60^2}{8}$	$M_g = 9.52 KN.m$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 0.75 \frac{3.86 \times 5.60^2}{8}$	$M_p = 11.34 KN.m$

Tableau III.27 : calcul des contraintes (poutrelles type 2 (étage)).

Calcul des contraintes (poutrelles type 2 (étage)).		
Contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 123.99 MPA$
Contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 177.77MPA$
Contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 211.75MPA$

Calcul de μ

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.342 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.253 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.218 \end{array} \right.$$

Calcul des inerties fictives (If)

Les résultats des moments d'inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.28 : Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 2 (étage))

Calcul des moments d'inerties fictives (poutrelle type 2 (étage))		
I correspondant à q_{ji}	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 47230.88cm^4$
I correspondant à q_{gi}	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 53699.62cm^4$
I correspondant à q_{gv}	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 70039.22cm^4$
I correspondant à q_{pi}	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 56756.56cm^4$

- Calcul des modules de déformation

$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10721.39 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- Modules de déformation longitudinale différée du béton

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 \text{ MPA} \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
 Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.29 : Vérification de la flèche (poutrelle type 2 du plancher étage).

Vérification de la flèche (poutrelle type 2 du plancher étage).		
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	1.37 m
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{f_{gi}}}$	1.72m m
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{f_{gv}}}$	3.97 mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	1.94mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	2.82mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	10.4 mm

$\Delta f = 2.82 \text{ mm} < f_{admissible} = 10.4 \text{ mm}$ la flèche est vérifiée .

❖ La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [1]

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 62}{500} = 0.496 \text{ cm}^2/ml$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \varnothing \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{min} = 0.0006 B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/ml$$

On adapte $A \perp = 5\emptyset6 = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots \dots \text{cv}$

$$A \parallel = \frac{A \perp}{2} \Rightarrow A \parallel = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

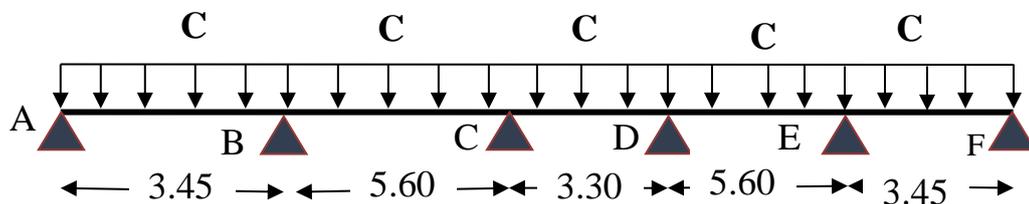
On adapte : $3\emptyset6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

3. Sous Sol:

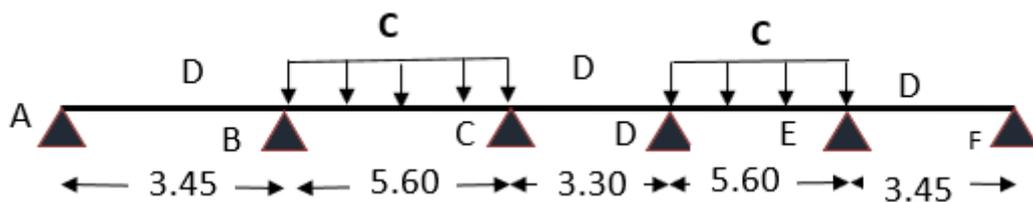
♣ Calcul les moments et les efforts tranchants pour la poutre Type 01 :

Pour calculer les moments max sur appuis et sur travée on trois type de combinaison de charge :

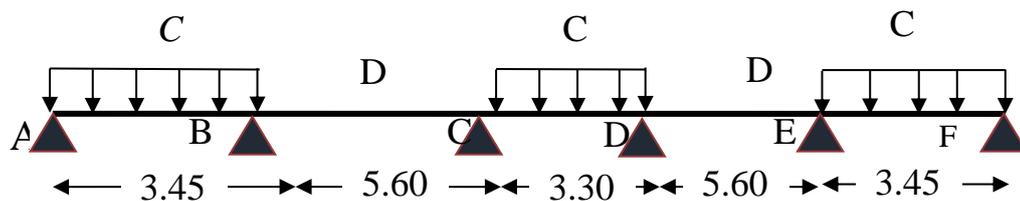
Cas 01 : CCCCC :



Cas 02 : DCDCD:



Cas 03 : CDCDC :



Les résultats sont regroupés dans le tableau qui suit:

Tableau III.30 : Moments sur appuis (poutrelle type1 (Sous-Sol)).

Moments sur appuis (poutrelle type1 (Sous-Sol)).												
CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Cas1	0.0	- 20.74	- 20.66	- 21.86	- 20.74	00	00	- 16.50	- 15.20	- 15.20	- 16.50	00
Cas2	0.0	- 19.17	- 19.58	- 19.58	- 19.17	00	00	- 13.46	- 13.68	- 13.68	- 13.46	00
Cas3	0.0	- 13.73	- 10.72	- 10.72	- 13.73	00	00	-9.83	-7.77	-7.77	-9.83	00
M_{max} x	00	- 20.74	- 20.66	- 19.58	- 20.74	00	00	- 16.50	- 15.20	- 15.20	- 16.50	00

Tableau III.31 : Moments sur travées (poutrelle type1 (Sous-Sol)).

Moments sur travées (poutrelle type1 (Sous-Sol)).										
CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
Cas1	11.44	34.33	-2.02	34.33	11.44	8.10	24.29	-1.26	24.29	8.10
Cas2	3.12	37.75	-9.95	37.75	3.12	2.52	26.57	-6.55	26.57	2.52
Cas3	15.36	15.52	9.12	15.52	15.36	10.71	11.75	6.17	11.75	10.71
M_{max} x	15.36	37.75	9.12	37.75	15.36	10.71	26.57	6.17	26.57	10.71

Le tracé des trois courbes de moment fléchissant correspondant aux trois cas de charge est fait à partir des moments calculés et des abscisses des moments max.

La courbe enveloppe reproduit le contour des moments maximums (en Travée) et minimums (sur appui).

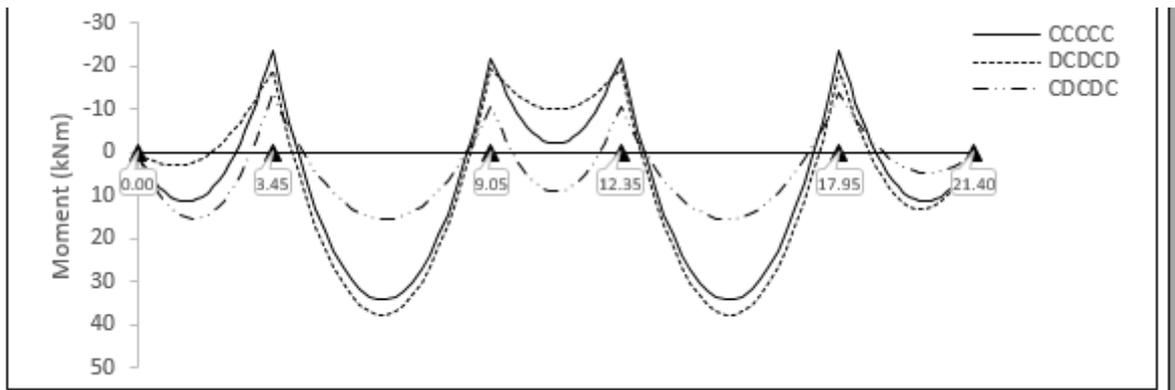


Figure III.12 : Courbe des moments poutrelle type1 (Sous sol) en ELU

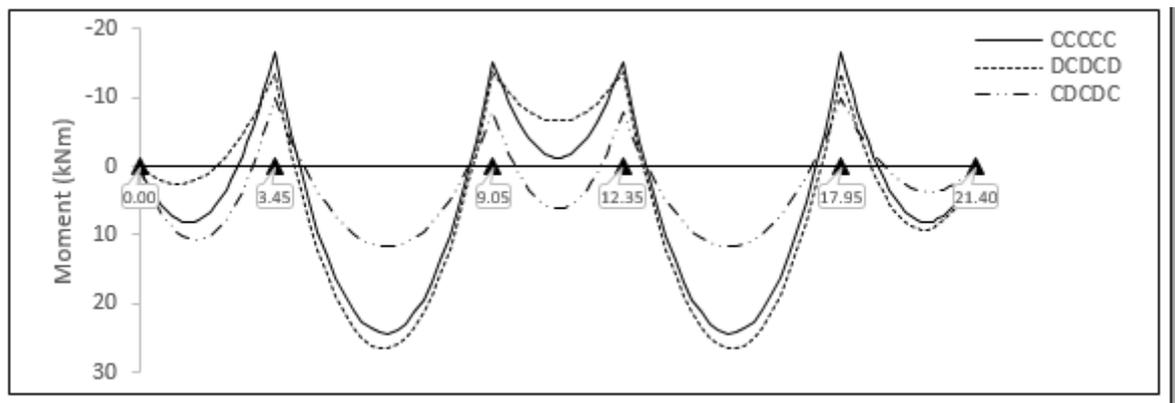


Figure III.13 : Courbe des moments poutrelle type1 (Sous sol) en ELS

Calcul des efforts tranchants :

Tableau III.32 : Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Sous-Sol)).

Efforts tranchants (poutrelles type 1 (Sous-Sol)).	
Travées	Efforts tranchants (KN)
AB	$V_A = 21.16 \text{ KN.m}$; $V_B = -32.02 \text{ KN.m}$
BC	$V_B = 41.14 \text{ KN.m}$; $V_C = -40.88 \text{ KN.m}$
CD	$V_C = 24.05 \text{ KN.m}$; $V_D = -24.05 \text{ KN.m}$
DE	$V_D = 40.88 \text{ KN.m}$; $V_E = -41.14 \text{ KN.m}$
EF	$V_E = 32.02 \text{ KN.m}$; $V_F = -19.58 \text{ KN.m}$

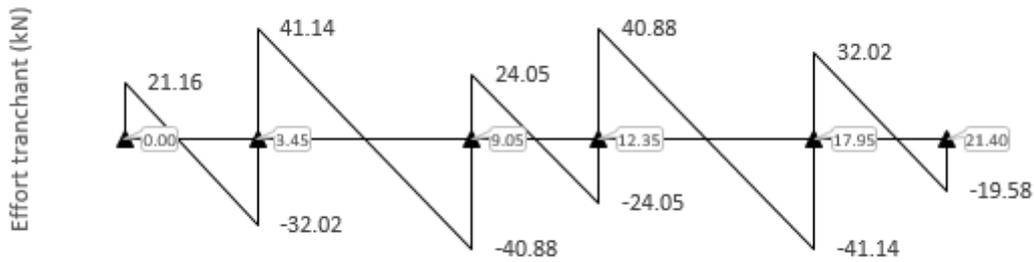


Figure III.14 : Courbe des efforts tranchants poutrelle type1 Sous-sol en ELU

➤ **Ferraillage des poutrelles**

♣ **Plancher Sous-sol :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple. (Poutrelle type 1 du plancher sous-sol)

a. Sollicitations maximales

Tableau III.33 : Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Sous-Sol).

Sollicitations maximales dans la poutrelle type 1 (Sous-Sol).		
	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	37.75	26.57
Moment en appui intermédiaire (KN.m)	-20.74	-16.50
Moment en appui de rive (KN.m)	$-0.15 \times 37.75 = -5.66$	$-0.15 \times 26.57 = -3.98$
Effort tranchant (KN)	41.14	/

b. Ferraillage en travée

$$M_{Tu} = 14.2 \times 0.62 \times 0.04 \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) = 69.02 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} = 69.02 \text{ KN.m} > M_u = 37.57 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire (b×h).

Calcul du moment réduit ultime μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{37.57 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.62 \times 0.216^2} = 0.091 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\text{Donc } A's = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Calcul de la section d'acier tendue A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{f_{su} \times Z}$$

Avec,

Z : bras de levier = distance entre la résultante des efforts de compression et celle des efforts de traction.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times [(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}] = 0.119$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.216 \times (1 - 0.4 \times 0.119) = 0.205 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{37.57 \times 10^{-3}}{348 \times 0.205} = 5.26 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL (Art A.4.2,1) [1]**

$$A_{min} = 1.61 \text{ cm}^2 < A_{st} = 5.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des barres :

$$A_{st} = 5.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

c. Ferrailage aux appuis

• **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{20.74 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.08 \times 0.216^2} = 0.391 < 0.392 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

\Rightarrow Donc les armatures comprimées sont pas nécessaire $A' = 0$

$$A_{au}^{interm} = \frac{M_{au}^{interm}}{f_{su} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}] = 0.66 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.158 \end{cases}$$

$$A_{au}^{interm} = \frac{20.74 \times 10^{-3}}{348 \times 0.143} = 3.77 \text{ cm}^2$$

• **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{14.20 \times 0.08 \times 0.216^2} = 0.106 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\text{donc } A' = 0 \Rightarrow f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{st} \times Z} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1.25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right] = 0.141 \\ Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.203 \end{cases}$$

$$A_{au}^{rive} = \frac{5.66 \times 10^{-3}}{348 \times 0.206} = 0.80 \text{ cm}^2$$

d. **Vérification de la condition de non fragilité : (CBA93 Art A.4.2.1)[4]**

$$A_a^{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.08 \times 0.216 \times \frac{2.10}{400} = 0.20 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{au}^{interm} = 3.77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_a^{min} = 0.20 \text{ cm}^2 < A_{au}^{rive} = 0.80 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. **Choix des barres**

En appui intermédiaire :..... $A_{au}^{interm} = 3.77 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2HA10 + 2HA12** = 3.83 cm²

En appui de rive :..... $A_{au}^{rive} = 0.80 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit **2HA10** = 1.57 cm²

Ferraillage transversal

Diamètre des armatures transversales : (BAEL A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_1^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min (10 \text{ mm} ; 5.14 \text{ mm} ; 10 \text{ mm})$$

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

D'où, $A_t = 2 \phi 8 = 1 \text{ cm}^2$

- **Vérifications nécessaires**

- **Vérifications à l'ELU**

a. **Vérification de rupture par cisaillement : BAEL A.5.1,211 [1]**

On calcul tous les types de poutrelles avec l'effort tranchant maximal $V_{max} = 26.23 \text{ KN}$;

On vérifie la condition de rupture par cisaillement $\tau_u < \bar{\tau}$;

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{41.14 \times 10^{-3}}{0.08 \times 0.216} = 2.3 \text{ MPA}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Donc, $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

b. Espacement (St) : BAEL A.5.1, 22 [1]

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum entre les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_{tmax} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm} \\ S_{tmin} \geq 7 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on pose } St = 15 \text{ cm}$$

Pour assurer que notre choix d'armature transversale et espacement on doit vérifier la condition ci-dessous :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq 0.40 \text{ MPA} \rightarrow \frac{100 \times 400}{150 \times 80} = 3.33 > 0.4 \text{ MPA} \dots \text{CV}$$

Donc la section choisie est largement vérifiée

c. Vérification des armatures longitudinales inférieures vis-à-vis de l'effort tranchant Vu

• **Appui de rive (BAEL A.5.1,312) [1] :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 41.14 \times 10^{-3} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = > 0.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

• **Appui intermédiaire : (BAEL A.5.1,321) [1]**

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \text{ donc : } \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot \left(|T_u| - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} |M_u| &= 13.54 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.216 \times 41.14 \\ &= 7.99 \text{ KN.m} \text{ donc les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \end{aligned}$$

▪ **Vérification de la bielle : (BAEL A.5.1, 313)[1]**

$$\frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

avec $a = \min(0.9d ; (40 - 2 - c) \text{ cm}) = \min(0.9d ; (40 - 4) \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$

Ce qui donne :

$$V_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.1944 \times 0.08 = 103 \text{ KN}$$

$$V_u = 41.14 \text{KN} \leq 103 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]**

$$v' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$v' = \frac{8 \times 24^2 + (62 - 8)4^2}{2[8 \times 24 + (62 - 8)4]} = 5.91 \text{ cm}$$

$$V = h - v'$$

$$V = 24 - 5.91 = 18.09 \text{ cm}$$

$$I_{Gz} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 h + (b - b_0) h_0] v'^2$$

$$I_{Gz} = 8 \frac{24^3}{3} + (62 - 8) \frac{4^3}{3} - [8 \times 24 + (62 - 8)4] (5.91)^2$$

$$I_{Gz} = 23765.33 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{Gz}}{(d - \frac{h_0}{3})V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{23765.33 \times 10^4}{(216 - \frac{40}{3})180.9} \times \frac{2.1}{400} = 0.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots \dots \dots \text{CV}$$

• **Vérification de la jonction table nervure : (BAEL 91 A.5.3.2) [1]:**

Il existe des contraintes tangentes dans le plan de jonction verticale du débord de la table et de l'âme de la poutre. Ces contraintes ont pour valeur :

$$\tau_1^u \leq \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

Avec :

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0.27 \times 41.14 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.62 \times 0.04 \times 0.216} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_1^u = 2.30 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- Vérifications à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture de fissure

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire (BAEL91 Art. B.6.3)

[1]

b. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA} \rightarrow (\text{Contrainte admissible du béton}).$$

Fissuration peu préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = fe = 400\text{Mpa}$

- position de l'axe neutre (y) :

• en travée :

$$f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = -467.6 \Rightarrow f(h_0) < 0 ; \text{L'axe neutre est dans la nervure}$$

(cas2 : $y > h_0$), vérification des contraintes pour une section en « T »

$$\begin{cases} M_t = 26.57 \text{ KN.m} \\ A_s = 3.65 \text{ cm}^2 \\ y = 4.47 \text{ cm} \\ I = 17909.63 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 6.63 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

• en appui intermédiaire :

$$\bullet \quad f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = -219.44 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow f(h_0) < 0 ; \text{L'axe neutre est dans}$$

la nervure (cas2 : $y > h_0$), vérification des contraintes pour une section en « T »

$$\begin{cases} M_a = -16.50 \text{ KN.m} \\ A_s = 2.71 \text{ cm}^2 \\ y = 3.63 \text{ cm} \\ I = 14114.35 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 4.24 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifie}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

- en appui de rive :
- $f(h_0) = \frac{1}{2}bh_0^2 - n A_{st} (d - h_0) = 350.53 \text{ cm} \Rightarrow f(h_0) > 0$; L'axe neutre est dans la table de compression (cas1 : $y < h_0$), les calculs sont identiques au cas d'une section rectangulaire
- $$\begin{cases} M_a = -3.98 \text{ KN.m} \\ A_s = 0.55 \text{ cm}^2 \\ y = 5.72 \text{ cm} \\ I = 5856.59 \text{ cm}^4 \end{cases}$$
- $\sigma_{bc} = 3.88 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$... Vérifie

Les résultats sont représentés dans le tableau qui suit :

Aux travées :

Tableau III.34 : Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).

Vérification des contraintes en travées (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).	
Calculs	Vérifications
$y=4.47 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
$I=17909.63 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 3.63 \text{ MPA}$	

Aux appuis intermédiaires :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).

Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).	
Calculs	Vérifications
$y=3.63 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
$I=14114.35 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPA}$	

Aux appuis de rive :

Nous calculons de la même manière que pour la vérification des contraintes en travée, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.36 : Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1(Sous-Sol)).

Vérification des contraintes aux appuis de rive (poutrelle type 1 (Sous-Sol)).	
Calculs	Vérifications
y=5.72 cm	$\sigma_{bc} = 3.88 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$
I=5856.55 cm ⁴	
$\sigma_{bc} = 3.88 \text{ MPA}$	

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) h_t \geq \max \left(\frac{26.57}{10 \times 14} ; \frac{1}{16} \right) \times 5.60 \rightarrow h_t = 24 \text{ cm} < 106.28 \text{ cm} \dots \dots \dots C.N.V \\ 2) A_{t \text{ travée}} \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} = 1.81 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{t \text{ tr}} = 3.65 \text{ cm}^2 > 1.81 \text{ cm}^2 C.N.V \\ 3) l = 5.60 < 8. \dots C.V \end{array} \right.$$

Étant donné que les deux premières conditions ne sont pas satisfaites ; la vérification de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f \leq \bar{f}$

Soit : (Article B.6.5.3) [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f \text{ admissible} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{500} \Leftrightarrow \text{pour } l \leq 5 \text{ m} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} \Leftrightarrow \text{pour } l > 5 \text{ m} \\ \frac{L}{250} \text{ Pour les consoles avec } l \leq 2 \text{ m} \\ \frac{M_{ser} \times l^2}{10E \times I_f} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Avec,

L : porté entre nue d'appuis (CBA B.6.1.1).[4]

L= 5.60 - 0.4 = 5.20 m

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm} = 10.4 \text{ mm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 4.47 \text{ cm} ; \quad I = 17909.63 \text{ cm}^4 ; \quad A_s = 3.65 \text{ cm}^2$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164.19 \text{ Mpa} \quad E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} = 10721.39 \text{ Mpa}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{1}{3} b (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 + C)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 62 \times 24 + 15 \times 3.65 = 1542.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1542.75} \times \left(\frac{62 \times 24^2}{2} + 15 \times 3.65 \times 21.6 \right) = 12.34 \text{ cm}$$

$$V_2 = 24 - V_1 = 11.65 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{1}{3} \times 62 (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times 3.01 (V_2 + 2)^2 = 80002.65 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.65}{8 \times 21.6} = 0.021$$

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})} \rightarrow \text{instantanée} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \rightarrow \text{différée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda = \begin{cases} \lambda_i = 2.09 \\ \lambda_v = 0.83 \end{cases}$$

• **Evaluation des moments en travée :**

- **Evaluation des charges :**

$$q_j = 0.62 \times 3.65 = 2.26 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_g = 0.62 \times 5.24 = 3.24 \text{ KN/ml} ;$$

$$q_p = 0.62 \times (5.24 + 5) = 6.34 \text{ KN/ml}$$

- **Evaluation des moments :**

$$M_t = 0.75 \frac{q \times L^2}{8}$$

Tableau III.37 : Calcul des moments correspondant .

Calcul des moments correspondant (poutrelle Sous-Sol).		
Moments correspondant à q_j	$M_j = 0.75 \frac{2.26 \times 5.60^2}{8}$	$M_j = 6.64 KN.m$
Moments correspondant à q_g	$M_g = 0.75 \frac{3.24 \times 5.60^2}{8}$	$M_g = 9.52 KN.m$
Moments correspondant à q_p	$M_p = 0.75 \frac{6.34 \times 5.60^2}{8}$	$M_p = 18.63 KN.m$

Tableau III.38 : calcul des contraintes (poutrelles type 1 (Sous-Sol)).

Calcul des contraintes (poutrelles type 1 (Sous-Sol)).		
Contrainte correspondante à q_j	$\sigma_j = \frac{15 M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 95.26 MPA$
Contrainte correspondante à q_g	$\sigma_g = \frac{15 M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 136.58MPA$
Contrainte correspondante à q_p	$\sigma_{sp} = \frac{15 M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 267.28MPA$

Calcul de μ

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0.363 \\ \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0.270 \\ \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 0.149 \end{array} \right.$$

Calcul des inerties fictives (If)

Les résultats des moments d’inerties fictives sont représentés dans le tableau qui suit :

Tableau III.39 : Calcul des moments d’inerties fictives (poutrelle type 1 (Sous-Sol))

Calcul des moments d’inerties fictives (poutrelle type 1 (Sous-Sol))		
I correspondant à qji	$I_{fji} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{fji} = 50039.47cm^4$
I correspondant à qgi	$I_{fgi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{fgi} = 56257.05cm^4$
I correspondant à qgv	$I_{fgv} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{fgv} = 71891.93cm^4$
I correspondant à qpi	$I_{fpi} = \frac{1.10 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{fpi} = 67105.56cm^4$

- **Calcul des modules de déformation**

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10721.39MPA \rightarrow$ Module de déformation longitudinale différée du béton

- **Modules de déformation longitudinale différée du béton**

$E_i = 3 \times E_v = 32164.19 MPA \rightarrow$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

Pour ce faire le calcul de la flèche Δf est donné dans le tableau suivant :

Tableau III.40 : Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher Sous-Sol).

Vérification de la flèche (poutrelle type 1 du plancher Sous-Sol).		
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{ji}}$	1.29 m
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fgi}}$	1.64m m
f_{gv} (flèche due aux charge permanente)	$\frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fgv}}$	3.87 mm
f_{pi} (la flèche due aux charges totales)	$\frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{pi}}$	2.70mm
Δf (la flèche totale)	$F_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	3.64mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	10.4 mm

$\Delta f = 3.64 \text{ mm} < f_{\text{admissible}} = 10.4 \text{ mm}$; la flèche est vérifiée .

❖ **La dalle mince (table de compression) : (BAEL B.6.8, 423) [1]**

$$A_{\perp} = 0.02l \frac{200}{f_e} = \frac{4l}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 62}{400} = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage des dalles en corps creux deux conditions vont être respecté :

1. Le diamètre ne doit jamais être sup à 1/10 de l'épaisseur.

Pour $h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \emptyset \leq \frac{h_0}{10} = 4 \text{ mm}$

2. Selon l'article B. 7.4 du B.A.E.L Le pourcentage d'armature minimal pour les dalles avec TS de fils à haute adhérence 500 est de 0,0006

$$A_{\text{min}} = 0.0006 B = 0.0006 \times h_0 \times b = 0.0006 \times 4 \times 100 = 0.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte $A_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \dots \dots \text{cv}$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{\parallel} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

Tableau III.41 : les choix de ferrailage

	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Terrasse inaccessible	Ast= 3.38 cm ² On adopte 3HA12 = 3.39 cm ²	Ast = 2.022 cm ² On adopte 2HA12= 2.26cm ²	Ast = 0.51 cm ² On adopte 2HA10= 1.57 cm ²
Etage + RDC	Ast = 4.22 cm ² On adopte 4HA12= 4.52 cm ²	Ast = 2.11 cm ² On adopte 4HA10= 3.14 cm ²	Ast = 0.64 cm ² On adopte 2HA10= 1.57 cm ²
Sous Soul	Ast = 5.26 cm ² On adopte 4HA14= 6.16 cm ²	Ast = 3.76 cm ² On. adopte 2HA10+2HA12= 3.83 cm ²	Ast = 0.80 cm ² On adopte 2HA10= 1.57 cm ²
Les choix	3HA12 = 3.39 cm ²	2HA12= 2.26cm ²	2HA10= 1.57 cm ²

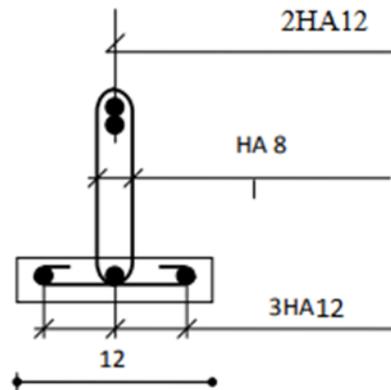


Figure III.15 : Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible).

III.4. L'escalier

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

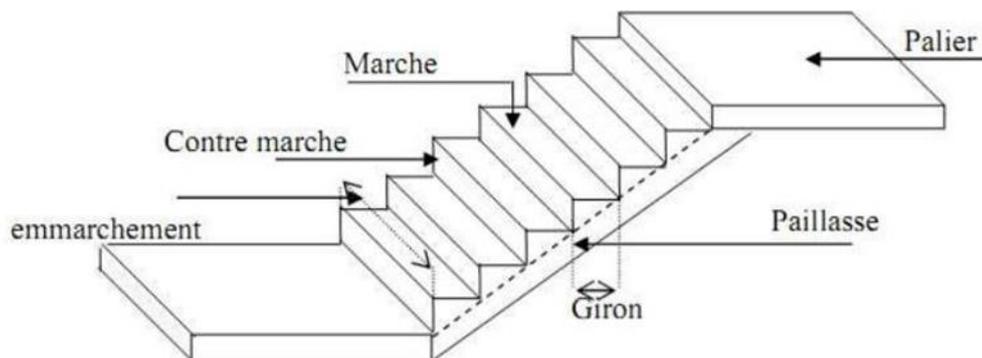


Figure III.16 : les éléments d'escaliers

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur 15cm

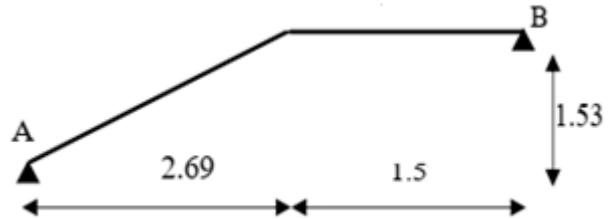
A. Les escaliers des étages :

➤ Le chargement :

Sur la volée

$$G = 8.27 \text{ KN/m}^2$$

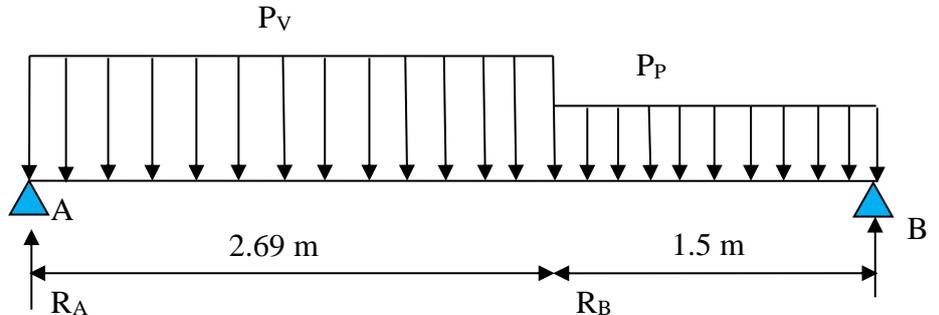
$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$



Sur le palier :

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

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



- Combinaison de charges :

Pour volée

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.27 + 1.5 \times 2.5 = 14.91 \text{ KN /m}^2$$

$$q_s = G + Q = 8.27 + 2.5 = 10.77 \text{ KN /m}^2$$

Pour le palier :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 2.5 = 11.48 \text{ KN /m}^2$$

$$q_s = G + Q = 5.73 + 2.5 = 8.23 \text{ KN /m}^2$$

Tableau III.43: Combinaisons de charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	<u>ELU</u> (KN/m ²)	<u>ELS</u> (KN/m ²)
<u>Palier</u>	5,73	2,50	11,48	8,23
<u>Paillasse</u>	8,27	2,50	14,91	10,77

- Calcul des sollicitations :

- ✚ Charge équivalente :

❖ ELU :

$$G_{eq} = \frac{G_1 l_1 + G_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{(14.91 \times 2.69) + (11.48 \times 1.5)}{1.5 + 2.69} = 13.68 \text{ KN /ml}$$

❖ ELS :

$$G_{eq} = \frac{G_1 l_1 + G_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{(10.77 \times 2.69) + (8.23 \times 1.5)}{2.69 + 1.5} = 4.93 \text{ KN/ml}$$

✚ Les sollicitations :

➤ **Moment fléchissant :**

Tableau III.42 : Moment fléchissant

	ELU		ELS	
	Formul	Résultat (KN.ml)	Formul	Résultat (KN.ml)
Moment isostatique (KN.m)	$M_{ou} = \frac{P_u l^2}{8}$	30.02	$M_{os} = \frac{P_{ser} l^2}{8}$	10.81
En travée	$M_t = 0.85 M_{ou}$	25.51	$M_t = 0.85 M_{os}$	9.18
Sur appuis	$M_a = 0.3 M_{ou}$	9.006	$M_a = 0.3 M_{os}$	3.243

➤ **Effort tranchant :**

Tableau III.43 : Effort tranchant

ELU	$V_u = \frac{P_u l}{2}$	18.40
ELS	$V_s = \frac{P_s l}{2}$	3.70

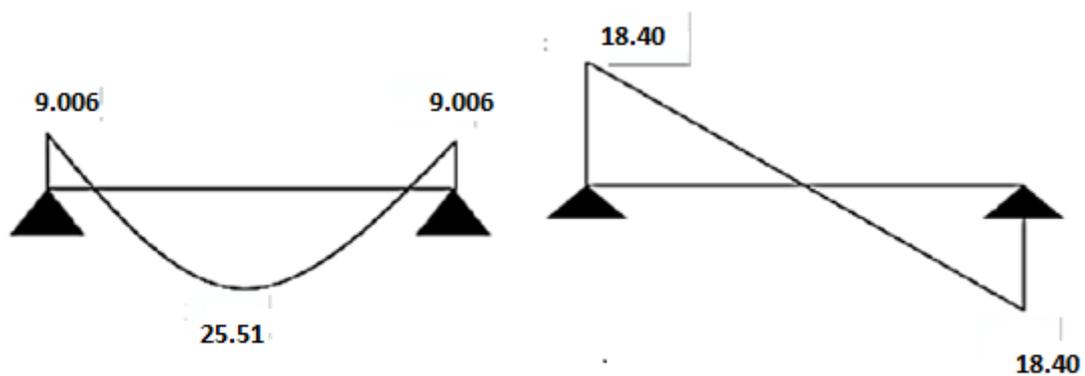


Figure III.17 : Moments et efforts tranchants à E.L.U.

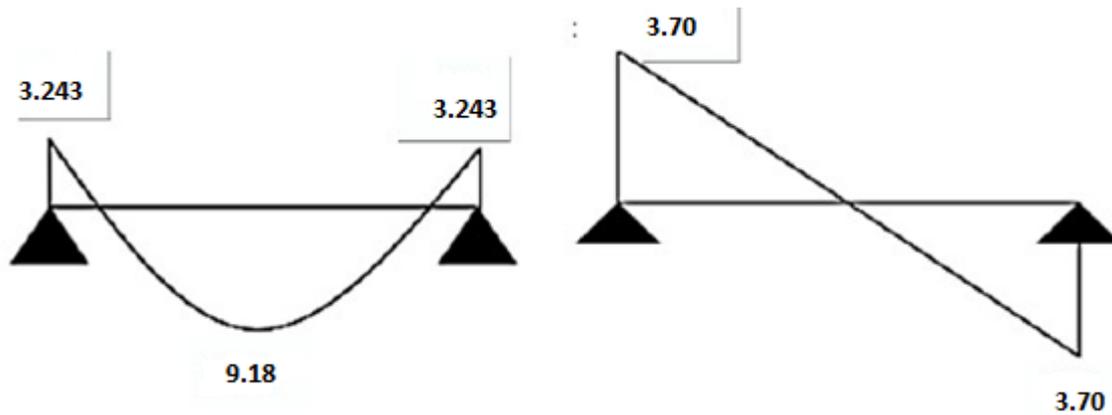


Figure III.18 : Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S.

- **Détermination du ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

- **E.L.U :**

- a. **En travée :**

$$d = 0.9 h = 0.153 \text{ m} \quad \text{avec} \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{25.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153^2 \times 14.16} = 0.076$$

$$\mu = 0.076 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc $A's = 0$ Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.10$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.153 \times (1 - 0.4 \times 0.106) = 0.146$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{25.51 \times 10^{-3}}{0.146 \times 348} \times 10^4 = 4.99 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.99 \text{ cm}^2$$

- **Le choix d'armature :**

$$\text{Donc on prend} \Rightarrow 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

$$M_u = M_a = 9.006 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{9.006 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153^2 \times 14.16} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc A's Pas d'armature comprimée.

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.034$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.153 \times (1 - 0.4 \times 0.043) = 0.150$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{9.006 \times 10^{-3}}{0.15 \times 348} \times 10^{-4} = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix d'armature :**

$$\text{Donc on prend } \Rightarrow A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \Rightarrow A_r \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.153 \times \frac{2.1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = 18.40 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} = 0.12 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable } (\gamma_b = 1,5 : \text{cas générale})$$

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

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à E.L.S

On vérifie que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma'_{bc}$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A's (y - c') - n \times As(d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$

$$h \times A's (y - c') = 0$$

Travée :

$$As = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 - 15 \times 1.74 (15.3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 26.1y - 399.33 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$y = \frac{-26.1 + 283.8}{100} = 2.57$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times As (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 2.57^3}{3} + 15 \times 1.74 (15.3 - 2.57)^2 = 4795.40 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{9.18 \times 10^5}{4795.40 \times 10^2} \times 2.57 = 4.91 \leq \sigma'_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

	M_{ser} (KN.m)	As (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_b < σ'_b
Travée	9.18	1.74	2.57	4795.40	4.91	CV
Appuis	3.243	0.61	1.58	1853.85	2.76	

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (2)$$

Avec

h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.

L : la distance entre appui = 4.19 m

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{324.3}{918} \dots\dots\dots (1)$$

0.73 > 0.020 (en appui)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{900.6}{2551}$$

0.73 > 0.019 (en travée)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow$$

0.73 > 0.062 vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

❖ **Vérification des espacements des barres :**

Armature longitudinal:

$$St \leq \min (3xh, 33cm) \equiv st \leq 33cm$$

St = 15 cm < 33cm Condition Vérifié

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4xh, 45cm) \equiv st \leq 45cm$$

St = 20 cm < 45cm Condition Vérifié

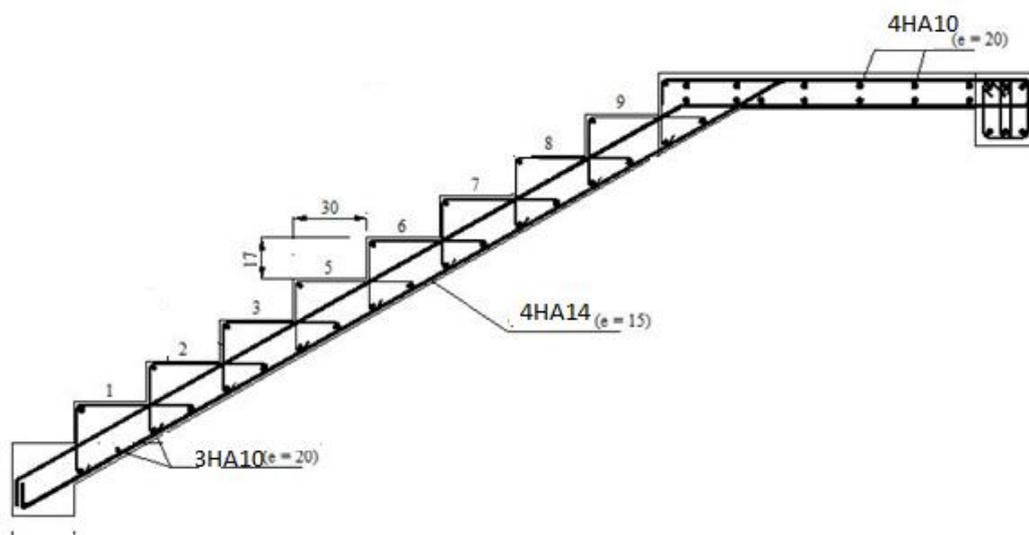
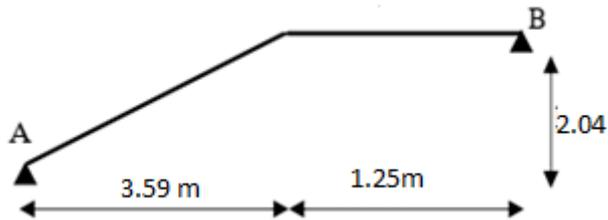


Figure III.19 : Schéma de ferrailage de d'escalier.

B. Les escaliers de RDC :

➤ **Le chargement :**



Sur la volée

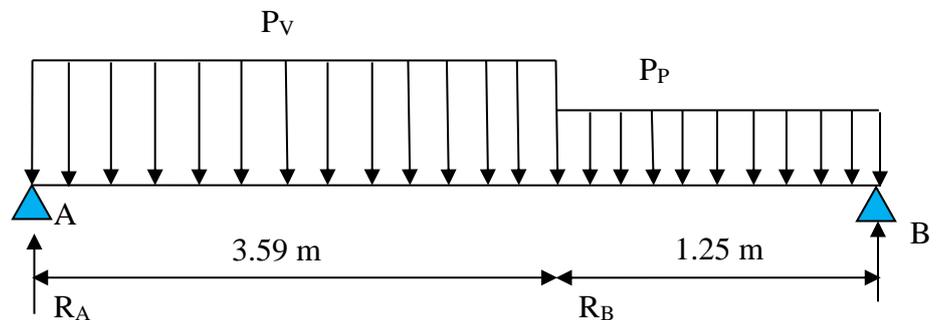
$G = 8.27 \text{ KN/m}^2$

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

Sur le palier :

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

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



• **Combinaison de charges :**

Pour volée

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.27 + 1.5 \times 2.5 = 14.91 \text{ KN /m}^2$

$q_s = G + Q = 8.27 + 2.5 = 10.77 \text{ KN /m}^2$

Pour le palier :

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.73 + 1.5 \times 2.5 = 11.48 \text{ KN /m}^2$

$q_s = G + Q = 5.73 + 2.5 = 8.23 \text{ KN /m}^2$

Tableau III.44 : Combinaisons de charges

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	ELU (KN/m²)	ELS (KN/m²)
<u>Palier</u>	5,73	2,50	11.48	8.23
<u>Paillasse</u>	8,27	2,50	14,91	10.77

➤ **Calcul des sollicitations :**

✚ **Charge équivalente :**

❖ **ELU :**

$$G_{eq} = \frac{G_1 l_1 + G_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{(14.91 \times 3.59) + (11.48 \times 1.25)}{1.25 + 3.59} = 14.90 \text{ KN /ml}$$

❖ **ELS :**

$$G_{eq} = \frac{G_1 l_1 + G_2 l_2}{l_1 + l_2} = \frac{(10.77 \times 3.59) + (8.23 \times 1.25)}{3.59 + 1.25} = 10.11 \text{ KN /ml}$$

✚ **Les sollicitations :**

➤ **Moment fléchissant :**

Tableau III.45 : Les moments fléchissant

	ELU		ELS	
	Formul	Résultat (KN.m)	Formul	Résultat(KN.ml)
Moment isostatique (KN.m)	$M_{ou} = \frac{P_u l^2}{8}$	43.65	$M_{os} = \frac{P_{ser} l^2}{8}$	29.60
En travée	$M_t = 0.85 M_{ou}$	37.10	$M_t = 0.85 M_{os}$	25.16
Sur appuis	$M_a = 0.3 M_{ou}$	13.095	$M_a = 0.3 M_{os}$	8.88

➤ **Effort tranchant :**

ELU	$V_u = \frac{P_u l}{2}$	36.058
ELS	$V_s = \frac{P_s l}{2}$	24.46

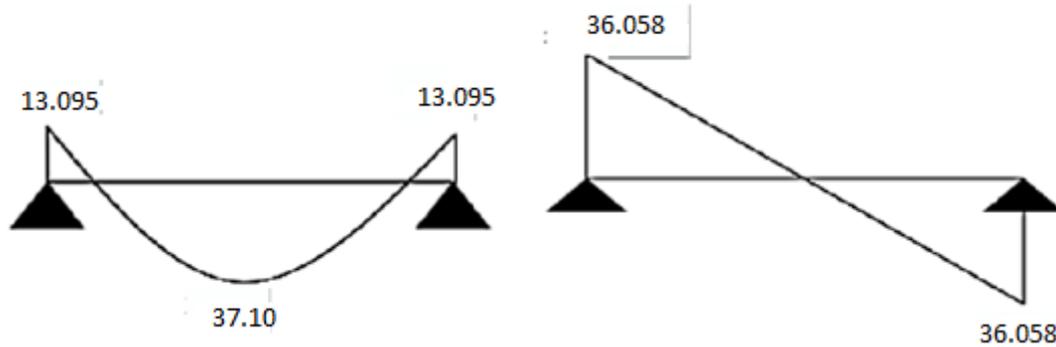


Figure III.20 : Moments et efforts tranchants á E.L.U.

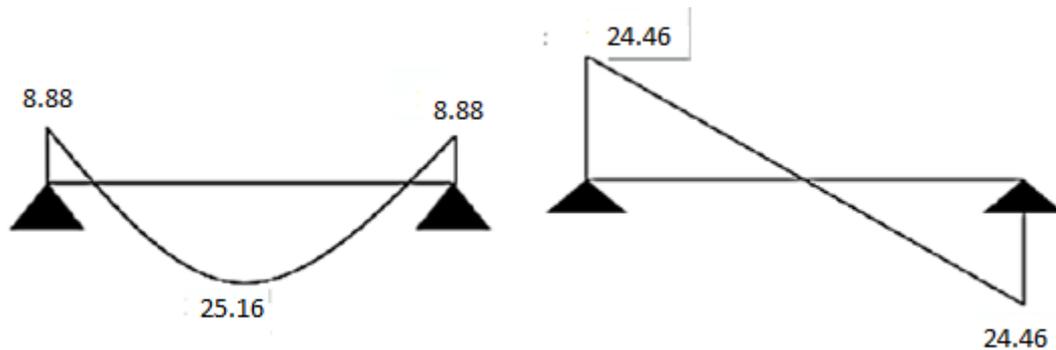


Figure III.21 : Moments fléchissant et efforts tranchants á E.L.S.

• **Détermination du ferrailage :**

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

➤ **E.L.U :**

a. En travée :

$$d = 0.9 h = 0.153 \text{ m} \quad \text{avec} \quad h = 17 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = 7.40 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.40 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix d'armature :**

$$\text{Donc on prend} \Rightarrow 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

b. En appui :

$$M_u = M_a = 13.095 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} \Rightarrow A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ Le choix d'armature :

$$\text{Donc on prend } \Rightarrow A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

• Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \Rightarrow A_r \Rightarrow 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_t}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.153 \times \frac{2.1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$V_u = 36.058 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{36.058 \times 10^{-3}}{1 \times 0.153} = 0.23 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \text{ Fissuration peu préjudiciable } (\gamma_b = 1.5 : \text{cas générale})$$

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

$$\text{Donc on a : } \tau_u = 0.23 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Vérification à E.L.S

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \sigma'_{bc}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + h \times A's (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15$$

$$h \times A's (y - c') = 0$$

Travée :

$$A_s = 4.91 \text{ cm}^2$$

$$\frac{100}{2} \times y^2 - 15 \times 4.91 (15.3 - y) = 0$$

$$50y^2 + 73.65 y - 1126.84 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$y = \frac{-73.65 + 480.40}{100} = 4.06$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4.06^3}{3} + 15 \times 4.91(15.3 - 4.06)^2 = 11548.07 \text{ m}^4$$

$$\sigma_b = \frac{25.16 \times 10^5}{11548.07 \times 10^2} \times 4.06 = 8.84 \leq \sigma'_b = 15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_b < \sigma'_b$
Travée	25.16	4.19	4.06	11548.07	8.84	CV
Appuis	8.88	1.69	2.54	4675.69	4.82	

• **Vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{Ser}}{M_u} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots (2)$$

Avec

h : hauteur de la cage d'escalier = 4.08 m.

L : la distance entre appui = m

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{888}{2516} \dots\dots\dots (1)$$

0.84 > 0.019 (en appui)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{1309.5}{3710}$$

0.84 > 0.019 (en travée)

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow$$

0.84 > 0.062 vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

❖ **Vérification des espacements des barres :**

Armature longitudinal:

$$St \leq \min (3xh, 33\text{cm}) \Rightarrow st \leq 33\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié}$$

Armature de répartition :

$$St \leq \min (4xh, 45\text{cm}) \Rightarrow st \leq 45\text{cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié}$$

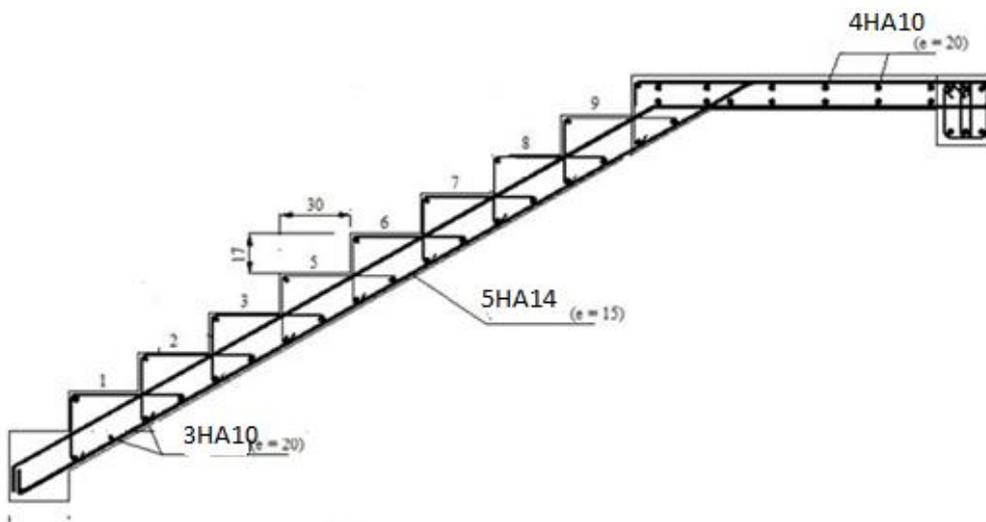


Figure III.22 : Schéma de ferrailage de d'escalier.

III.5. La poutre palière :

Introduction :

C'est une poutre de section rectangulaire, de dimension (bxh) et uniformément chargée. Son calcul se fait à la flexion simple, elle est supposée à ses deux extrémités.

On a :

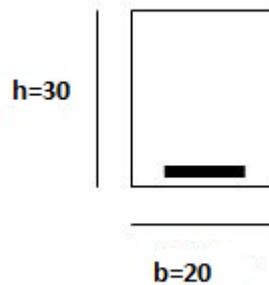
$$0.3h \leq b \leq 0.8h.$$

Avec : L : portée de la poutre.

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

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre.



- **Vérification du R.P.A 99 [2]:**

$$h/b \leq 4 \rightarrow 30/20=1.5 < 4 \text{ vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b=20\text{cm} = 20\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h=30\text{cm} = 30\text{cm} \text{ vérifiée.}$$

Les conditions du R.P.A 99 sont vérifiées

- **Les charges :**

La poutre palier sera sollicitée par :

$$\text{Poids propre de la poutre : } 25 \times 0.2 \times 0.3 = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre de mur extérieur : } 3.2 \times (2.02 - 0.42) = 5.12 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 1.5 + 5.12 = 6.62 \text{ KN/m}$$

$$R_{\text{ELU}} = 32.34 \text{ KN}$$

$$R_{\text{ELS}} = 23.29 \text{ KN}$$

$$\text{A E.L.U: } 2 \times \frac{R_{Ay}}{L} = 2 \times \frac{32.34}{3.30} = 19.6 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A E.L.S: } 2 \times \frac{R_{Ay}}{L} = 2 \times \frac{23.29}{3.30} = 14.11 \text{ KN/ml}$$

- **Sollicitations**

- **E.L.U :** $P_u = 19.6 + 1.35 \times 6.62 = 28.537 \text{ KN/ml}$

- **E.L.S:** $P_s = 14.11 + 6.62 = 20.73 \text{ KN/ml}$

- **Déterminations des efforts**

- ❖ **Etat limite ultime**

$$\text{Moments aux appuis : } Ma = \frac{P_u \times L^2}{12} = \frac{28.537 \times (3.30)^2}{12} = 25.89 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } Mt = \frac{P_u \times L^2}{24} = \frac{28.537 \times (3.30)^2}{24} = 12.95 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :
$$T = \frac{P_u \times L}{2} = \frac{28.537 \times 3.30}{2} = 47.08 \text{ KN.m}$$

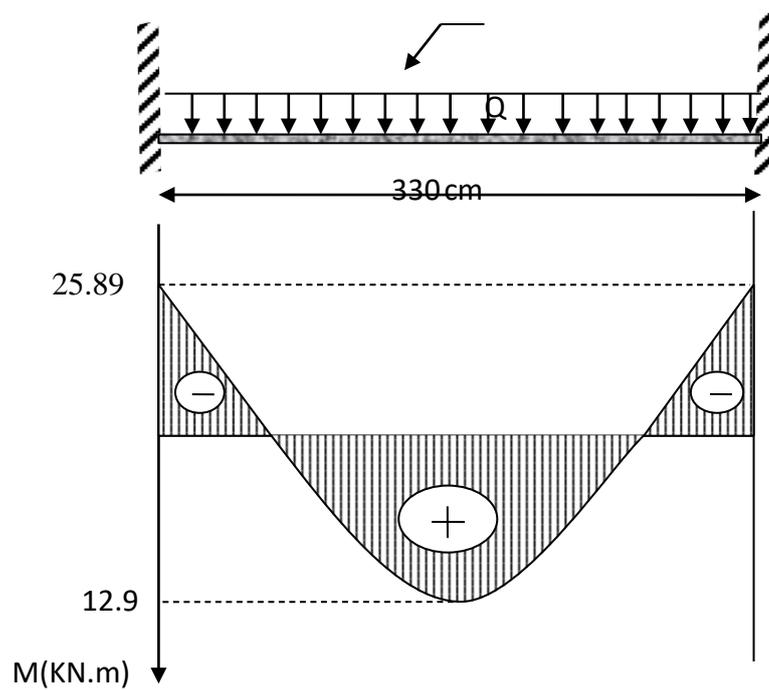


Figure III.23 : diagramme des moments du poutre palière à ELU

• **Etat limite de service :**

Moments aux appuis :
$$M_a = \frac{P_s \times L^2}{12} = \frac{20.73 \times (3.30)^2}{12} = 18.81 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :
$$M_t = \frac{P_s \times L^2}{24} = \frac{20.73 \times (3.30)^2}{24} = 9.40 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :
$$T = \frac{P_s \times L}{2} = \frac{20.73 \times 3.30}{2} = 34.2 \text{ KN.m}$$

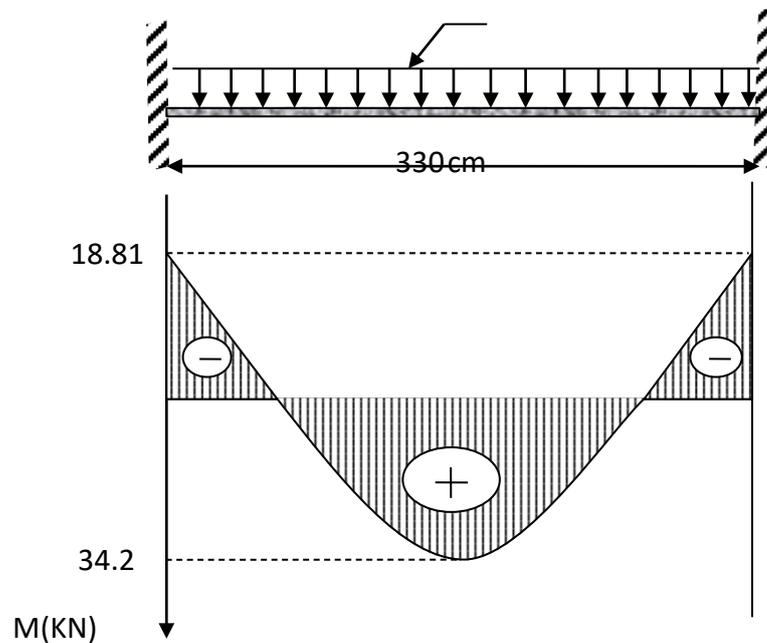


Figure III.24 : diagramme des moments du poutre palière à ELS

Armatures longitudinales à E.L.U

1) Sur appuis :

- Armatures longitudinales

$$M_u = 25.89 \text{ KN.m}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{25.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.083$$

$$\mu_{bu} = 0.031 \leq 0,186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{25.89}{18.81} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \gamma - 0.1711 = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.083 < \mu_{lu} = 0.29$$

Donc $A's = 0$ Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.108$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.108) = 0.26$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{25.89 \times 10^{-3}}{0.26 \times 348} \times 10^4 = 2.86 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000} ; 0.23 \cdot 20 \cdot 27 \cdot \frac{2.1}{400} \right\} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.86 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On choisit **3T12** soit **3.39 cm²**

2) En travée

$$M_u = 12.95$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{12.95 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27^2 \times 14.16} = 0.0418$$

$$\mu_{bu} = 0.0418 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Pivot "A"}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{12.95}{9.4} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.3367 \gamma - 0.1711 = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.0418 < \mu_{lu} = 0.30$$

Donc $A'_s = 0$ Pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.053$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.27 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.264$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_s = \frac{12.95 \times 10^{-3}}{0.264 \times 348} \times 10^4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{20 \times 30}{1000} ; 0.23 \cdot 20 \cdot 27 \cdot \frac{2.1}{400} \right\} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.41 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

D'après la vérification on on prendre $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

On choisit **3T12** soit 3.39 cm^2

➤ **Armatures transversales**

Valeur de l'effort tranchant : $V_u = T = 47.08 \text{ KN}$

Valeur de la contrainte tangentielle : τ_u

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{47.08 \times 10}{20 \times 27} = 0.87 \text{ MPa}$$

• **Verification:**

$$\tau_u = 0.87 < \tau'_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

Calcul des armatures transversales

D'après le "**BAEL91 modifié 99**" le diamètre des armatures transversales est de :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{20} ; \varphi_{l \min} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{200}{20} ; 12 \text{ mm} \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = \frac{\pi \varphi_t^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

$$A_t = m_t \times A_t = 4 \times 0.502 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures transversales**

$$St \leq \min (0.9 d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min(24.3\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$St = 24.3 \text{ cm}$$

-Zone nodale : $St = 10\text{cm}$

• **Vérification de la flèche**

On doit vérifier dans les deux sens

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.30} \geq 0.062 \Rightarrow 0.090 > 0.062 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 > 0.085 \dots\dots\dots CV$$

Les 03 conditions sont vérifiées \Rightarrow la vérification à la flèche est inutile.

➤ **Vérification à E.L.S**

1) Sur appuis :

$M_a = 18.81 \text{ kn.m}$ $A_s = 2,06 \text{ cm}$

• **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15(A_s+A_r)}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_r)}{7.5(A_s+A_r)}} - 1 \right) = \frac{15(2.06+0)}{20} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{20 \cdot (27 \times 2.06)}{7.5 \times 2.06}} - 1 \right) = 13.20 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A_r(d' - y)^2] \Rightarrow I = \frac{20 \times 13.20^3}{3} + 15 \cdot [2.06(27 - 13.20)^2]$$

$I = 21217.716 \text{ cm}^4$

$$K = \frac{M_a}{I} = \frac{18.81 \times 10^3}{21217.716} = 0.88$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 0.88 \times 13.20 = 11.70 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 0.88 (27 - 13.20) = 182.16 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérifications**

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 11.70 \text{ Mpa} \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots CV$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

2) En travée

$M_t = 9.40 \text{ kn.m}$ $A_s = 1.01 \text{ cm}$

• **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15(A_s+A_r)}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A_r)}{7.5(A_s+A_r)}} - 1 \right) = \frac{15(1.01+0)}{20} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{20 \cdot (27 \times 1.01)}{7.5 \times 1.01}} - 1 \right) = 6.47 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d - y)^2 + A'(d' - y)^2] \Rightarrow I = \frac{20 \times 6.47^3}{3} + 15 \cdot [1.01(27 - 6.47)^2]$$

$$I = 8191.035 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{9.40 \times 10^3}{8191.035} = 1.14 \text{ Mpa/cm}$$

- Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma'_b = K \cdot y = 1.14 \times 6.47 = 7.42 \text{ Mpa}$$

- Contrainte dans les armatures tendues

$$\sigma_a = n \cdot k \cdot (d - y) = 15 \times 1.14 (27 - 6.47) = 351.06 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérifications**

-Etat limite de compression du béton

$$\sigma'_b = 7.42 \text{ Mpa} \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

➤ **Calcul à la torsion**

- **Moment de torsion**

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

$$M_{\text{tor}} = -M_{\text{aB}} \times \frac{L}{2} = -9.006 \times \frac{3.3}{2} = -14.85 \text{ KN.m}$$

Avec :

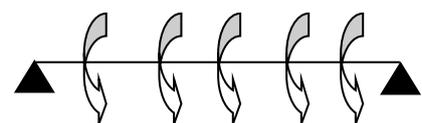
M_{aB} : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B) de l'escalier (Type 1).

Donc $M_{\text{aB}} = 9.006 \text{ KN.m}$

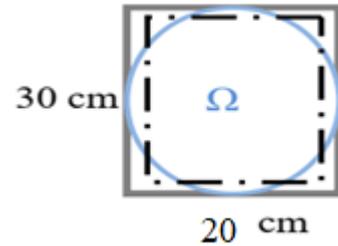
D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\phi}{6}$), car des expériences ont montré que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.

$\phi = \text{Min}(b; h)$:Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

- **Contrainte de cisaillement en torsion (BAEL A.5.4.22)**



$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e}$$



$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{b}{6} = \frac{20}{6} = 3.33 \text{ cm} \\ \Omega : \text{air du contour tracé à mi-hauteur} \\ \Omega = [(b - e) \times (h - e)] = 444.58 \text{ cm}^2 \\ U = 2[(b - e) + (h - e)] = 86.68 \text{ cm} \\ U : \text{périmètre de la section} \end{array} \right.$$

$$\tau^{tor} = \frac{14.85}{2 \times 444.58 \times 3.33} = 2.92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \quad (\text{FNP}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{C. V})$$

- Pour une section pleine en béton armé les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment

(BAEL A.5.4.3)[1].

$$(\tau_{tranchant})^2 + (\tau_{torsion})^2 \leq (\bar{\tau}_u)^2$$

$$\tau_{tranchant} = 0.77 \text{ MPa}$$

$$(0.23)^2 + (2.98)^2 \leq 3.33^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Ferrailage a la torsion : (BAEL A.5.4.4)

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{14.85 \times 86.68 \times 1.15}{2 \times 444.58 \times 400} = 4.16 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage transversales

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{14.85 \times 150 \times 1.15}{2 \times 444.58 \times 400} = 0.72 \text{ cm}^2 \\ \text{En appuis: } A_t^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \Omega \times f_e} = \frac{14.85 \times 100 \times 1.15}{2 \times 444.58 \times 400} = 0.48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a. Ferrailage global :

❖ Ferrailage longitudinal

- En travée:

$$A_{tra}^{tot} = A_{tra}^{Fs} + \frac{A_1^{tor}}{2} = 3.39 + \frac{4.16}{2} = 5.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA14 = 5.65 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$A_a^{tot} = A_a^{Fs} + \frac{A_1^{tor}}{2} = 3.39 + \frac{4.16}{2} = 5.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 HA14 = 5.65 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage transversal

$$A_t^{tot} = A_t^{Fs} + A_t^{tor} = 0.48 + 0.72 = 1.2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\emptyset 8 = 1 \text{ cadre } \emptyset 8 + 1 \text{ étrier } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. Les vérifications nécessaires

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 3 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 24 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{min} \leq A_1^{tot} = 5.65 + 5.65 = 11.3 \text{ cm}^2$$

$$A_1^{tot} \leq A_{max} \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

c. Vérification à l'ELS

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

On résume les calculs dans le tableau ci-après:

Tableau III-46: Vérification à l'ELS

	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	9.18	2.57	4795.40	4.91	15	CV
Appui	3.243	1.58	1853.85	2.76	15	CV

d. Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1)[1]

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{30}{330} = 0.09 > \max \left[\frac{M_t}{10M_o} \quad \frac{1}{16} \right] = 0.085 \dots \dots \dots (CV) \\ 2: \rho = \frac{A}{bo \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{20 \times 27} = 0.0010 \leq 0.0105 (C.V) \\ 3: L = 3.30 < 8m (C.V) \end{array} \right.$$

ht : Hauteur totale de la poutre palière = 30cm ;

Mt ser: Moment maximale en travée à l'ELS $M_{tser} = 9.18 \text{ KN.m}$;

Atravée: Section d'armature en travée $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$;

L: longueur de la travée considérée: $L = 3.3 \text{ m}$;

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

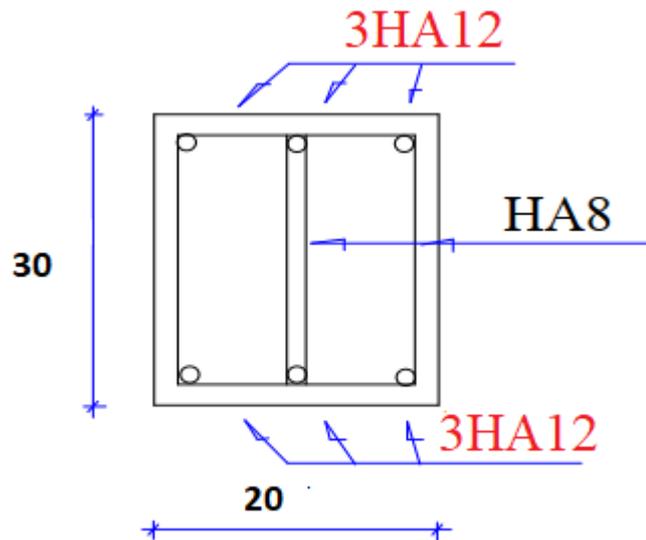


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.6. Balcon

1. Définition

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction. Il est constitué d'une dalle pleine ancrée dans les poutres longitudinales. Il travaille en flexion simple, sous l'effet des sollicitations du 1er genre. Dans notre projet, on a deux types de balcons :

1^{ère} type : encastré sur deux (2) cotés :

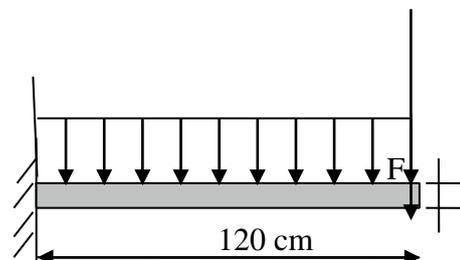


Figure III.26 : Schéma statique du balcon

2. Rapport d'élanement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{345} = 0.34 < 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

3. Dimensionnement

Panneau isolé simple : $\frac{Lx}{35} \leq h \leq \frac{Lx}{25}$

$$\frac{120}{35} \leq h \leq \frac{120}{25} \Rightarrow 3.43 \leq h \leq 4.80$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h = 16\text{cm}$

4. Evaluation et combinaison des charges

- **Le chargement sur le balcon :**

- ❖ $G1 = 6.23 \text{ KN/m}^2$ et $Q1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$

- **Poids propre du mur**

- ❖ $G2 = 3.2 \text{ KN/m}^2$ et $Qm = 1 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

- ❖ **Sollicitation des efforts :**

À P.E.L. U :

$$qu1 = 1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot Q1 = 13.66 \text{ kN/ml}$$

$$Pu1 = 1,35 \cdot G2 \cdot 1 = 4.32 \text{ kN/ml}$$

À P.E.L. S :

$$qs1 = G1 + Q1 = 9.73 \text{ kN/ml}$$

$$Ps2 = G2 \cdot 1 = 3.2 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = Q_m \cdot h \cdot g_c = 1 \text{ KN.M}$$

Calcul des efforts dans le balcon :

➤ **Moment fléchissant :**

$$M_U = \left(\frac{q_{u1} \times L^2}{2} + 1.35 G_2 \cdot L + 1.5 M_0 \right) = \left(\frac{13.66 \times 1.2^2}{2} + 1.35 \times 3.2 \times 1.2 + 1.5 \right) = 16.52 \text{ KN.m}$$

$$M_S = \left(\frac{q_s \times L^2}{2} + G_2 \cdot L + M_0 \right) = \left(\frac{9.73 \times 1.2^2}{2} + 3.2 \times 1.2 + 1 \right) = 11.84 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + pu1 = 13.66 \times 1.2 + 4.32 = 20.71 \text{ KN}$$

$$V_s = q_s \times L + ps2 = 9.73 \times 1.2 + 3.2 = 14.87 \text{ KN}$$

5. Le Ferrailage

Application de l'organigramme de calcul en flexion simple :

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

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$d = 14.4 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < 0.186 \quad \text{Pivot 'A'}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

$$\mu_{lu} = 0,3440\gamma - 0,1825$$

$$\mu_{lu} = 0,3440 \times 1.4 - 0,1825 = 0.30$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < \mu_{lu} = 0.30$$

Donc $A' = 0$ les aciers comprimés n'ont pas besoin

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.056}) = 0.072$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135 \text{ m}$$

$$Z = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = 0.056 < 0.186 \quad \varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8 \text{ Mpa}$$

➤ **Section d'armature tendue :**

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{16.52 \times 10^{-3}}{347.8 \times 0.135} = 3.51 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = \max \left\{ \frac{100 \times 16}{1000} ; 0.23 \cdot 100 \cdot 14.4 \cdot \frac{2.1}{400} \right\} = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

On choisit : $A = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement :**

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33) = 33 \text{ cm}$$

On prend $St = 30 \text{ cm}$

➤ **Section d'armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2,01cm²

Espacement

$$St \leq \text{Min} (4h, 45\text{cm}) = \text{min} (4 \times 16; 45) = 45\text{cm}$$

On prend St = 30cm

• **Verification de l'effort tranchant:**

$$V_u = 20.71 \text{ KN}$$

➤ **Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{20.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.144} = 0.14 \text{ Mpa}$$

➤ **Valeur limite de la contrainte tangentielle**

La fissuration est préjudiciable

$$\tau'_u \leq \text{min} (0.1 \times f_{c28} ; 4\text{Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.14 < \tau'_u = 2.5 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Armature d'effort tranchant**

- Le bétonnage est sans reprise

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad h = 16 \text{ cm}$$

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

E.L.S:

➤ **Moment de service :**

$$M_s = 11.84 \text{ KN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0.678 \text{ cm}$$

$$E = 2D.d = 2 \times 0.678 \times 14.4 = 19.52 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 3.8\text{cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \cdot y^3 + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = 9447.07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0.122 \text{ Mpa/cm}$$

• **Etat limite de compression du béton**

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 19.40 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \sigma'_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 150 \text{ n} \right) = 240 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

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

• **Vérification de la flèche**

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{120} = 0.133 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

$$\frac{A}{bd} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

• **Schéma du ferrailage :**

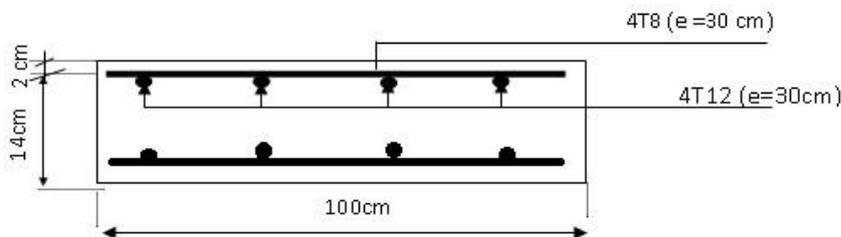


Figure III.27 : ferrailage du balcon.

III.7. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le CBA 93 et le RPA99 version 2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

CHAPITRE IV :

Modélisation et vérifications

IV.1. Introduction

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Face au risque du séisme et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière est basée sur une méthode dynamique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

IV.2.1. La méthode statique équivalente [Art 4.1.2 RPA 99 mod 2003] : [2]

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- a. si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- b. Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage II).

IV.2.2. Méthode dynamique

IV.2.2.1. Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.1.3 RPA 99 mod 2003] : [2]

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

IV.2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes [Art 4.1.3 RPA 99 mod 2003] : [2]

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

Notre bâtiment n'est ne satisfait pas les conditions de la méthode statique, ce qui nous a conduits à utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale [Art 4.3 RPA 99 mod 2003]**.

IV.2.3. Présentation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2010.

Le logiciel Robot-Bat est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et ce en utilisant la méthode des éléments finis.



Figure IV.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

IV.3. La modélisation de la structure :

IV.3.1. Création du modèle géométrique :

➤ **Choix du type de structure :**

Pour notre cas, on étudiera une structure en coque comme montré sur la figure 2.



Figure IV.2 : Choix du type de structure.

La nouvelle affaire s'affiche :

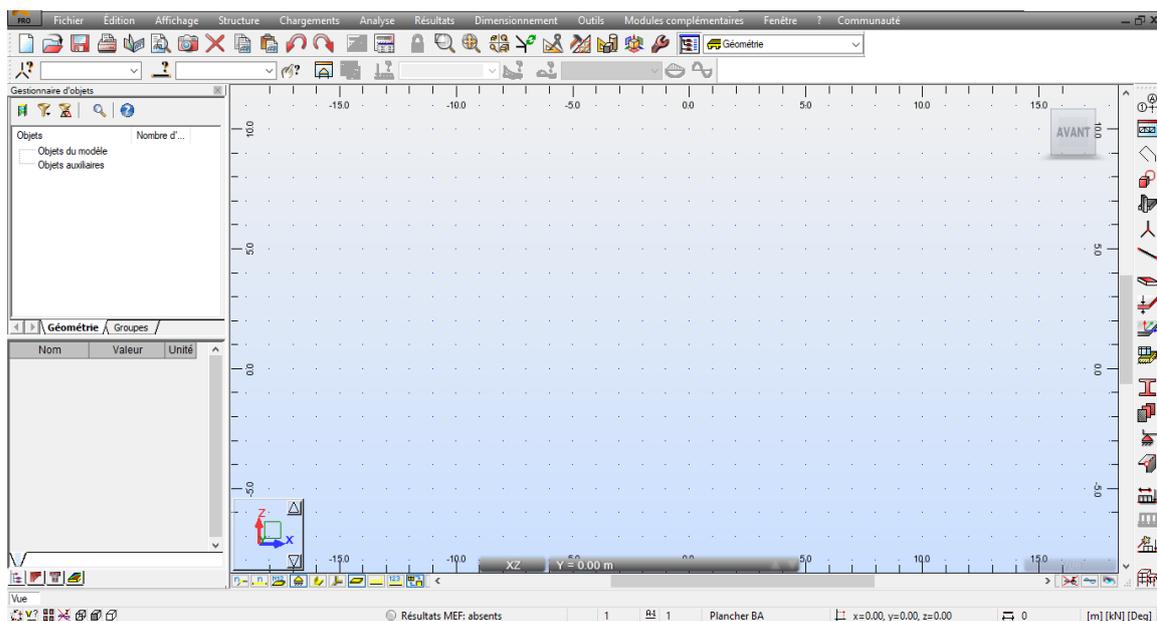


Figure IV.3 : Nouvelle affaire.

➤ Configuration des préférences de l'affaire :

Pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire, on clique sur l'icône " outil " " préférences de la tâche".

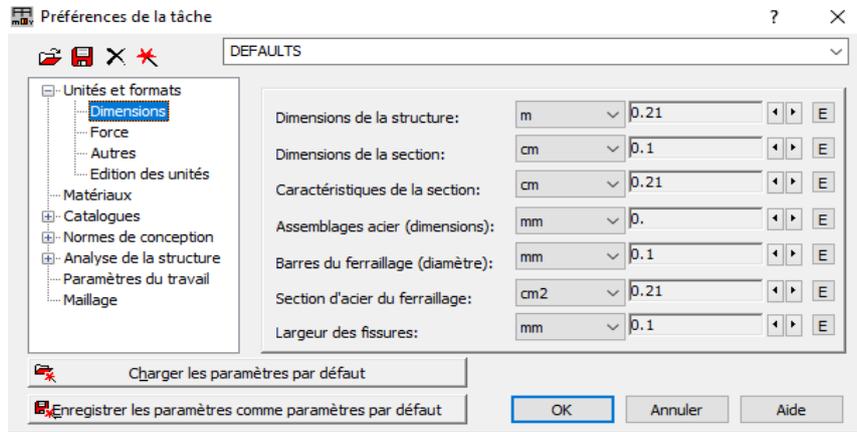
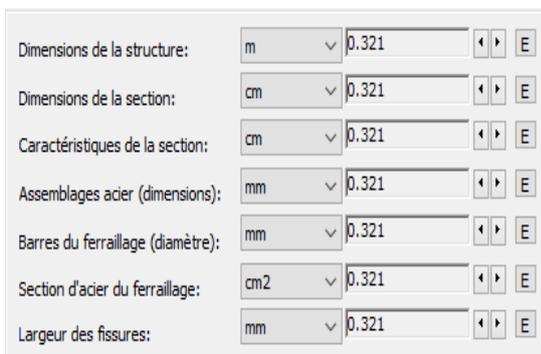


Figure IV.4 : Préférences de l'affaire

Par convention on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule ceci pour:

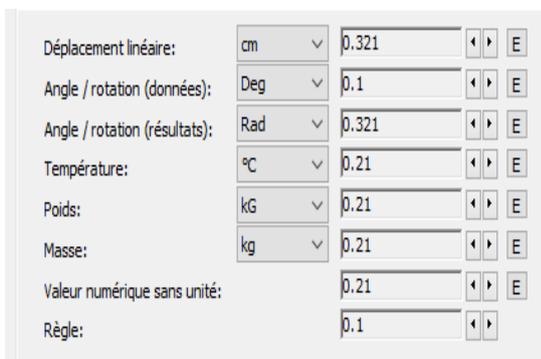
Dimensions:



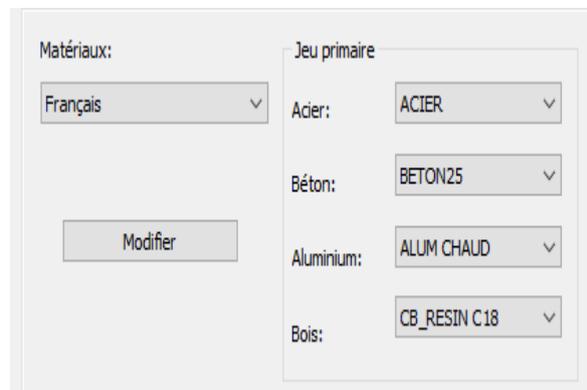
Force:



Autre:



Matériaux:



Norme de conception:

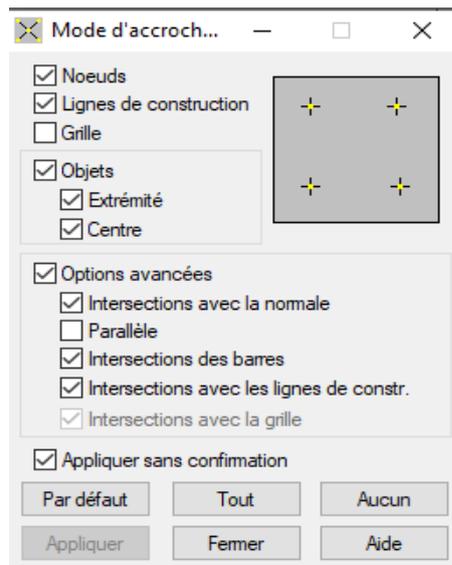
Charge:

Analyse de la structure:

Analyse modale:

Enfin, on donne un nom à la nouvelle configuration (R+5+SS):

On décoche la grille " outil " " mode d'accrochage " :



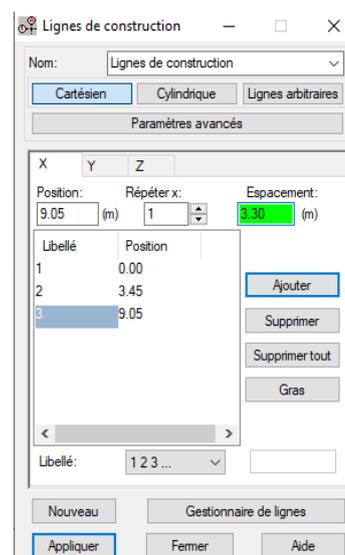
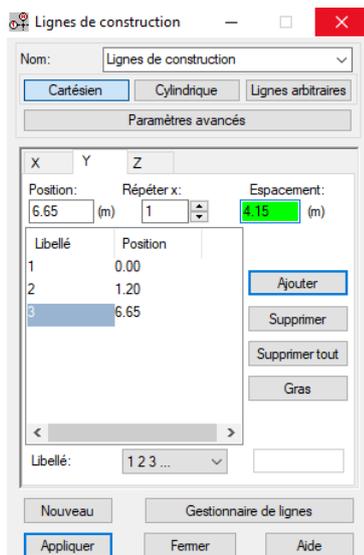
➤ **Lignes de construction :**

" Structure " " Lignes de construction "

Ou biens sur la barre d'outils : 

Introduire les distances selon les axes X et Y ainsi que la hauteur du bâtiment selon Z puis on clique sur " insérer ".

On donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « 1 2 3 ; A B C ;...» puis on clique sur " appliquer ".



➤ **Définition des éléments barres (poteaux, poutres):**

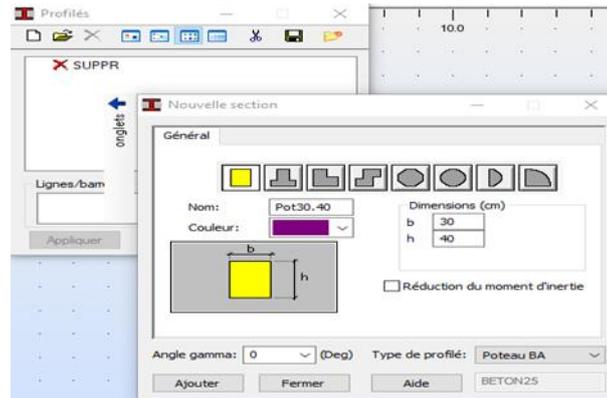
Cette étape nous permet d'introduire les différentes sections transversales des éléments

barres qui existent dans la structure.

"Structure" "caractéristiques" "profilés des barres"

Ou biens directement on clique sur :  Profilés de barres

Une boîte dialogue apparait, on clique sur " Définir un nouveau profilé", on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions



➤ **Définition des éléments surfaciques (panneaux):**

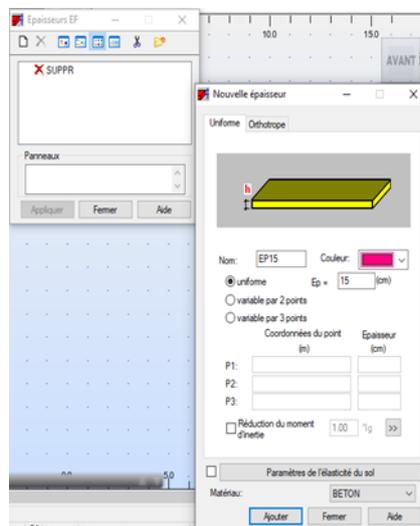
A partir du menu déroulant "structure" → "caractéristiques" → "Epaisseur EF..."

ou biens directement en cliquant sur : 

Une boîte de dialogue apparait,

"Définir nouvelle épaisseur" → "Uniforme"

Introduire le nom, l'épaisseur et le matériau On clique sur "ajouter" → "fermer"



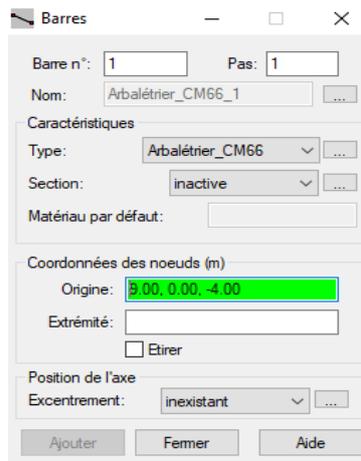
➤ **Affectation des éléments barres aux lignes de construction :**

A partir du menu déroulant "**structure**" → "**barres**"

Ou bien : 

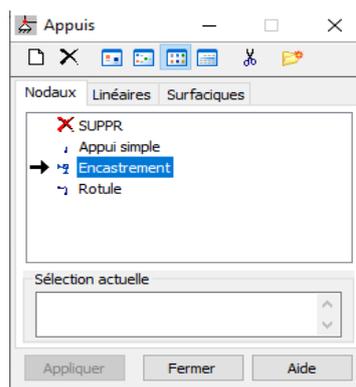
Une boîte de dialogue s'affiche :

On choisit l'élément (poutre/poteau) et sa section puis on les affecte suivant les lignes de construction.



➤ **Encastrement de la structure :**

Afficher la structure en plan XY on sélectionne le niveau de base puis dans le menu "**Structure**" → "**Appuis**" → "**Nodaux**" → "**encastrement**"



➤ **Affectation des éléments surfaciques (dalle pleine, escalier, voiles) :**

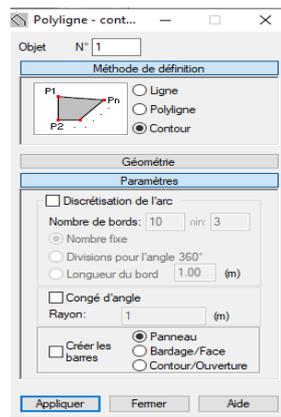
La commande Panneaux est accessible par le menu déroulant

" **Structures**" → "**Panneaux**" ou bien : 

"**Poly ligne-contour**" → "**Paramètres**"

→ "**Panneau**"

Puis on définit les contours des éléments surfaciques.

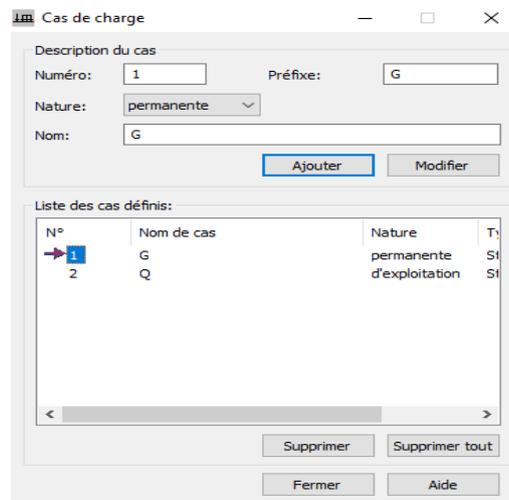


➤ **Définition des charges statiques :**

Pour définir les charges statiques (permanentes et d’exploitations) de la structure, dans le menu.

"Chargement" → "Cas de charge" on choisit la nature et le nom puis on clique sur "Nouveau"

Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l’icône :

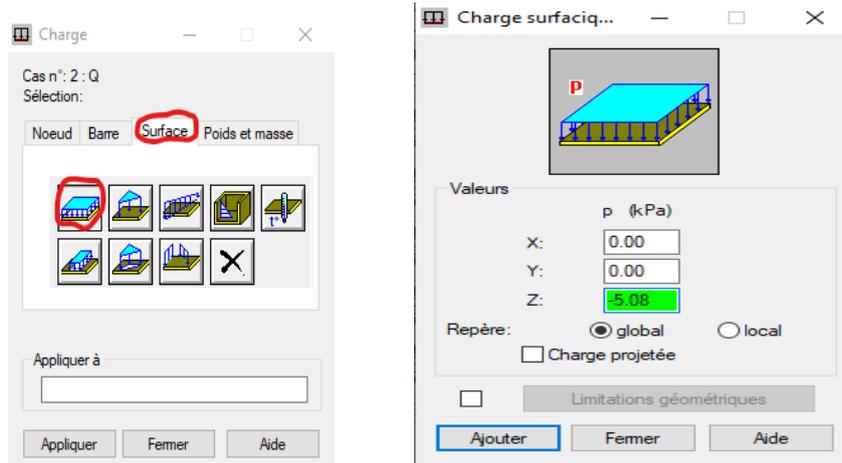


➤ **Affectation des charges :**

Pour charger la structure, on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation);

On sélectionne dans le menu déroulant :

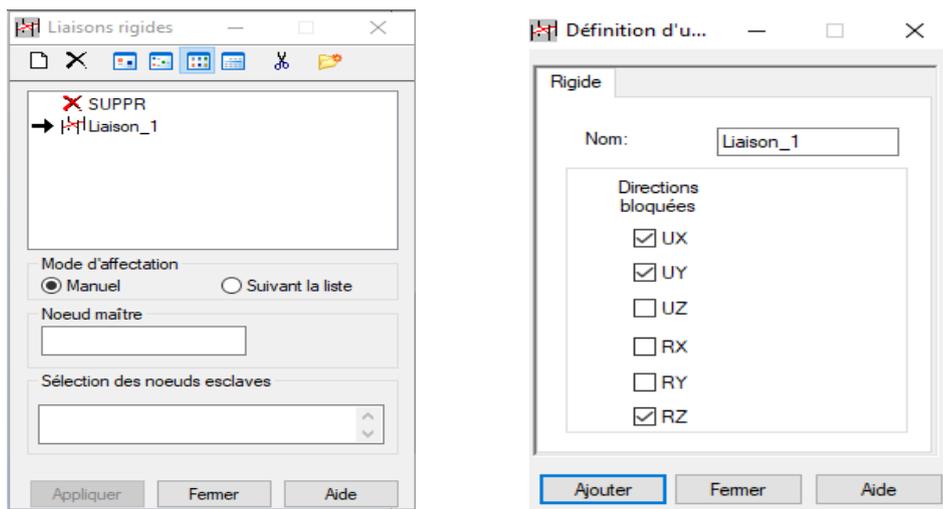
"Chargements" → "définir charges" → "surface" → "charge surfacique uniforme"



➤ **Diaphragme (liaisons rigides) :**

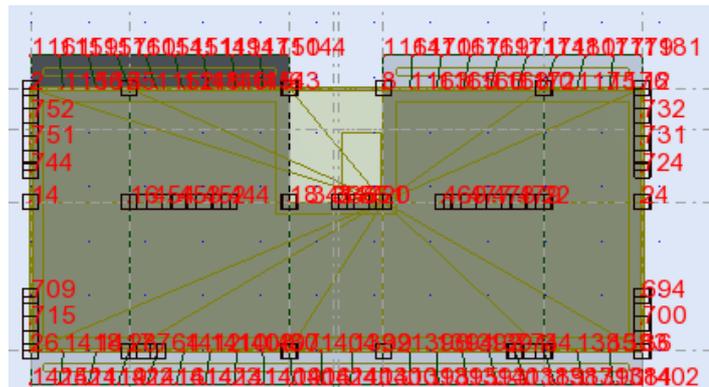
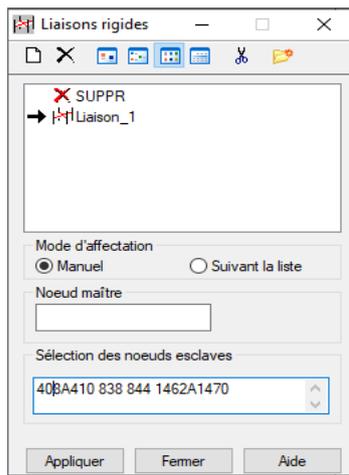
Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux.

"Structure" → "caractéristique additionnelle" → " liaisons rigides"

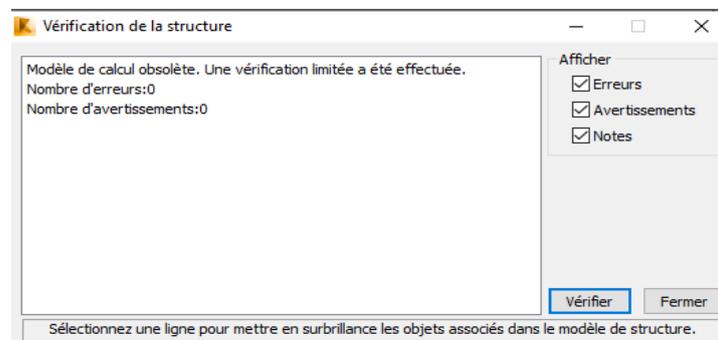


On affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône  et on choisit le nœud maitre qu'on introduit dans la figure précédente;

On finit par sélectionner la structure et on clique sur **"appliquer"**



On répète cette opération pour tous les planchers de la structure puis on lance une analyse complète afin de vérifier la structure dans le menu "analyse" "vérifier structure"

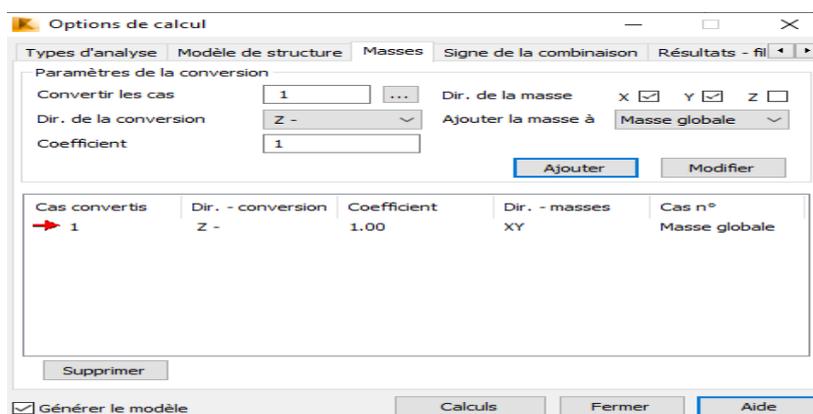


IV.3.2. Analyse de la structure:

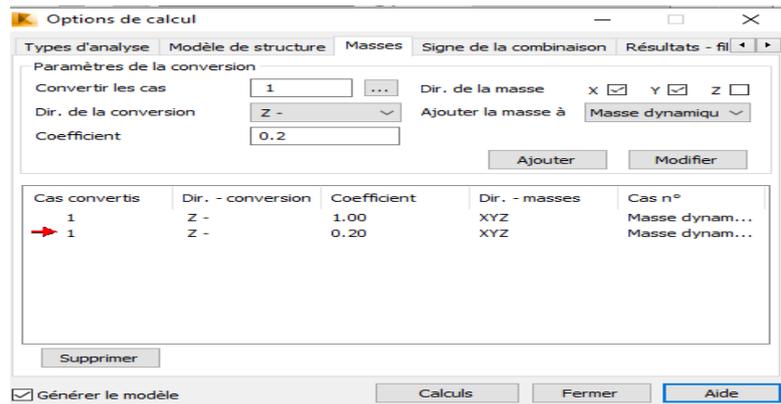
On doit introduire la loi: $W = \sum G + \beta \sum Q$

Pour cela, sur le menu déroulant on clique sur: "Analyse" "type d'analyse" "masse"

- Pour G :

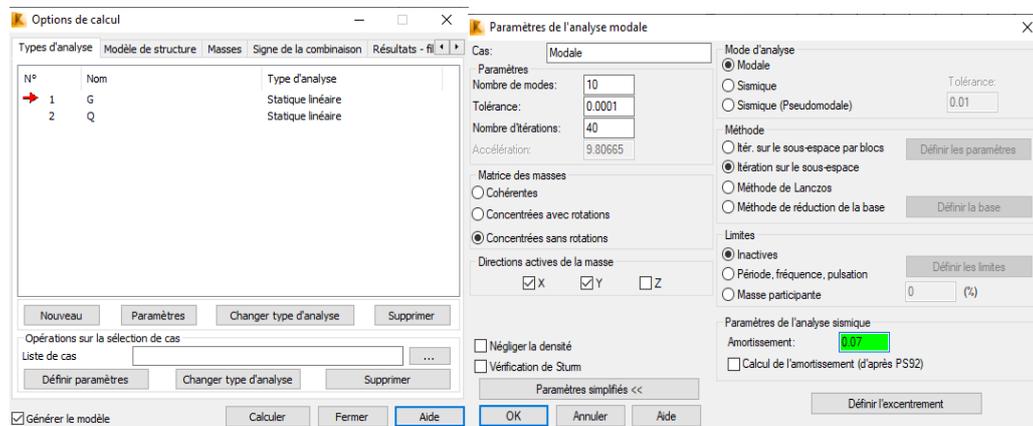


- Pour Q :



➤ **L'analyse modale :**

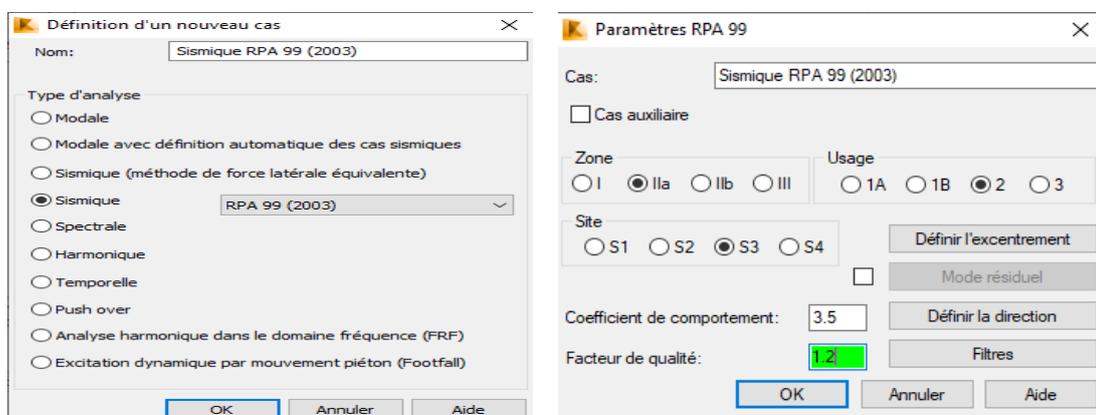
Introduire l'analyse modale pour vérifier le comportement de la structure vis à vis de son poids propre : "Analyse" "type d'analyse" "type d'analyse" "Nouveau" "Modale" "OK"

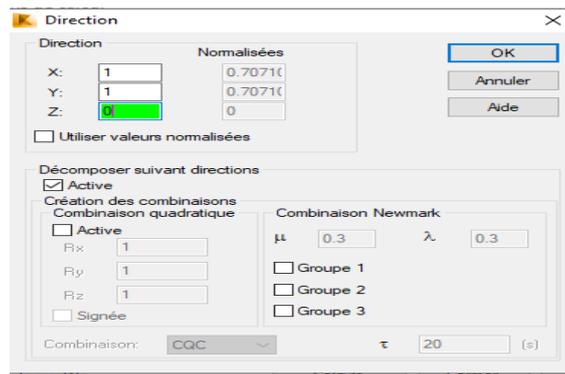


➤ **L'analyse sismique :**

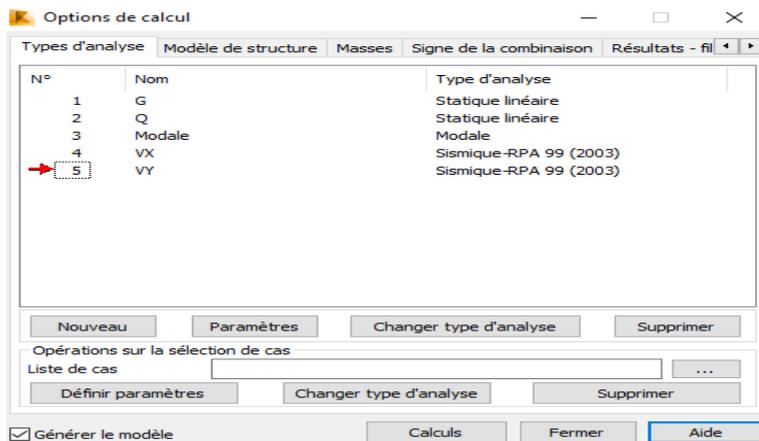
Introduire l'analyse sismique qui nous permettra d'introduire les combinaisons de charge :

"Analyse" "type d'analyse" "type d'analyse" "Nouveau" "Sismique"





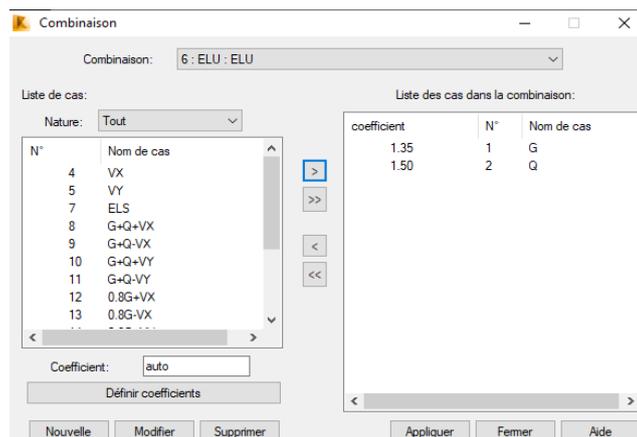
Et on aura:



➤ **Combinaisons de charges :**

"Chargements" " combinaisons manuelles"

On choisit le type de la combinaison et sa nature:

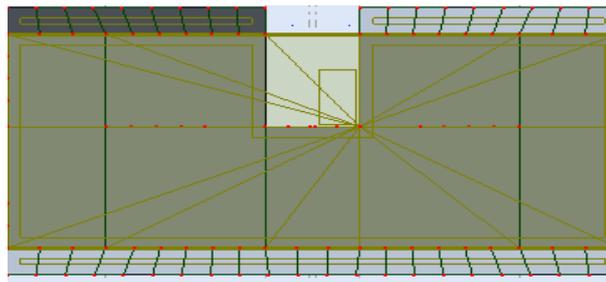
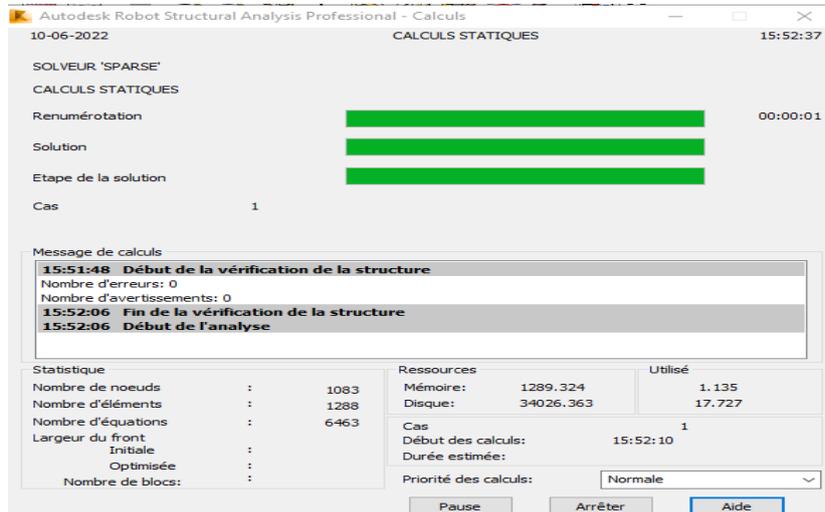


Ainsi on introduit les charges statiques « ELU, ELS » et de la même manière les combinaisons sismiques « G + Q ± V ; 0.8 G ± V ».

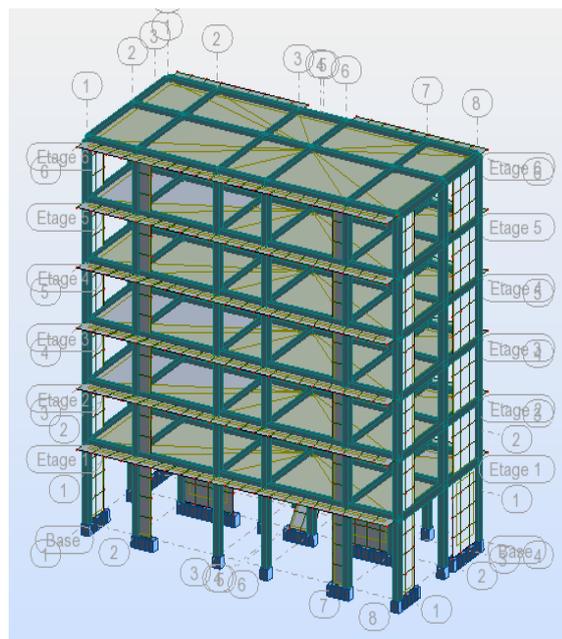
➤ calcul de la structure :

Après vérification de la structure, si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique

"Analyse" "Calculer" ou avec l'icône : 



Vue en plan



Vue en 3D

IV.3.3. Disposition des voiles :

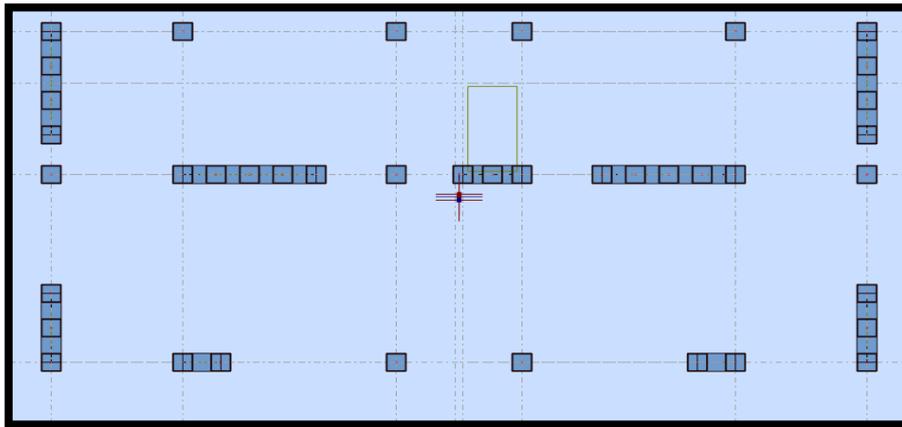


Figure IV.5 : La disposition des voiles

IV.4. Vérifications et interprétation des résultats :

IV.4.1. Le comportement de la structure avec la disposition des voiles

Tableau IV.1 : Le comportement de la structure avec la disposition des voiles.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.47	0.00	72.79	0.00	72.79	1514310.73
2	0.41	74.97	72.79	74.97	0.00	1514310.73
3	0.35	74.97	72.79	0.00	0.00	1514310.73
4	0.12	74.98	89.44	0.01	16.65	1514310.73
5	0.11	90.41	89.44	15.42	0.01	1514310.73
6	0.09	90.44	89.44	0.03	0.00	1514310.73
7	0.08	90.44	89.46	0.00	0.02	1514310.73
8	0.08	90.44	89.46	0.00	0.00	1514310.73
9	0.08	90.44	89.46	0.00	0.00	1514310.73
10	0.07	90.44	91.21	0.00	1.74	1514310.73

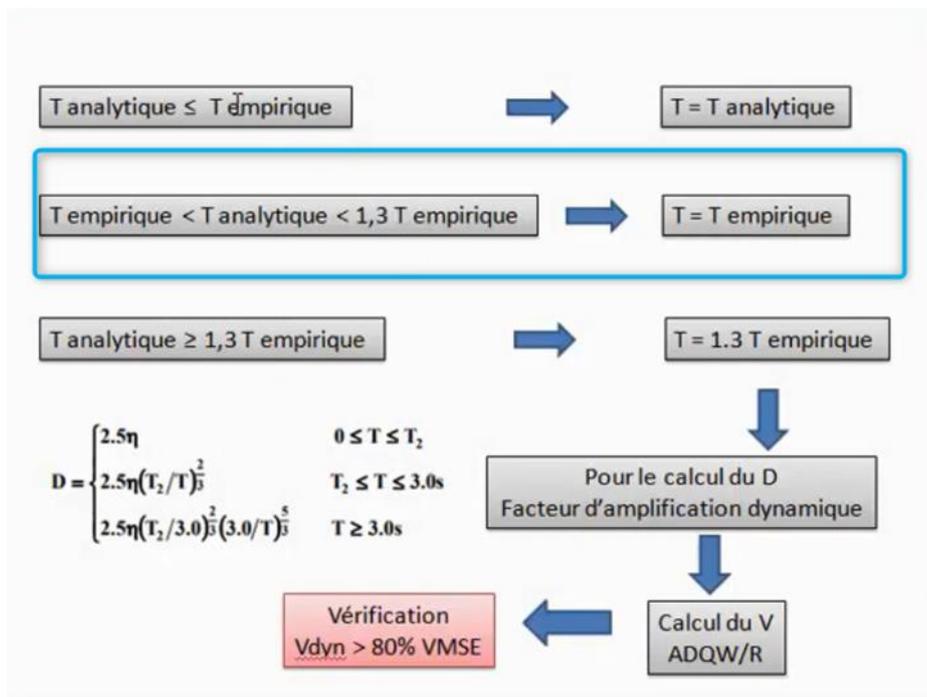


Figure IV.6 : Estimation de la période fondamentale de la structure

Direction Y :

$$T = Ct.hn^{3/4} = 0.05 * 19.38^{3/4} = 0.46s$$

$$T = 0.09hn / \sqrt{Dy} \dots dY = 10 \text{ m}$$

$$0.09 * 19.38 / \sqrt{12} = 0.50 \text{ s.}$$

** Tempirique = 0.46 s.

1.3 *Tempirique = 0.598 s.

T analytique = 0.47 s.

a) Remarques :

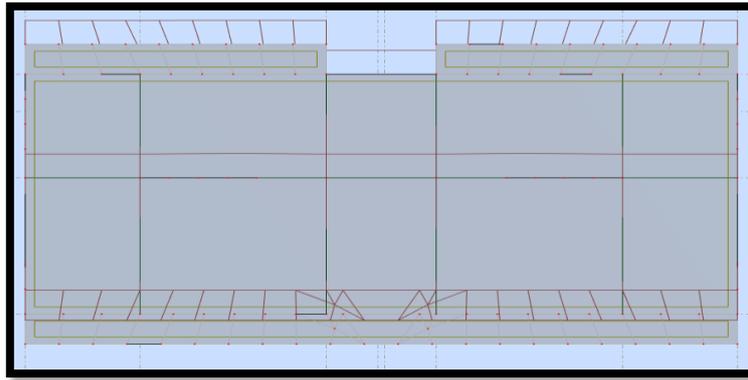
1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T_y = 0,47 \text{ s}$

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

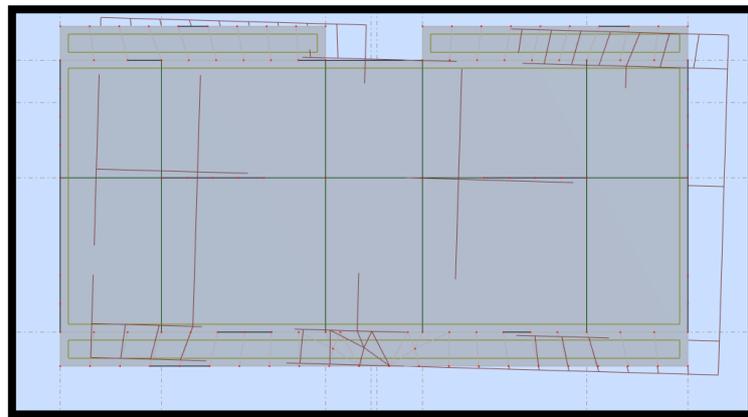
3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 10 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

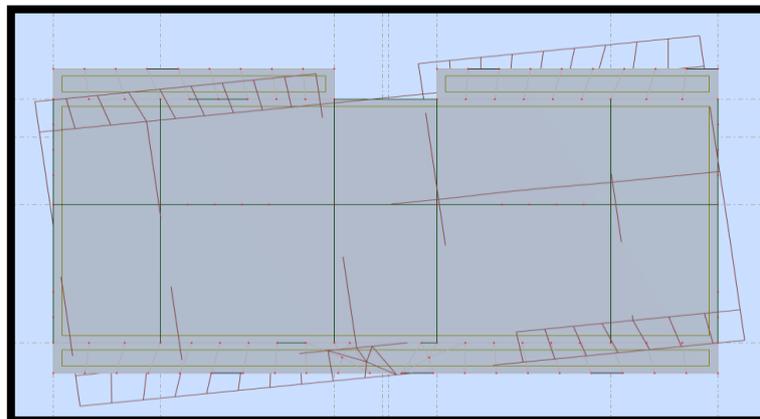
- Mod 01 translation selon y-y. $T=0.47 \text{ s}$



- Mod 02 translation selon x-x. $T = 0.41$ s



- Rotation selon z-z. $T = 0.35$ s



IV.4.2. Centre de gravité et centre de rigidité

Tableau IV.2 : Centre de gravité et centre de rigidité

	Cg-Cr[m] x-x	Cg-Cr[m] y-y	0.05 Lx [m]	0.05 Ly[m]	
RDC	0.003	0.591	1.070	0.600	CV

1	0.000	0.599	1.070	0.600	CV
2	0.000	0.599	1.070	0.600	CV
3	0.000	0.599	1.070	0.600	CV
4	0.000	0.599	1.070	0.600	CV
5	0.000	0.583	1.070	0.600	CV

IV.4.3. Vérification du coefficient de comportement R.

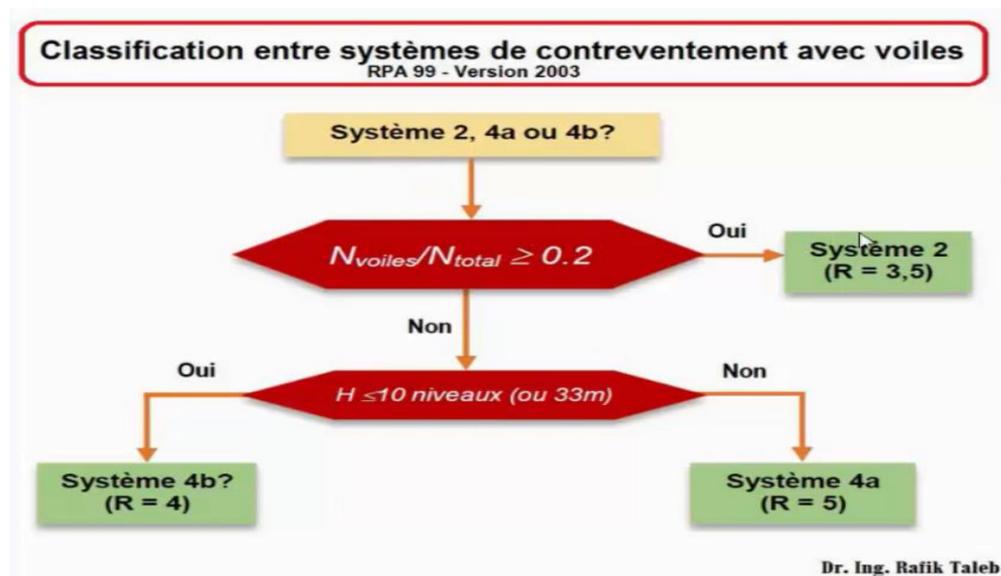


Figure IV.7 : Classification entre systèmes de contreventement avec voiles.

Tableau IV.3 : Effort tranchant et effort normal des voiles de contreventement

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	1176.01	1027.26	10592.92
2	916.12	924.75	9497.11
3	732.48	750.27	7880.75
4	522.13	560.86	5884.20
5	310.95	361.00	3912.64
6	68.72	120.76	1823.37

Tableau IV.4 : Effort tranchant et effort normal des poteaux

Etage	Poteaux		
	Effort tranchant		Effort normal
	Tx	Ty	N
1	84.67	153.76	11957.20
2	256.86	167.36	8961.36
3	270.83	183.40	6821.78
4	259.14	179.27	5062.38
5	228.57	162.72	3278.00
6	215.65	158.24	1616.22

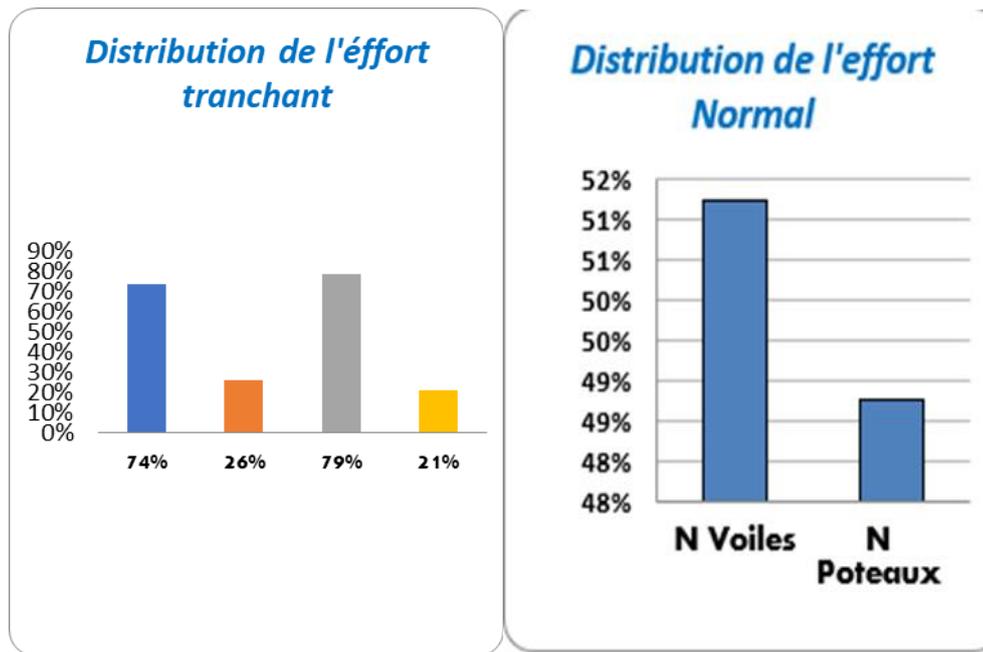


Figure IV.8 : distribution de l'effort tranchant et l'effort normal

Donc **R= 3.5**

IV.4.4. 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 :
$$N_{rd} = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Poteau	Nd (KN)	Bc m ²	Fc28	V	observation
45 ×45	1273.31	0.2	25	0.254	C. V

IV.4.5. Calcul de la force sismique totale : (RPA art 4.2.3)

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

➤ **Coefficient d'Accélération de Zone « A » :**

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Tableau IV.5 : Coefficient d'Accélération de Zone A

/	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
Groupe				
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**

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T₂: Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

➤ **Calcul de facteur de correction d'amortissement η :**

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

D’abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ .

➤ **Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :**

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

Tableau IV.6 : Valeurs de ξ (%).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D’après le Tableau $\xi = 8.5 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + 8.5)} = 0.816 \geq 0.7$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = T_{\min} \begin{cases} T = C_T h_N^{3/4} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{cases}$$

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

On à : $h_N = 27.54\text{m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 (dans notre cas on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie)

Donc : $C_T = 0.05$

$T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0.05 \cdot 27.54^{3/4} = 0.49\text{s}$

Tableau IV.7 : 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 acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

D : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Donc le facteur d'Amplification D :

T_1 et T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

$S_3 \Rightarrow T_1=0.15$ et $T_2=0.5$ on obtient :

Sens X :

La condition

La condition $T \leq T_2$

Donc : $2.5\eta = 2 * 0.816 = 1.632$

$$D = 1.632$$

Sens Y :

$$2.5\eta = 2 * 0.816 = T \leq T_2$$

Donc : $D = 1.632$

➤ **Coefficient de Comportement Global de la Structure « R » :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 des RPA99/version 2003 en fonction du système de contreventement.

Tableau IV.8 : 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 maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autos-tables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans notre cas : **portiques contreventés par des voiles**

Alors : **R=3.5**

➤ **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.

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4des RPA99/version 2003..

Tableau IV.9 : valeurs des pénalités P_q

« Critère q »	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Σ P _q	0.1	0.1

- Sens X → $Q=1+0.1 = 1.1$
- Sens Y → $Q=1+0.2 = 1.1$
- **Poids totaux de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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 et donnée par le tableau 4.5. RPA99version2003.

Tableau IV.10 : Valeurs du coefficient de pondération β .

Valeurs du coefficient de pondération β .		
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions Avec places debout.	0.30
	- 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 : $\beta = 0.20$

IV.4.6. 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 $0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$.

✓ **Calcul de l'effort sismique totale « V » :**

Sens x :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.1}{3.5} \times 14850.32 \Rightarrow V_x = 1142.541 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = \mathbf{914.03 \text{ KN}}$$

Sens Y :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} W \Rightarrow V_y = \frac{0.15 \times 1.632 \times 1.1}{3.5} \times 14850.32 \Rightarrow V_y = 1142.541 \text{ KN}$$

$$0.8V_y = \mathbf{914.03 \text{ KN}}$$

Les Résultats d'action sismique à la base trouvée par logiciel ROBOT dans les deux sens :

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Le sens	$0.8V_{\text{statique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)	$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$
Suivant X	914.03	1310.80	Condition vérifiée
Suivant Y	905.98	1294.57	Condition vérifiée

IV.4.7. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec:

$$\delta_K^x = R \cdot \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \cdot \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y)

Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages du bloc

Etage	R	$\delta_{eK}^x(cm) \times R$	$\delta_{eK}^y(cm) \times R$	$\Delta_K^x(cm) \times R$	$\Delta_K^y(cm) \times R$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
RDC	3.5	0.291	0.326	0.291	0.326	4.08	Verifier
1	3.5	0.657	0.774	0.366	0.447	3.06	verifier
2	3.5	1.057	1.287	0.400	0.513	3.06	verifier
3	3.5	1.441	1.807	0.384	0.520	3.06	verifier
4	3.5	1.785	2.301	0.344	0.495	3.06	verifier
5	3.5	2.085	2.760	0.299	0.459	3.06	verifier

• **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.**

Les effets du 2eme ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad \text{"RPA99 version 2003"}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1° ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant:

X-X :

Tableau IV.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ X-X

Etage	P kn	ΔX m	VX kn	H m	θX	Vérification
RDC	14850.32	0.00291	1310.86	4.08	0.00808	OK
1	12086.88	0.00366	1218.61	3.06	0.0118634	OK
2	9657.71	0.00400	1040.20	3.06	0.0121366	OK
3	7228.54	0.00384	807.79	3.06	0.0112295	OK
4	4799.37	0.00344	556.29	3.06	0.0096988	OK
5	2369.03	0.00299	291.07	3.06	0.0079529	OK

Y-Y:

Tableau IV.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Y-Y:

Etage	P kn	ΔY m	VY kn	H m	θX	Vérification
RDC	14850.32	0.00326	1294.57	4.08	0.0091657	OK
1	12086.88	0.00447	1196.41	3.06	0.0147578	OK
2	9657.71	0.00513	1020.56	3.06	0.0158647	OK
3	7228.54	0.00520	804.08	3.06	0.0152768	OK
4	4799.37	0.00495	564.27	3.06	0.0137588	OK
5	2369.03	0.00459	296.50	3.06	0.011985	OK

IV.4.8. Vérification au renversement : (RPA99/V2003 Art.5.5.) :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec :

M_s : moment stabilisant

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

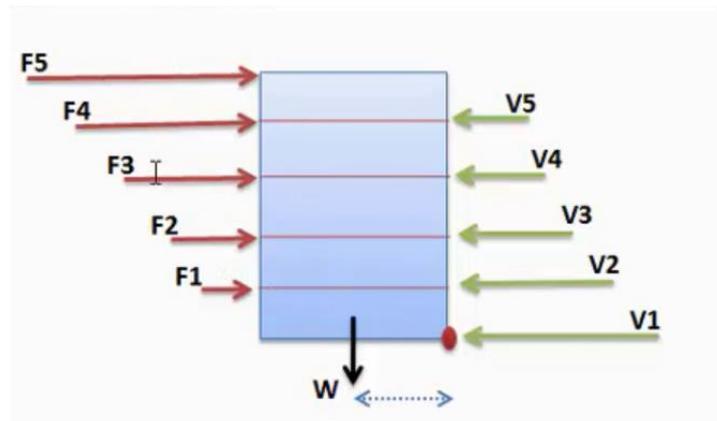
$$\checkmark \quad M_{\text{renversement}} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$\checkmark \quad M_{\text{stabilisant}} = W \times b$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$



x-x

Tableau IV.15 : Vérification au renversement x-x

ETAGE	V _x (KN)	F _x	h (m)	W (KN)	X _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	1310.86	92.25	4.08	14850.32	10.7	376.38	158898.424	OK
1	1218.61	178.41	7.14			1273.8474		OK
2	1040.20	232.41	10.2			2370.582		OK
3	807.79	251.5	13.26			3334.89		OK
4	556.29	265.22	16.32			4328.3904		OK
5	291.07	291.07	19.38			5640.9366		OK

y-y

Tableau IV.16 : Vérification au renversement y-y

ETAGE	V _y (KN)	F _y	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)	Vérification
RDC	1294.57	98.16	4.08	14850.32	4.8	400.4928	71281.2536	OK
1	1196.41	175.85	7.14			1255.569		OK
2	1020.56	216.48	10.2			2208.096		OK
3	804.08	239.81	13.26			3179.8806		OK
4	564.27	267.77	16.32			4370.0064		OK
5	296.5	296.5	19.38			5746.17		OK

IV.5. Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,

Les effets P-Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).

CHAPITRE V :

Ferraillage des poutres, poteau et voile

V.1. Introduction

Dans ce présent chapitre nous allons procéder au ferrailage des éléments structuraux à savoir : poutres, poteaux et voiles, pour se faire nous l'avons partagé en deux parties, la 1ère consiste à expliquer les procédures à suivre pour extraire du logiciel utilisé les valeurs des efforts qui vont nous servir dans nos calculs qui seront détaillés dans la 2ème partie.

V.2. Procédures à suivre avec Robot :

V.2.1. Ferrailage des poutres :

Pour pouvoir procéder au ferrailage des poutres, qui sont ferrillées en flexion simple, on devra extraire de Robot le moment "**My**", qui nous servira dans nos calculs.

En s'assurant que les résultats sont actuels (calcul lancé), on va suivre quelques étapes pour relever le moment, ces dernières sont énumérées ci-dessous :

1. Sélectionner les poutres principales ou secondaires selon celles que l'on veut ferrailer.
2. En haut de l'écran, cliquer sur "**Résultats**" puis "**Diagrammes-barres**", une fenêtre s'affiche.
3. Cliquer sur "**NTM**", puis cocher "**My**".
4. Cliquer sur "**paramètres**" et les modifier selon le besoin, puis cliquer sur "**appliquer**" sans oublier de cocher "**ouvrir nouvelle fenêtre**", (les réglages effectués sont visibles dans la "figure 4").
5. Désactiver le "**croquis des profilés**" pour mieux visualiser les résultats.
6. Sélectionner le cas de charge suivant "**combinaisons**", Robot va donner les moments max en travée et sur appuis ainsi que le cas de charge correspondant à chacun d'eux (en vert c'est le moment sur appuis et en rouge c'est le moment en travée).
7. Relever la valeur des moments

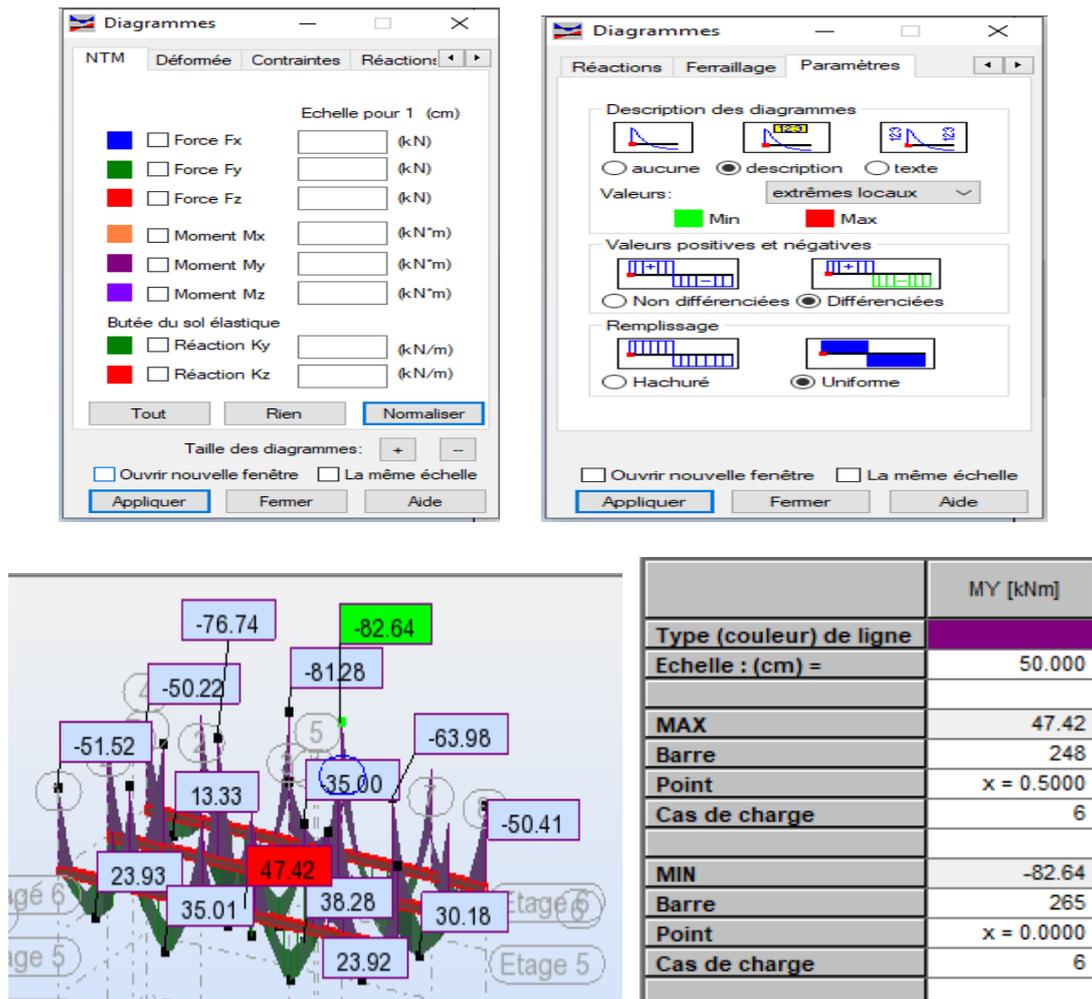


Figure V.1 : Etapes d'extraction des moments "My" pour une poutre quelconque.

V.2.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont ferrailés en flexion composée, pour calculer la section d'armatures qu'il faudra adopter nous devons relever de Robot les valeurs suivantes :

- Nmax et son moment correspondant.
- Nmin et son moment correspondant.
- Mmax et leffort N correspondant.

Pour les moments correspondants, on prendra le max de My et Mz; quand a l'effort N il correspond à Fx dans Robot.

Procédure avec Robot :

1. Bouton droit "tableau", cliquer sur "effort".
2. Filtrer les poteaux en choisissant ceux loin des voiles.
3. Choisir le "cas de charge" suivant "combinaisons".

4. Relever les valeurs citées précédemment.

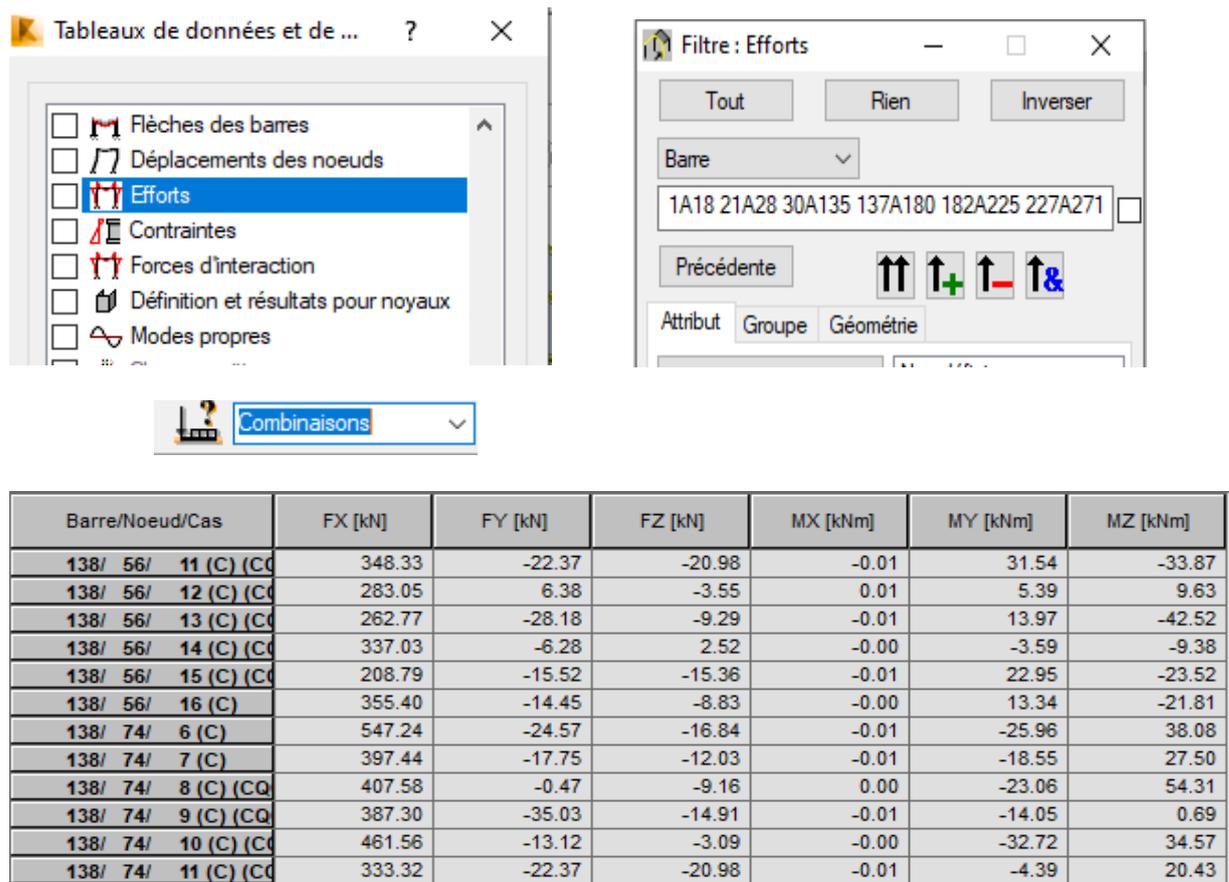


Figure V.2 : Etapes d'extraction des moments "My" pour les poteaux

V.2.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée à l'aide de la méthode classique.

Procédure avec Robot :

1. Sélectionner les voiles longitudinaux et transversaux selon les zones.
2. Copier les voiles sélectionnés.
3. Cliquer sur le bouton droit de la souris, puis choisir "**tableau**", puis "**résultats réduits**".
4. Choisir le "**cas de charge**" suivant : "**combinaison**".
5. Cliquer sur "Filtres", coller les voiles déjà sélectionnés.
6. Relever les valeurs des paramètres qui seront utilisés dans les calculs, parmi ces valeurs :

Mmax ⇒ N correspondant

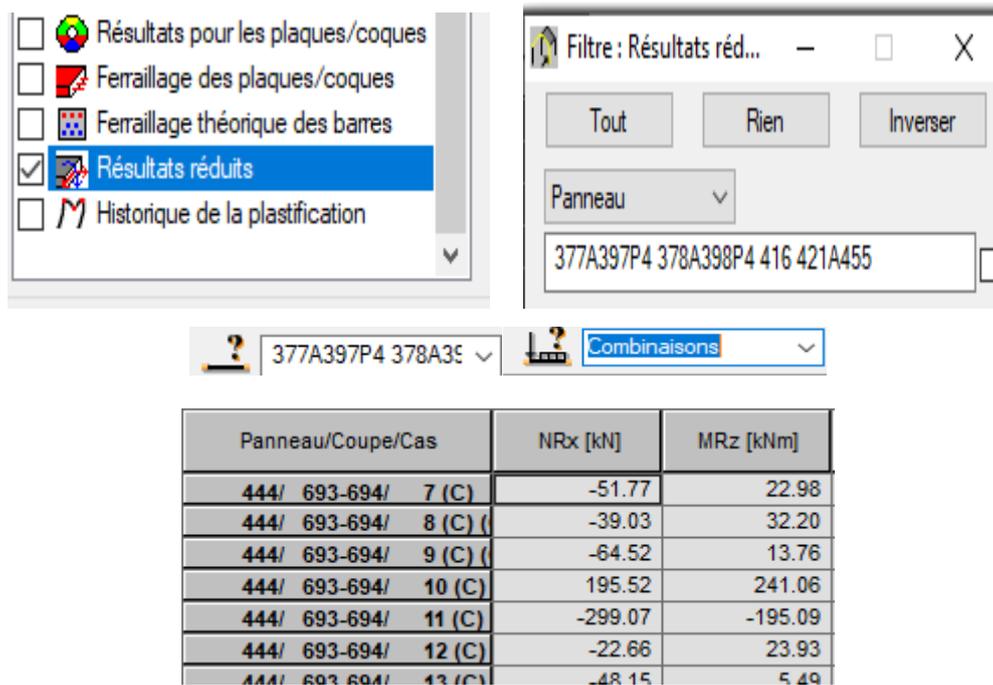


Figure V.3 : Etapes d'extraction des efforts pour les voiles.

V.3. Calcul des ferrillages :

- Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux :

Tableau V.1 : Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	F_{bc} (Mpa)	γ_s	F_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Combinaisons considérées dans les calculs :

- Combinaisons fondamentales [BAEL 91] : [1]

$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q & \text{à l'ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles [RPA 99 V2003] [2]

$$\begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

V.3.1. Ferraillage des poutres :

Comme on la déjà précisé dans paragraphe V.2, les poutres seront calculées en flexion simple, leurs ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel.

V.3.1.1. Recommandations et exigences du RPA :

a. Les armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]: [2]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante ;
 - 6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Pourcentage des armatures longitudinales

	0.5% bh	4% bh	6% bh
Poutre principale (30 × 45)	6.75	54	81
Poutre secondaire (30 × 40)	6	48	72

- La longueur minimale des recouvrements est de: 40Ø en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveaux des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (90°)

b. Les armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003]: [2]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\varphi \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $St < \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.1.2. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Exposé de la méthode de calcul :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 F_{bu}}$$

Ast: Section d'acier inférieure (tendue);

Asc: Section d'acier supérieure (comprimée);

Mu: Moment de flexion;

h : Hauteur de la section du béton ;

b : Largeur de la section du béton ;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendue

Deux cas peuvent se présenter lors du calcul d'une section rectangulaire :

1er cas : Section simplement armée A c = 0 :

$\mu < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$Ast = \frac{M_u}{\beta d \sigma'_{st}} \quad \text{ou bien : } Ast = \frac{M_{ACC}}{\beta d \sigma'_{st}}$$

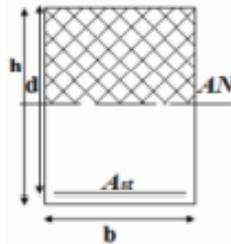


Figure V.4 : Section simplement armée.

2eme cas : Section doublement armée A c ≠ 0 :

$\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ les sections d'acier nécessaires seront données par les formules suivantes :

$$\text{Armature tendues : } Ast = \frac{M_1}{\beta d \sigma'_{st}} + Ast = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad ; \text{ avec : } M_l = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

Armature comprimée : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_{st}}$; avec : $\Delta M = M_u - M_1$ ou bien : $\Delta M = M_{ACC} - M_1$



Figure V.5 : Section doublement armée.

b. Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

Poutre Principal	My	Poutre Secondaire	My
Max	85.18	Max	73.15
Min	-103.15	Min	-89.12

c. Ferraillage des poutres :

• **Poutres principales:**

- **En travées:**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2F_{bu}} = \frac{85.18 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 18.48} = 0.104 < \mu_1 = 0.339 \Rightarrow \text{S. S.A} \Rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma'_{st}} = A_{st} = \frac{85.18 \times 10^3}{0.944 \times 40.5 \times 400} = 6.22 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2F_{bu}} = \frac{103.15 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 18.48} = 0.113 < \mu_1 = 0.339 \Rightarrow \text{S. S.A} \Rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma'_{st}} = A_{st} = \frac{103.15 \times 10^3}{0.954 \times 40.5 \times 400} = 6.66 \text{ cm}^2$$

• **Poutres secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2F_{bu}} = \frac{73.15 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.101 < \mu_l = 0.339 \Rightarrow \text{S. S.A} \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma'_{st}} = A_{st} = \frac{73.15 \times 10^3}{0.946 \times 36 \times 400} = 5.36 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2F_{bu}} = \frac{89.12 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 18.48} = 0.124 < \mu_l = 0.339 \Rightarrow \text{S. S.A} \Rightarrow \beta = 0.933$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma'_{st}} = A_{st} = \frac{89.12 \times 10^3}{0.933 \times 36 \times 400} = 6.63 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

- **ferroalliage des poutres principales (30×45) :**

Tableau V.3 : Ferraillage des poutres principales

poutre	M max (KN.m)	μ_b	Obs	B	Ast	Ferraillage	Aadoptée (cm2)
En travée	95.18	0.104	SSA	0.944	6.22	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)	8.01
Aux appuis	103..15	0.113	SSA	0.954	6.66	3HA14 (fil) + 3HA14 (chap)	9.24

- **ferraillage des poutres secondaire (30×40)**

Tableau V.4 : Ferraillage des poutres secondaires.

poutre	M max (KN.m)	μ_b	Obs	B	Ast	Ferraillage	Aadoptée (cm2)
En travée	73.17	0.101	SSA	0.946	5.36	3HA12 (fil) + 3HA12 (chap)	6.78
Aux appuis	89.12	0.124	SSA	0.933	6.63	3HA12 (fil) + 3HA14 (chap)	8.01

V.3.1.3. Recommandations du RPA :

- Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA / version 2003]**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

Tableau V.5 : Pourcentage total minimum des aciers

		A _{St}		A _{min}	Vérfications
Poutres principales (30×45)	En travée	8.01	17.25	6.75	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.24			
Poutres secondaires (30×40)	En travée	6.78	14.79	6	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01			

⇒ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b. Armatures transversales [Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003] : [2]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

Tableau V.6 : Calcul de l'espacement

		Calcul de S_t (cm) ²		$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage
Poutre Principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [11.25;14.4]	10	0.9	4HA8=2.01cm ²
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 22.5$	20	1.8	
Poutre Secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$	Min [10;14.4]	10	0.9	4HA8=2.01cm ²
	Zone courante $S_t \leq h/2$	$S_t \leq 20$	20	1.8	

c. Vérification au cisaillement [Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99] [2]

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } TT_u^{max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU};$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{Mpa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{Mpa} ; 5 \text{Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Tableau V.7 : Vérification au cisaillement.

Poutres	Efforts tranchants (KN)		b(cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observations
	T_{max}						
Principales	T_{max}	99.87	30	40.5	0.82	3.33	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	47.60	30	36	0.44	3.33	Condition vérifiée

d. Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton [Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99]:[1]

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

Tableau V.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Efforts tranchants (KN)		b(cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (MPa)	observations
	T_{max}						
Principales	T_{max}	99.87	30	40.5	25	729	Condition vérifiée
Secondaires	T_{max}	47.60	30	36	25	648	Condition vérifiée

- Influence sur les aciers [Art A.5.1.312 BAEL 91 modifié 99] : [1]

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si : $\left[T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right] < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 99.87 - \frac{95.18}{0.9 \times 0.405} = -161.25 < 0$

- Pour les poutres Secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 47.60 - \frac{73.17}{0.9 \times 0.36} = -178.23 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

[Art A.6.1.3 BAEL 91mod 99] : [1]

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

• **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{99.87 \times 10^3}{0.9 \times 405 \times 244.92} = 1.11 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

• **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{47.60 \times 10^3}{0.9 \times 360 \times 244.92} = 0.59 \text{ Mpa} \Rightarrow \tau_{se} = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C. V}$$

f. Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec $\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835$

○ Pour les $\emptyset 14$: $L_s = 49.38 \text{ cm}$

○ Pour les $\emptyset 12$: $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0.4 l_s$ pour les aciers HA.

○ Pour les $\emptyset 14$: $L_a = 19.75 \text{ cm}$

○ Pour les $\emptyset 12$: $L_a = 16.93 \text{ cm}$

V.3.1.4. Vérifications à L'ELS :

a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL [Art A.4.2.1]: [1]

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la C N F : $A_{st} \geq A_{CNF}$

Avec : $A_{CNF} \geq \frac{0.23bdft_{28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Tableau V.9 : Vérification de la condition de non fragilité du béton

		A _{st}	A _{CNF}	Vérifications
Poutres principales	En travée	8.01	1.46	Condition vérifiée
	Aux appuis	9.24	1.46	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	6.78	1.30	Condition vérifiée
	Aux appuis	8.01	1.30	Condition vérifiée

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] : [1]

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel Robot : $f' = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\begin{cases} f' = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} \\ f_{Robot} = 0.031 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow f_{Robot} = 0.031 < f' = 0.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

- Poutres secondaires :

$$\begin{cases} f' = \frac{l}{500} = \frac{415}{500} \\ f_{Robot} = 0.031 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow f_{Robot} = 0.031 < f' = 0.83 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principal et secondaire).

d. Vérification des contraintes :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

• **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) : [1]**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

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

Extrêmes globaux des moments à l'ELS :

Tableau V.10 : Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux

Poutres		Moments (KN.m)		Combinaison	Situation
Poutres principales	Travée	Mst	34.67	ELS	Courante
	Appuis	Msa	64.14	ELS	Courante
Poutres Secondaires	Travée	Mst	19.83	ELS	Courante
	Appuis	Msa	18.12	ELS	Courante

		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K ₁
P.P	Travée	34.67	13.18	98802.38	75.24
	Appuis	64.14	14.44	111675.5	41.97
P.S	Travée	19.83	13.44	85405.02	183.58
	Appuis	18.12	14.19	94501.13	202.84

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes à L'ELS.

		M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$	obc
P.P	Travée	34.67	8.01	0.558	75.24	0.944	128.83	348	4.62	15	C.V
	Appuis	64.14	9.24	0.659	41.97	0.954	205.38		8.29		C.V
P.S	Travée	19.83	6.78	0.741	183.58	0.946	69.77		0.38		C.V
	Appuis	18.12	8.01	0.855	202.84	0.933	55.19		0.27		C.V

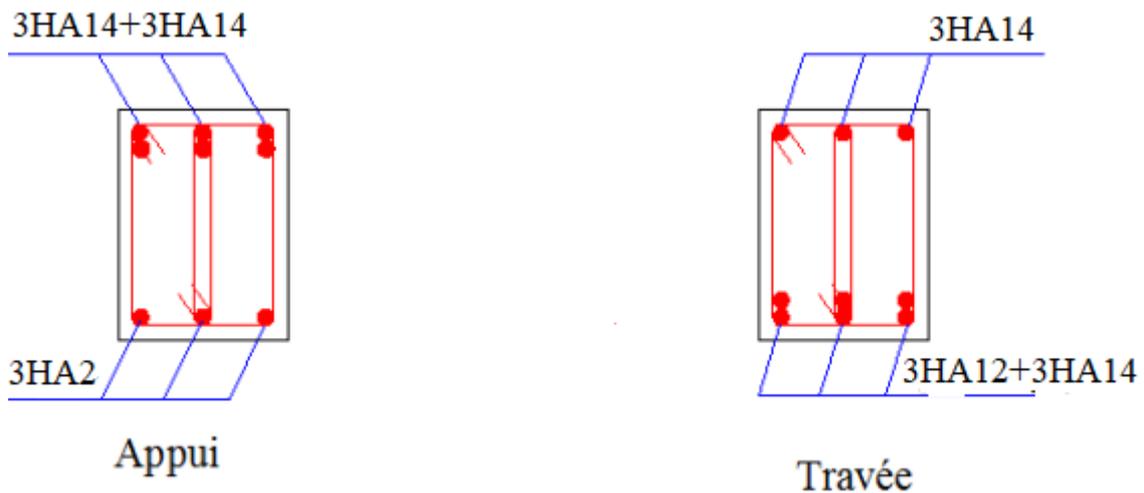


Figure V.6 : Schéma de ferraillage des poutres principales

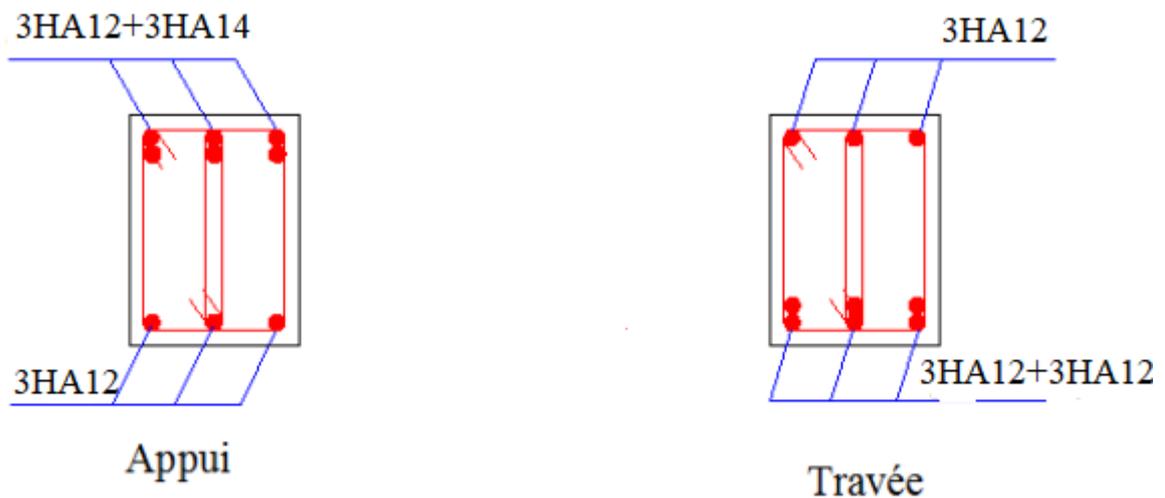


Figure V.7 : Schéma de ferraillage des poutres secondaire.

V.3.2. Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée, sont soumis aux efforts suivants :

- ❖ Efforts normaux 'N'.
- ❖ Moments fléchissants 'M'.
- ❖ Efforts tranchants 'V'.

En considérant les sollicitations suivantes :

- ❖ $N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $M_{max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- ❖ $N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

Avec :

- ❖ N_{max} : Effort normal maximum.
- ❖ N_{min} : Effort normal minimum.
- ❖ M_{max} : Moment maximum.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.12 : Coefficients de sécurité et contraintes caractéristiques

	γ_b	γ_s	σ_{bc} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	14.17	25	347.82
Situation accidentelle	1.15	1	18.5	25	400

V.3.2.1. Hypothèses de calcul

Fissuration peu préjudiciable.

Calcul en flexion composée.

Calcul suivant **BAEL91 mod.99. [1]**

- Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes:

Tableau V.13 : Sollicitations dans les poteaux.

	M^{\max}	N^{corr}	N^{\max}	M^{corr}	N^{\min}	M^{corr}
40x50	-97.01	527.28	1467.27	8.10	-260.97	-25.49

V.3.2.2. Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{\text{ser}}} \right)$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V.3.2.3. Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul :

Calcul excentricité :

1^{er} cas :

$$N^{\max} = 1467.27 \text{ KN}$$

$$M^{\text{cor}} = 8.10 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.10}{1467.27} = 0.005 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [3]

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max (2\text{cm} ; 1.22) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.5 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max (15 ; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.45} \leq \max (15 ; 20 \frac{0.025}{0.45}) \rightarrow 4.75 < 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [4]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

α : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{35.60}{11.12 + 35.60} = 0.76$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.76 \times 2) = 0.010 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.5 \text{ cm}$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = b.h.f_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875.5 \text{ KN}$$

$$M_2 = (1467.27 - 2875.5) \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) = -253.48 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$1467.27 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 2875.5 = 67.14 \dots \text{CNV}$$

$$\psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2875.5 \times 0.45 + 1467.27 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - 8.10}{(0.8571 \times 0.45 - 0.045) \times 2875.5}$$

$$\psi = 0.75 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple

:

$$M_{uA} = N_u \times e = 1467.27 \times 0.035 = 51.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 8.18 + A_1 = 8.10 + 1467.27 \left(0.405 - \frac{0.45}{2} \right) = 272.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{272.20 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.259$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73\text{‰}$$

$$\alpha_{limit} = \frac{3.5}{3.5 + 1.73} = 0.669$$

$$\mu_{limit} = 0.8 \alpha_{limit} (1 - 0.4 \alpha_{limit}) = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.259 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.233}) = 0.383$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4(0.336) = 0.84$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{272.20 \times 10^3}{0.84 \times 0.405 \times 347.82}$$

$$A_1 = 22.81 \text{ cm}^2$$

➤ 2^{eme} cas

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\min} = -260.97 \\ M^{\text{corr}} = -25.49 \end{array} \right.$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{-25.49}{-260.49} = 0.097m$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (40.5 - \frac{45}{2}) \Rightarrow 9.7cm < 18cm$$

$$M_u = +N_u(d - \frac{h}{2} + e_G) = -260.97 \times (0.405 - \frac{0.45}{2} + 0.097) = -77.50KN.m$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d-d')\sigma_s} = \frac{-25.49 \times 10^6}{(405-45)347.82} = -183.21mm^2 = -1.83cm^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{-260.97 \times 10^3}{347.82} + 183.21 = -567.09mm^2 = -5.67cm^2$$

$$A = A_1 + A_2 = -7.5cm^2$$

Calcul Amin :

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 10.5 \text{ cm}^2$$

➤ 3eme cas

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} : -97.01KN.m \\ N^{\text{corr}} : 527.28KN \end{array} \right.$$

Calcul excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{-97.01}{527.28} = -0.187m$$

Calcul de l'excentricité additionnelle ea: (BAEL A.4.3.5) [1]

$$e_a = \max\left[2cm, \frac{L}{250}\right] \Rightarrow e_a = \max[2cm, 1.22cm] = 0.02m$$

$$e_1 = e_0 + e_a = -16.7cm$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.14}{0.45} \leq (15; 20 \times \frac{-0.167}{0.45}) = 4. < \max(15; -6.68) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcule e_2 :

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [4].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{35.65}{35.65 + 11.12} = 0.76$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.06)^2}{10^4 \times 0.45} \times (2 + 0.76 \times 2) = 0.0096m$$

$$e_2 = 0.96cm$$

$$e = e_1 + e_2 = -15.74cm$$

il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 450 \times 450 \times 14.2 = 2875.5KN$$

$$M_2 = (527.28 - 2875.5) \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) = -462.54KN.m$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$527.28 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) - (0.337 \times 0.45 - 0.81 \times 0.045) \times 2875.5 = -258.06. KN.m.$$

$$\Psi = \frac{0.3754 N_0 h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\psi = \frac{0.3754 \times 2875.5 \times 0.45 + 527.28 \left(\frac{0.45}{2} - 0.045 \right) + 97.01}{(0.8571 \times 0.45 - 0.045) \times 2875.5}$$

$$\psi = 0.68 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple:

$$M_u = N_u \times e = 527.28 \times (-0.15) = -79.09KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = -79.09 + 527.28 \left(0.45 - \frac{0.5}{2} \right) = 26.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.36 \times 10^6}{450 \times 405^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_{bu} = 0.018 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.022) = 0.99$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{26.36 \times 10^3}{0.99 \times 0.405 \times 347.82} = 189.01 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_1 = 1.90 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

Tableau V.14 : Ferraillage longitudinal des poteaux

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A calculer	Amin (cm ²)	Choix des armatures	A adpt (cm ²)
Sous-Sol+RDC+5 etage	45×45	22.81	16	8HA20	25.13

V.3.2.4. Recommandations des règlements :

Armatures longitudinales :

Selon RPA version 2003 : [2]

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.8\% \leq \frac{A}{bh} \leq 6\% \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

- Le diamètre minium est de 12mm.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en (**Zone IIa**).
- La distance maximale entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en (**Zone IIa**).

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le RPA.

Tableau V.15 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon le RPA dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-Sol+RDC+5 étage	45×45	16	81	121.5

❖ Selon BAEL :

La section d'acier minimale

A_{min} = max (4cm de périmètre ; 0,2% . b . h).

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

$$A_{\min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d}$$

La section d'acier maximale :

$$A_{\max} = 5\% bh$$

Le tableau suivant résume le ferraillage minimal et maximal des poteaux selon le **BAEL** :

Tableau V.16 : Armatures longitudinales minimales et maximales selon **BAEL** dans les poteaux.

Niveau	Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
Sous-Sol+RDC+5 étage	45×45	10.5	101.25

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées suivant les règlements

BAEL91et RPA99.

❖ Selon le BAEL91 [1]

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

❖ Selon le RPA99 (art7.4.2.2) : [2]

Les armatures transversales sont calculées à partir de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

h : hauteur de la section brute.

T_u : effort tranchant de calcul.

f_e : contrainte limite élastique des armatures transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.14}{0.45} = 4.75 < 5$$

Donc :

$$\rho_a = 3,75.$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

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

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq 15\phi_l$$

Tableau V.17 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	L _r (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _{umax} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _{calc} (cm ²)	Choix	At (cm ²)
Sou-Sol+RDC+5 étage	45×45	2.14	4.28	3.7 5	199.02	N	10	2.44	8T8	4.02
						C	15	3.67		

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_t^{\max} \rightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.66 \dots\dots\dots CV$$

V.3.2.5. Vérifications :

a) Justification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l’effort tranchant à l’état limite ultime, elle est donnée par :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d}$$

T_u: L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b: Largeur de la section du poteau.

d: Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u: Contrainte de cisaillement.

τ̄_u: Contrainte limite de cisaillement du béton. La valeur de la contrainte τ̄_u doit être limitée aux valeurs suivantes :

❖Selon BAEL99[1]

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,15f_{c28} , 4 MPa) = 2,5 MPa$$

❖Selon RPA99 v 2003[2]

$$\overline{\tau} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\left[\begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \quad si \quad \lambda_g > 5 \\ \rho_b = 0,04 \quad si \quad \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

Avec :

λ : L'élancement du poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Justification de la contrainte de cisaillement

Section (cm ²)	T _{umax} (KN)	τ_u (Mpa)	$\overline{\tau_{ad}}$ (Mpa)	ρ_a	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Observation
45×45	1273.31	0.70	2.5	0.075	1.875	Condition vérifier
				0.04	1	

Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de $L_r = 40\phi_{1\max}$ en zone **IIa**.

Pour :

$b \times h$ (cm ²)	45×45	45×45
$\phi_{1\max}$ (mm)	20	16
$40\phi_{1\max}$	80	64

b) Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 2.14m$ et un effort normal égal 1874.94KN.

$$N_u \leq \overline{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [4]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x ; \lambda_y)$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.14m$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b} = 18.51 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.80$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1849$$

$$A = 18.24 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.80 \left[\frac{0.1829 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 24.63 \times 10^{-4} \frac{400}{1.15} \right] = 3387.57 \text{ KN}$$

$$1467.27 \text{ KN} < 3387.57 \text{ KN}$$

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par

$$\delta_{bc1;2} \leq \bar{\delta}_{bc}$$

$$\delta_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy}} V$$

$$\delta_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy}} V'$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{S}$$

$$V' = h - V$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V' - d') + 15(V - d)^2$$

$$\bar{\delta}_{bc} \leq 0.6 f_{c28}$$

Tableau V.19 : Vérification vis-à-vis de l'E.L. S

Niveaux	Sou-SOL+RDC+5 étage
D	40.5
A	24.63
V	32.61
V'	27.33
I _{yy}	0.029
N _{ser}	1061.48
M _{ser}	24.48
M _{serG}	105.25
δ_{bc1} (MPa)	9.45
δ_{bc2} (MPa)	1.8
$\overline{\delta}_{bc}$ (MPa)	15
Vérification	CV

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_i$

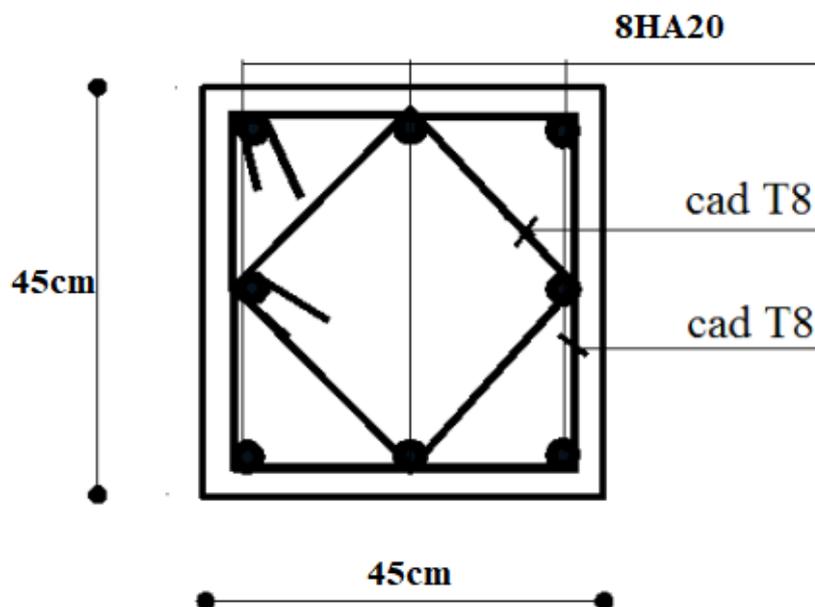


Figure V.8 : Schéma de ferrailage de poteau

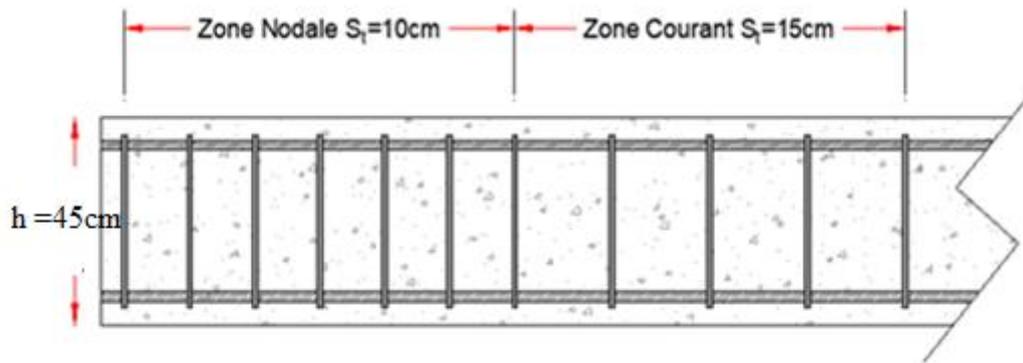


Figure V.9 : Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.3.3. Ferrailage des voiles :

V.3.3.1. Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme. Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

V.3.3.2. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto-stables.
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par les voiles dont le but est assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales.

V.3.3.3. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assure la stabilité des constructions non auto-stables vis-à-vis des charges horizontales et de transmettre jusqu'au sol.
- Augmente la rigidité des constructions, car les déformations excessives sont sources des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3.4. Avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existants. Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques.
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.3.3.5. Combinaisons des actions :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V2003) et le BAEL 99, les combinaisons des actions ont considéré pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Selon le BAEL91 [1] : $\{G + Q \pm E$
 $0.8G \pm E$
- Selon le RPA 99 [2] : $\{1.35G + 1.5Q$
 $G + Q$

V.3.3.6. Recommandations du RPA99 [2] :**a. Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/V2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% 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.
- Si des efforts importants des compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

b. Aciers horizontaux :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces des voiles
- Elles doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c. Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est : $A_{min} = 0.15 \%$ section globale du voile. $A_{min} = 0.1 \%$ zone courante.
- L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$.
- Diamètre des barres (horizontales et verticales) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile. Le calcul se fera pour des bandes verticales, dont la largeur, d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min(h_e, 2L/3)$$

L' : est la longueur de la zone comprimée.

- **Longueur de recouvrement :**

$L_r = 40$: En zone qui peut être tendue.

$L_r = 20$: En zone comprimée sous toutes les combinaisons.

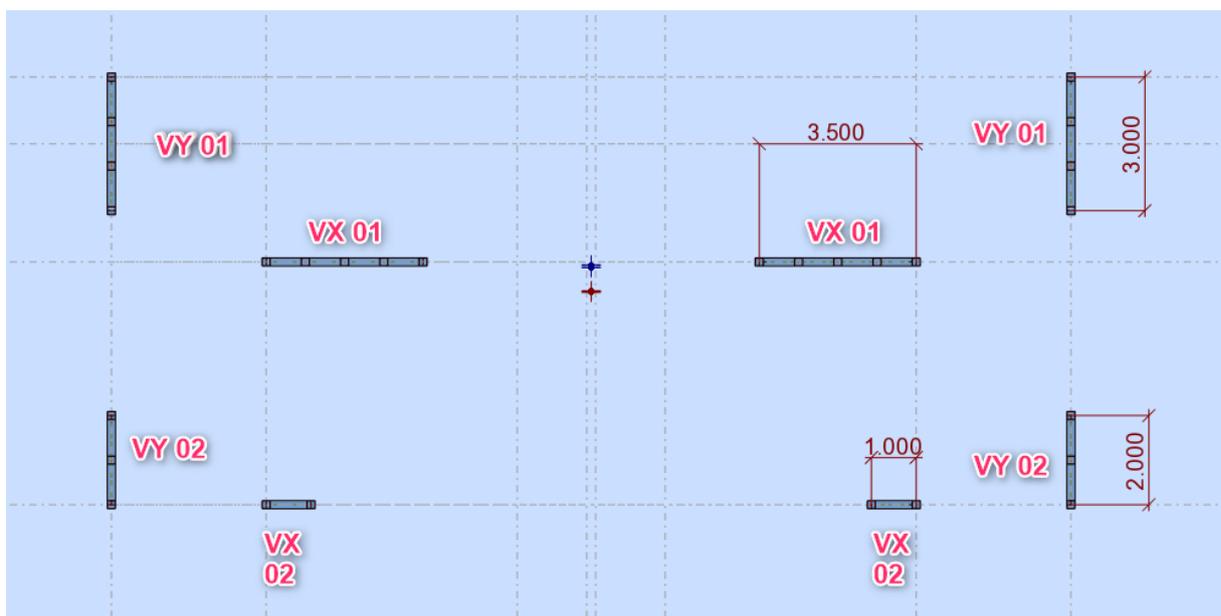
d. Disposition des voiles :

Figure V.10 : Disposition des voiles

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) et pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « **formule de Navier Bernoulli** »:

Avec :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I} \quad \sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

N : effort normal agissant sur le voile considéré.

M : moment de flexion agissant sur le voile considéré.

I : moment d'inertie du voile considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans les sens du plan moyen.

➤ **Détermination des sollicitations sous les combinaisons :**

Nous exposerons un exemple de calcul pour les voiles du niveau RDC (Groupe 1), et le reste des résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$I = \frac{e \times l^3}{12}$$

$$B = e \times l$$

$$V = \frac{h}{2}$$

e. Armatures verticales :

Nous allons déterminer les contraintes sollicitant le voile selon la formule suivante :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} + \frac{M \times Y}{I}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{A} - \frac{M \times Y}{I}$$

On remarque qu'on a juste les contraintes de compression alors notre section est entièrement comprimée. Le calcul se fera pour des bandes verticales, dont la largeur d est déterminée à partir de : (RPA Article 7.7.4) [2]

- Les résultats de calculs des armatures longitudinales sont affichées dans les tableaux ci-dessous:
- On a trois types de voile leurs Caractéristiques géométriques sont affichées dans le tableau suivant

Tableau V.20 : Caractéristique géométrique des voiles.

	L(m)	e (m)	V(m) = l/2	B(m ²) = L*e	I(m ⁴) = e (L ³ /12)
Voile X 1 : (L=3.5 m) (e=0,20m)	3.5	0,20	1.75	0.7	0.71
Voile X 2 : (L=1.00m) (e=0,20m)	1.00	0,20	0.5	0.2	0.016
Voile Y1 : (L=3.00 m) (e=0,20m)	3.00	0,20	1.5	0.6	0.45
Voile Y2: (L=2.00 m) (e=0,20m)	2.00	0.20	1	0.4	0.13

La quantité d'armatures verticales nécessaires pour R+5+SS ,é est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Calcul des sections d'armature verticale

	Cas	N(KN)	M (KN.m)	V _{max}	σ_a KN	σ_b KN	AS (cm ²)
Voile X1	N _{max} M _{corr}	2479.34	1980.92	458.26	8424.46	-1340.63	6.35
	N _{cor} M _{max}	2479.34	1980.92	//	8424.46	-1340.63	6.35
	N _{min} M _{cor}	70.02	183.70	//	552.81	-352.75	2.95
Voile X2	N _{max} M _{cor}	993.545	72.08	35.84	7220.225	2715.225	4
	N _{cor} M _{max}	263.92	72.90	//	3597.725	-958.525	7.10
	N _{min} M _{corr}	-12.565	27.7	//	802.8	-928.45	1.86
Voile Y1	N _{max} M _{corr}	1133.13	1482.76	329.27	6831.08	-3053.98	35.40
	N _{cor} M _{max}	320.99	1523.11	//	5612.01	-4542.05	23.26
	N _{min} M _{corr}	-79.19	46	//	21.35	-285.31	0.1
Voile Y2	N _{max} M _{cor}	1069.89	525.01	126.9	6713.26	-1363.81	27.88
	N _{cor} M _{max}	1069.01	525.01	//	6711.06	-1366.01	27.88
	N _{min} M _{cor}	53.91	16.41	//	261.005	8.54	2.52

On prend le max entre (A_s , A_{RPA} , A_{BAEL}) pour le choix de la quantité nécessaire des armatures verticales :

BAEL

$$P.C \rightarrow A_{min} \geq \left(0.23B \times \frac{ft28}{fe}; 0.05 \times B \right)$$

$$E.C \rightarrow A_{min} \geq \left(4 \times p; \frac{0.2 \times B}{100} \right)$$

$$P = e \times l$$

RPA

$$P.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times lt \times e$$

$$E.C \rightarrow A_{s \min} = 0.2\% \times lc \times e$$

Tableau V.22 : Choix des armatures verticales

L (m)	LT(m)	A_{RPA} , (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_s (calcule) (cm ²)	A adopté (cm ²)	Choix des barres	Espacement (cm)
3.5	3.01	1.96	14	6.35	14.07	7HA16	30
1	0.78	0.88	4	7.10	8.04	4HA16	30
3	2.07	3.72	12	35.40	36.19	18HA16	30
2	1.66	1.36	8	27.88	28.15	14HA16	30

- Les résultats de calculs des armatures horizontales sont affichées dans les tableaux ci-dessous:

$$Ah = \frac{\tau u \times e \times st}{0.8 \times fe} \rightarrow \tau u = \frac{1.4 \times vd}{e \times d}$$

$$A = 0.15\% \times e \times l$$

$$St = \min(1.5 \times e \bullet 30cm)$$

Tableau V.23 : Choix des armatures horizontales

	A_{BAEL} (cm ²)	A_H (cm ²)	Choix des barres	A_{adp} (cm ²)	Espacement(cm)
Voile X1 (L=3.5m) (e=0.20m)	10.5	0.60	14HA10	11.00	30
Voile X2 (L=1m) (e=0.20m)	3	0.047	4HA10	3.14	30
Voile Y1 (L=3 m) (e=0.20m)	9	0.43	12HA10	9.42	30
Voile Y2 (L=2m) (e=0.20m)	6	0.17	14HA8	7.04	30

- Vérification a l'état limite ultime (ELU) :
- Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99 (art 7.7.2) à : [2]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 \times d} \rightarrow \bar{v} = 1.4 \times v$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5MPa$$

Ou :

b : Epaisseur de voile ; d : hauteur utile d=0.9h ; \bar{v} : L'effort tranchant. Selon BAEL : [2]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau = \frac{vu}{b_0 \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

Tableau V.24 : Calcule et Vérification la contrainte de cisaillement

Voile L (m)	V(KN)	\bar{V}	B_0	D	τ_{bael}	τ_{rpa}	$\bar{\tau}_{bael}$	$\bar{\tau}_{rpa}$	Observations
L = 3.5	458.26	641.564	0,20	3.15	0.77	1.01	2,5	5	Vérifier
L= 1	35.84	50.176	0,20	0.9	0.20	0.27	2,5	5	Vérifier
L = 3	329.27	469.78	0,20	2.7	1.82	1.18	2,5	5	Vérifier
L= 2	126.9	177.66	0.20	1.8	0.35	0.49	2.5	5	Vérifier

Schéma du ferraillage :

Comme un exemple de schéma du ferraillage, on a choisi le voile Y1:

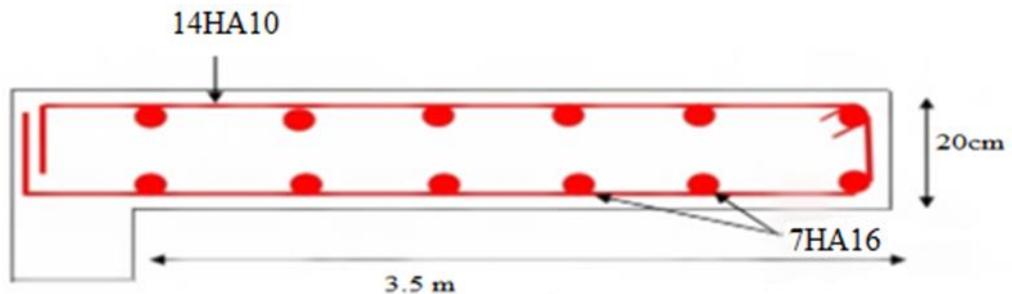


Figure V.11 : Schéma de ferraillage du voile.

V.4. Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Dans la détermination des ferraillages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillages obtenus par logiciels de calcul (ROBOT) ainsi que le ferraillage minimum préconisé par les règles parasismiques Algériennes.

CHAPITRE VI :
Analyse statique non linéaire

VI.1. Introduction

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue principalement pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, ainsi que la performance des structures non bâties, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à l'effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité de la structure.

La détermination de la performance sismique des structures par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher le plus du comportement réel, il est fortement nécessaire de prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique. Pour cette raison notre étude de la performance sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire (Pushover) par l'utilisation de logiciel SAP 2000.

VI.2. Définition de l'analyse non linéaire :

L'analyse non linéaire dite l'analyse Pushover est une procédure statique non-linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales (seisme) suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure [5]. La méthode (Pushover) est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur. Les résultats de cette analyse peuvent être représentés sous forme d'une courbe (figure 1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

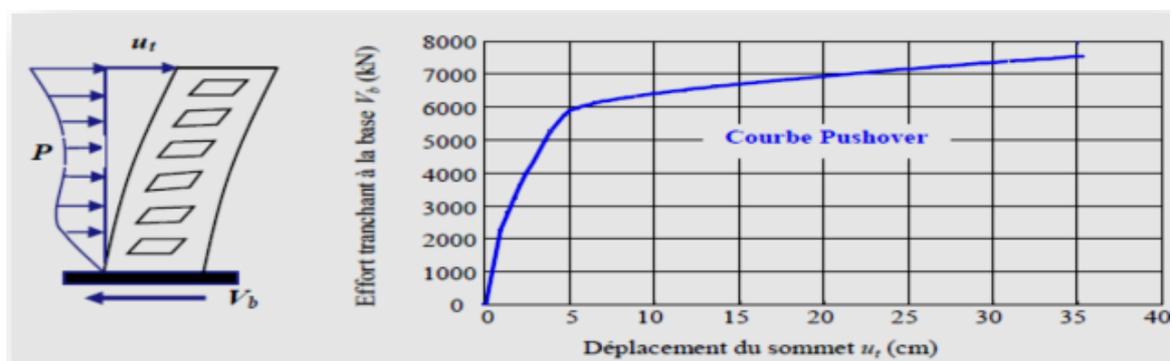


Figure VI.1 : Courbe de capacité d'une structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$).

VI.3. Principe de l'analyse non linéaire Pushover :

Le principe de l'analyse non linéaire Pushover consiste à superposer la courbe qui représente la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en chargement latéral progressif (pushover) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse) [6]. L'intersection de ces deux courbes évaluées à partir des considérations qui vont suivre représente un (point de performance) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique (Figure .2).

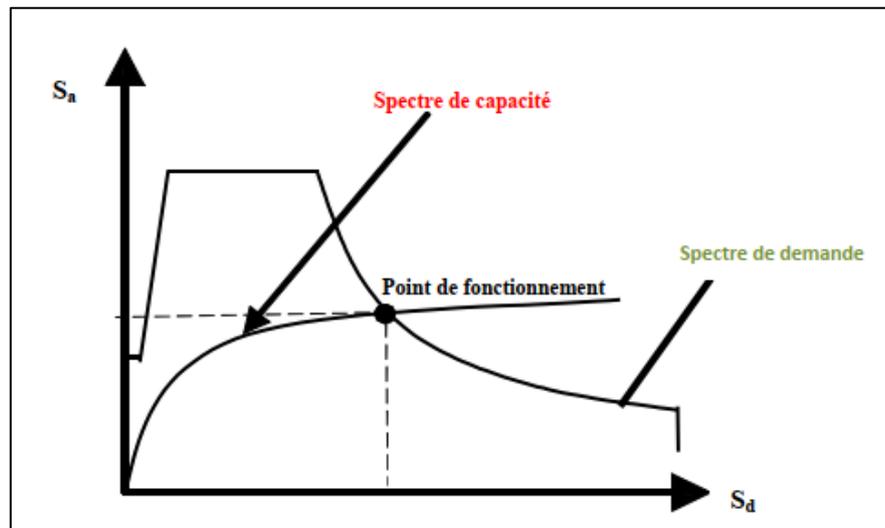


Figure VI.2 : Détermination du point de performance.

Le but de cette analyse non linéaire est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et de déplacements dans les éléments de la structure et de suivre le développement des mécanismes de ruines dans les éléments ainsi que l'évaluation des dommages structuraux. Elle permet d'estimer les déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol. Elle permet de déterminer les sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

VI.4. Niveaux de dommages :

L'augmentation des charges appliquée sur une structure quelconque entraîne une plastification des zones critiques qui provoquent la ruine de la structure, en effet, la structure subit plusieurs niveaux d'endommagement avant la ruine totale, ces niveaux d'endommagement peuvent être présentés se forme d'une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de

plastification et déformation plastique après plastification (Figure 3). Cette courbe se compose de cinq points essentiels.

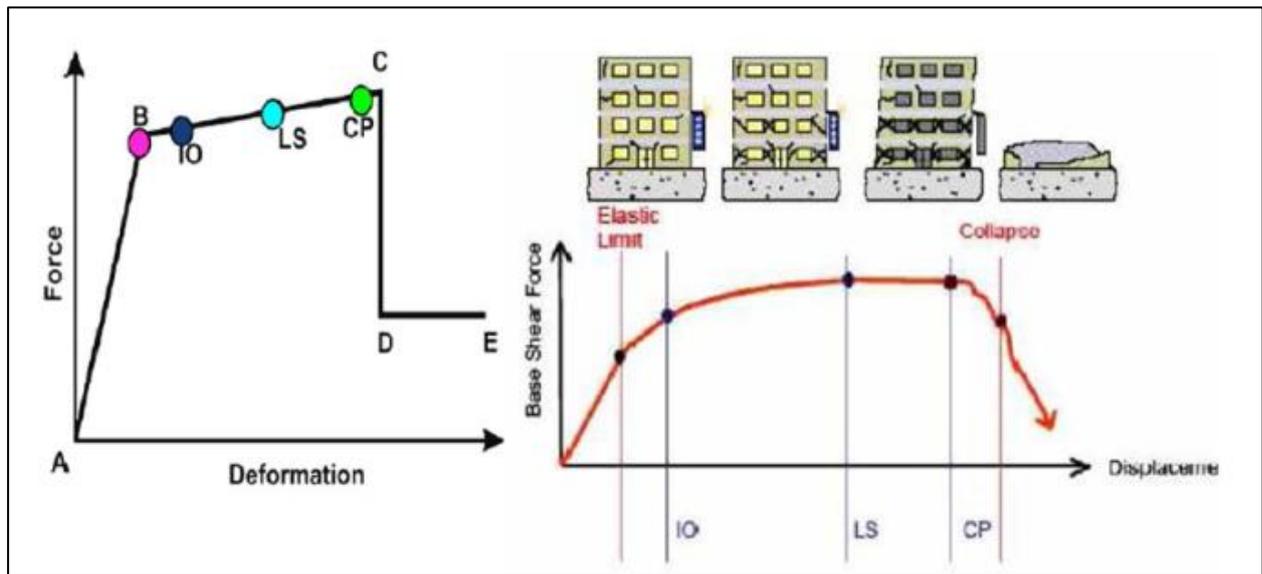


Figure VI.3 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

Le point (A) représente l'origine.

Le point (B) représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse push over.

Le point (D) représente la résistance résiduelle pour l'analyse push over.

Le point (E) représente la rupture totale des éléments.

Selon FEMA-273 [7]:

VI.4.1. Le niveau IO (Immediate Occupancy) :

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieure au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

VI.4.2. Le niveau LS (Life Safety) :

Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est important, mais il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants à l'intérieur qu'à l'extérieur

de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdite jusqu'à réparation.

VI.4.3. Le niveau CP (Collapse Prevention) :

Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances des chargements latéraux, il est impératif pour les éléments principaux des systèmes de résistance aux forces de gravité doit continuer à résister. Il peut exister un grand danger à cause de la chute des débris structurels et il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritairement il est inutilisable, par l'existence de répliques. Qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

VI.5. Application de la méthode Pushover

On applique la méthode statique non linéaire sur notre structure par l'utilisation de logiciel SAP 2000, dans le but de déduire le point de performance afin de trouver le nombre nécessaire des rotules plastiques pour atteindre la ruine de la structure. Il est nécessaire de signaler que la structure a été déjà modélisée linéairement sous chargement vertical et horizontale par l'utilisation de logiciel ROBOT (Chapitre IV).

La figure 4 présente le modèle de la structure introduit dans le SAP 2000.

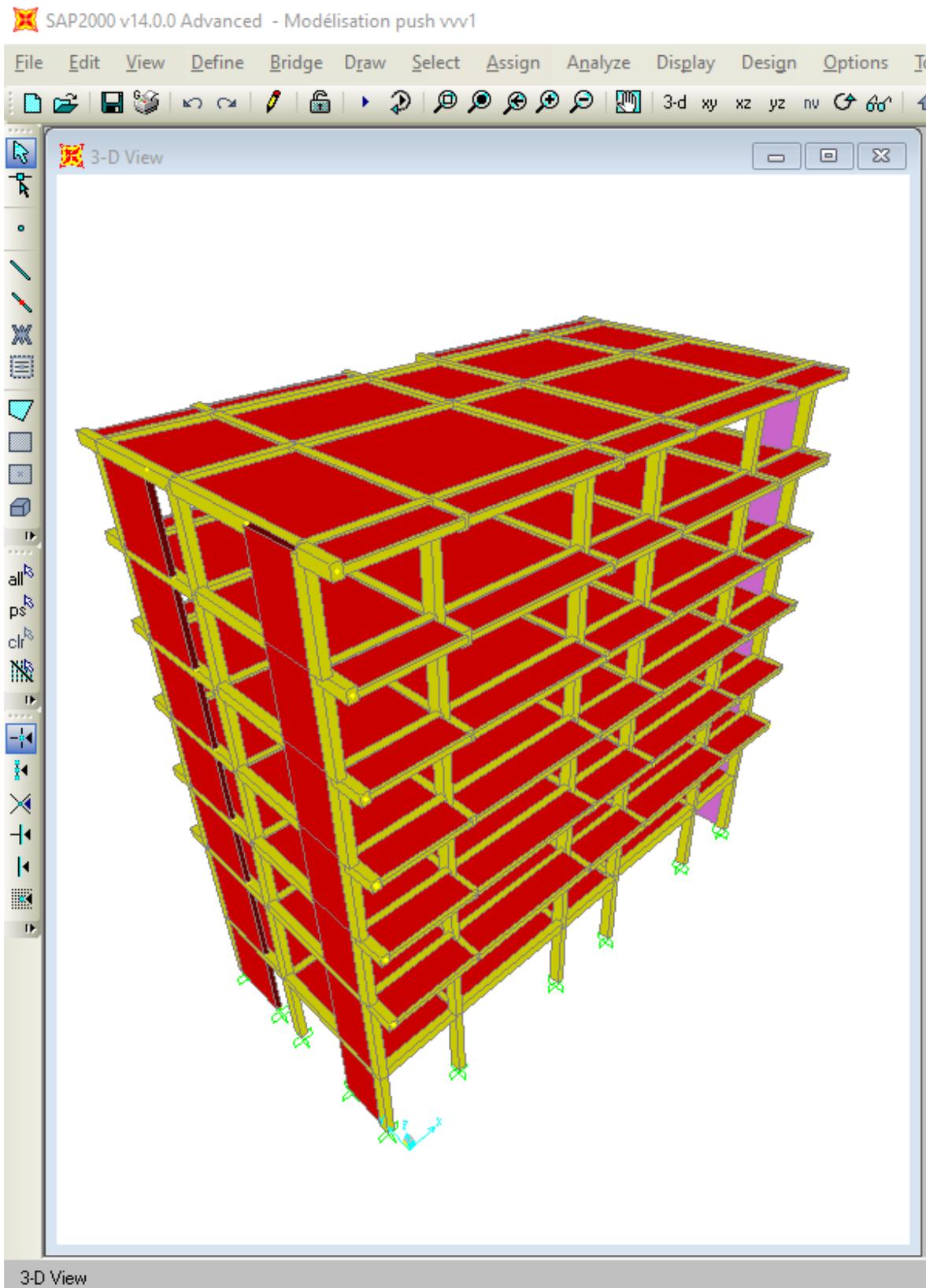


Figure VI.4 : Vue en 3D de la structure sous logiciel SAP 2000.

VI.5.1. Comportement non linéaire des éléments structuraux :

Les éléments porteurs (poutres et poteaux) sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires. Cependant, l'introduction des rotules plastique au niveau des

sections critiques des éléments traduisant le comportement non linéaire de ces sections qui peuvent se plastifier sous chargement important. Les rotules plastiques des déformations irréversibles dans les zones qui sous sollicitation sismique perdent leurs capacités de résistance et deviennent une sorte d'articulation permettant la rotation de l'élément.

VI.5.2. Introduction des rotules plastiques :

Les rotules plastiques sont introduites au niveau de deux extrémités des éléments porteurs sous sollicitation des moments et effort tranchant selon les directions de chargement (Figure. 4).

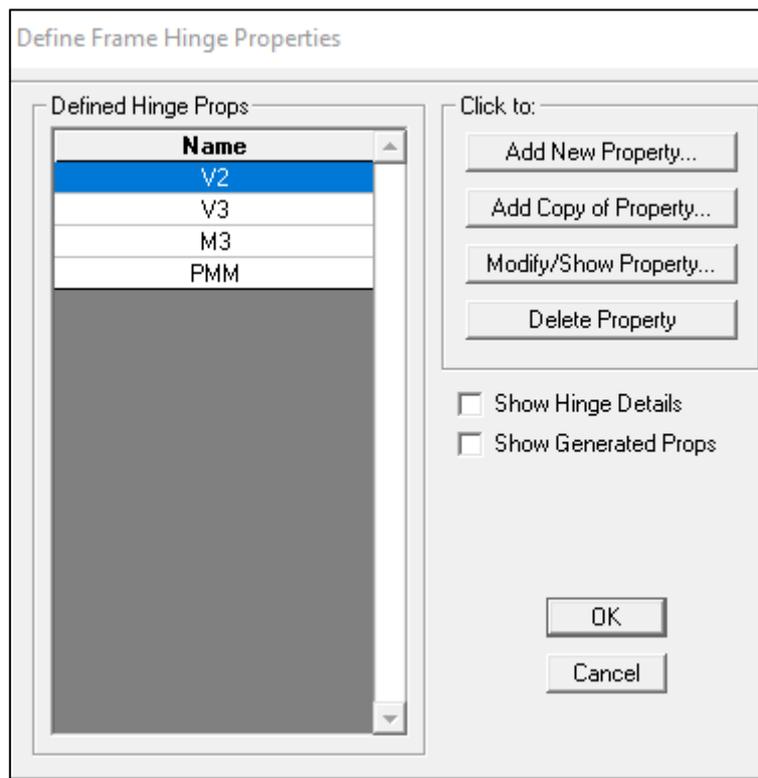


Figure VI.5 : Création des rotules plastiques

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel SAP 2000 sont extraites des règlements américains ATC40 et FEMA273, ainsi que, pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation (Figure 5).

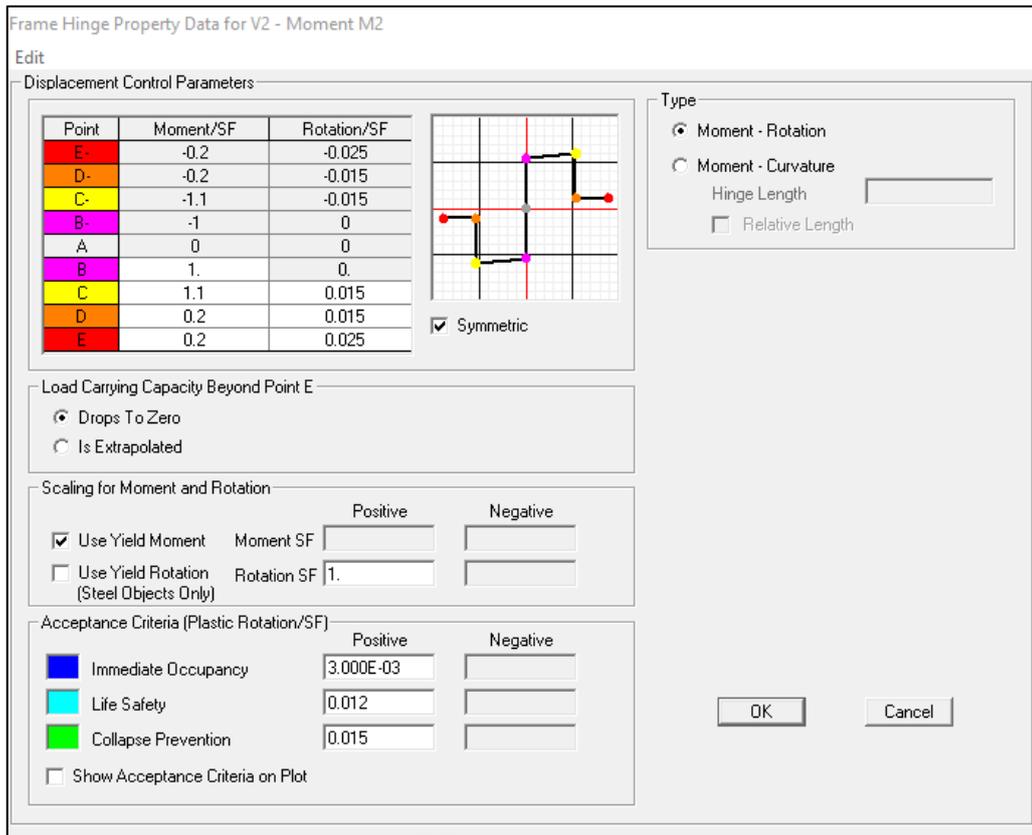


Figure VI.6 : Rotule de flexion M3

VI.5.3. Définition du chargement de l’analyse PUSHOVER :

On applique sur la structure une force latérale incrémentée (sens x et sens Y) de façon progressive jusqu’à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (analyse en mode ‘‘Déplacement contrôlé’’). Ce type d’analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l’augmentation des charges pendant l’analyse est susceptible de provoquer l’instabilité de la structure (Figure. 7).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH XXXX [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	push x	1.
Load Pattern	push x	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]
- Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: [Default] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure VI.7 : Définition du chargement de l'analyse PUSHOVER (sens X).

VI.6. Résultats de l'Analyse :

Les analyses pushover sont effectuées en considérant deux distributions des charges latérales, à savoir : distributions modale et uniforme. On présente, pour le bâtiment étudié, d'abord les courbes de capacités dans les deux directions sismiques, à savoir : directions X-X et Y-Y. Ces courbes de capacité donnent l'effort tranchant à la base du bâtiment en fonction de son déplacement latéral en tête. Ensuite, on montre et on analyse les mécanismes de ruines du bâtiment.

VI.6.1. Courbe de capacité sens X-X

L'application d'une charge horizontale sur la structure entraîne un déplacement de l'ensemble des éléments. Ce déplacement augmente avec l'augmentation de la hauteur de la structure. En effet, la figure 8 présente la courbe de l'effort tranchant à la base en fonction de déplacement au sommet de la structure étudiée.

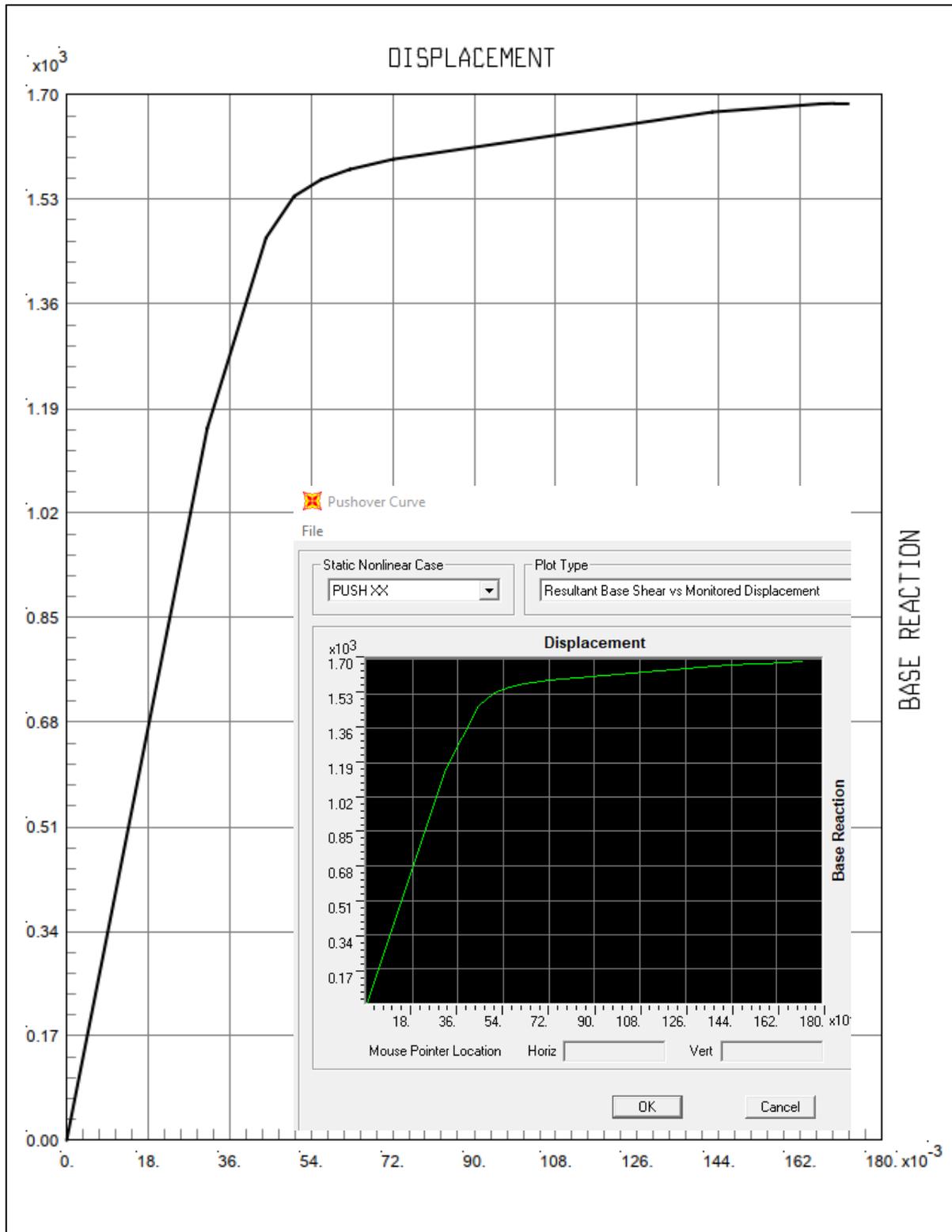


Figure VI.8 : Courbe Pushover : l'effort tranchant e en fonction du déplacement (sens X-X).

On remarque que la courbe Pushover basée sur l'analyse non linéaire de notre structure se compose de zones principales : la première zone se caractérise par un déplacement réversible traduisant le comportement élastique des éléments structuraux et la structure est stable. Cette zone élastique est limitée par une valeur maximale de l'effort tranchant de l'environ de 1530 KN qui

correspond à un déplacement de 4.7 cm. La deuxième zone qui représente une pente plus faible par rapport à la première zone traduisant le comportement non élastique des différents éléments structuraux. Il est certainement possible qu'il existe des éléments ayant subi des dommages et des fissures dus à la formation des rotules plastiques dans les sections critiques (parties nodales au niveau des poutres et des poteaux).

- **Courbe de performance (sens X-X)**

Le traçage de la courbe de performance sous l'analyse non linéaire permet de déduire le point de performance de la structure sous chargement verticale et horizontale. Ce point est déterminé par la superposition de la courbe capacité au spectre élastique amorti à 5% en suivant la procédure B de l'ATC 40 (Figure. 9). Ainsi que le spectre élastique peut être déterminé avec les 2 coefficients C_a et C_v comme décrit dans la norme ATC 40 qui est intégrée dans le logiciel SAP 2000. En plus la corrélation peut être faite entre l'ATC 40 et le RPA 99/2003 pour trouver les valeurs de C_a et C_v que l'on peut trouver dans le tableau 01 [4] :

Tableau VI.1 : Valeurs de C_a et C_v caractérisant le type de sol et la zone sismique.

Classe de Sol	Zone Sismique	Coefficient d'accélération A	C_a	C_v
S1 Site rocheux	III	0,25	0,25	0,25
	II	0,2	0,2	0,2
	I	0,1	0,1	0,1
S2 Site ferme	III	0,25	0,29	0,38
	II	0,2	0,24	0,32
	I	0,1	0,14	0,19
S3 Site meuble	III	0,25	0,32	0,47
	II	0,2	0,28	0,4
	I	0,1	0,17	0,25
S4 Site très meuble	III	0,25	0,35	0,74
	II	0,2	0,34	0,64
	I	0,1	0,25	0,38

Pour notre structure : $C_a = 0.28$, $C_v = 0.4$. Ces valeurs sont introduites au logiciel SAP 2000 pour déduire le point de performance (Figure. 9).

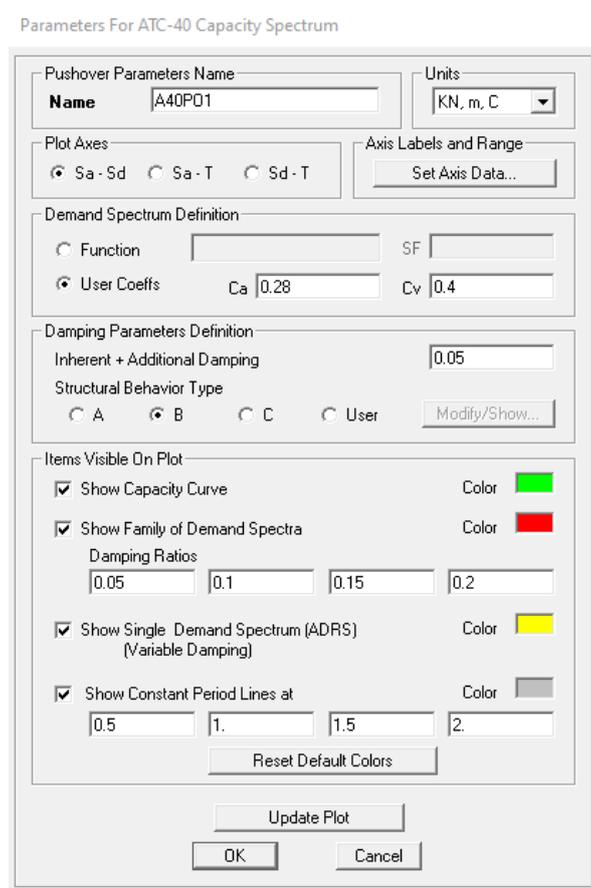


Figure VI.9 : Critère de point de performance ATC 40.

La courbe de performance indique que le point de performance de la structure étudiée est ($V=1642\text{KN}$; $D=11.5\text{cm}$). Ce point de performance est plus important aux valeurs calculées par la méthode statique linéaire effectuée par logiciel ROBOT (Chapitre IV).

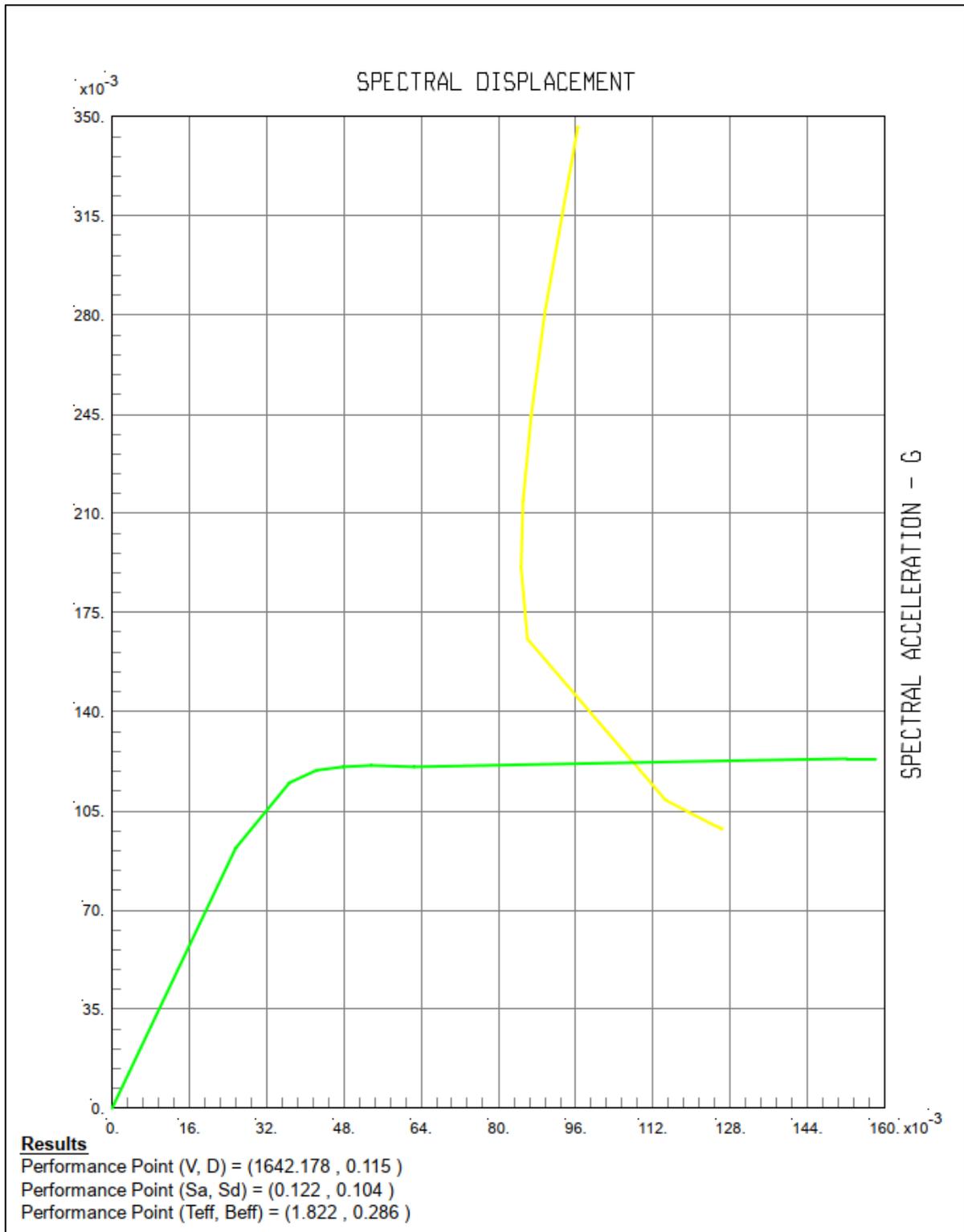


Figure VI.10 : Courbe de performance sens X-X.

Le point de performance est situé dans la deuxième zone de la courbe Pushover (Effort tranchant ; Déplacement) ce qui montre qu'il existe des parties plastifiées dans la structure et les rotules plastiques est en cours de formation. La figure 10 présente l'évolution des rotules plastiques avec l'augmentation de chargement de la structure étudiée. L'Etape 12 sur la figure 11 qui contient

plusieurs rotules plastiques correspondantes au point de performance (au-delà de ce point, la structure est considérée endommagée et elle ne peut supporter aucune charge supplémentaire).

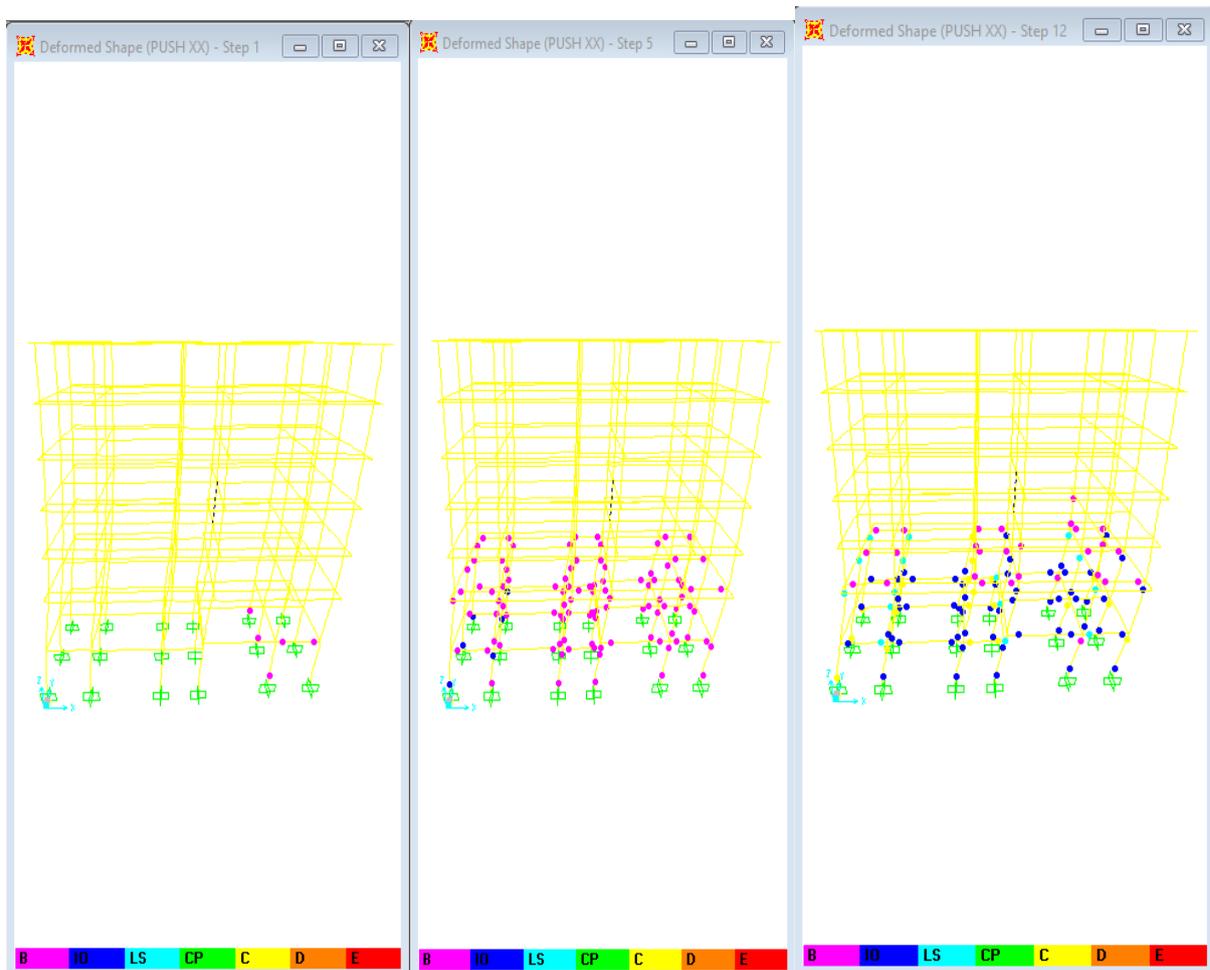


Figure VI.11 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens X-X (3D).

- **Courbe de performance (sens Y-Y)**

Notre structure étudiée peut subir des charges latérales dans plusieurs directions. En effet la figure 11 présente la courbe de l'effort tranchant à la base en fonction de la d déplacement au sommet de la structure. Il est apparait clairement sur la figure 11 que le structure présente un comportement élastique avec un déplacement réversible pour un certain temps de chargement, l'augmentation de la charge latérale entraine certainement des déformations irréversibles traduisant le comportement plastique des éléments structuraux.

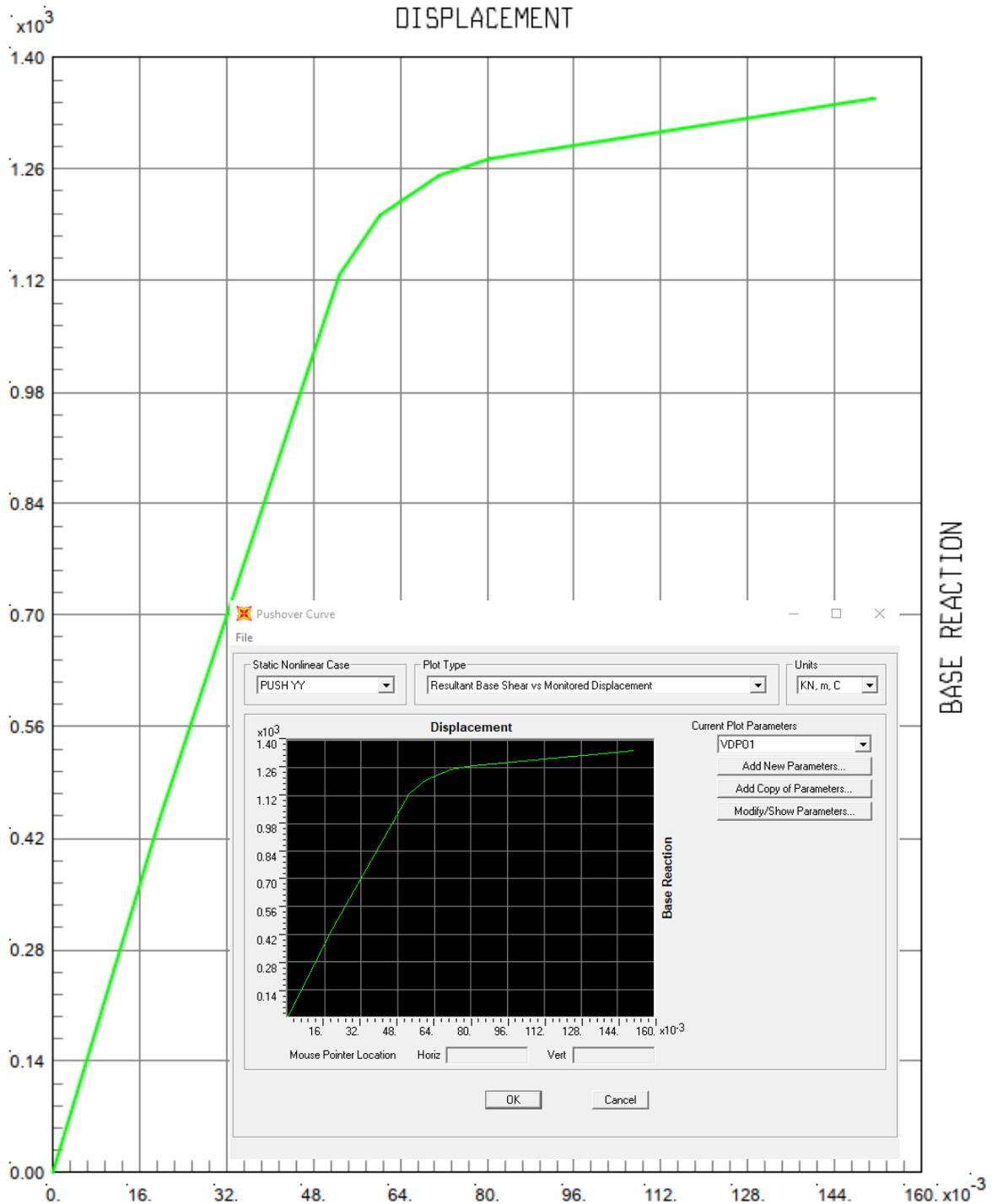


Figure VI.12 : Courbe Pushover : l’effort tranchant en fonction du déplacement (sens Y-Y).

Il est fortement nécessaire de signaler que le comportement irréversible des déformations de la structure entraîne par la suite la formation des rotules plastiques qui provoquent la ruine de la structure. Selon l’analyse Pushover, notre structure présente un comportement plastique pour un déplacement au sommet est de l’environ de 5.44 cm (Figure.11) correspondant à un effort tranchant à la base de 1120 KN.

La courbe de performance dans le sens Y-Y présentée dans la figure 12 permet de déduire l'effort tranchant qui correspond au point de performance. Cet effort est de l'envron de 1335KN. Au-delà de cette valeur limite, la structure atteint la ruine complète avec la formation d'un nombre important des rotules plastique au niveau de plusieurs étages (Figure 12).

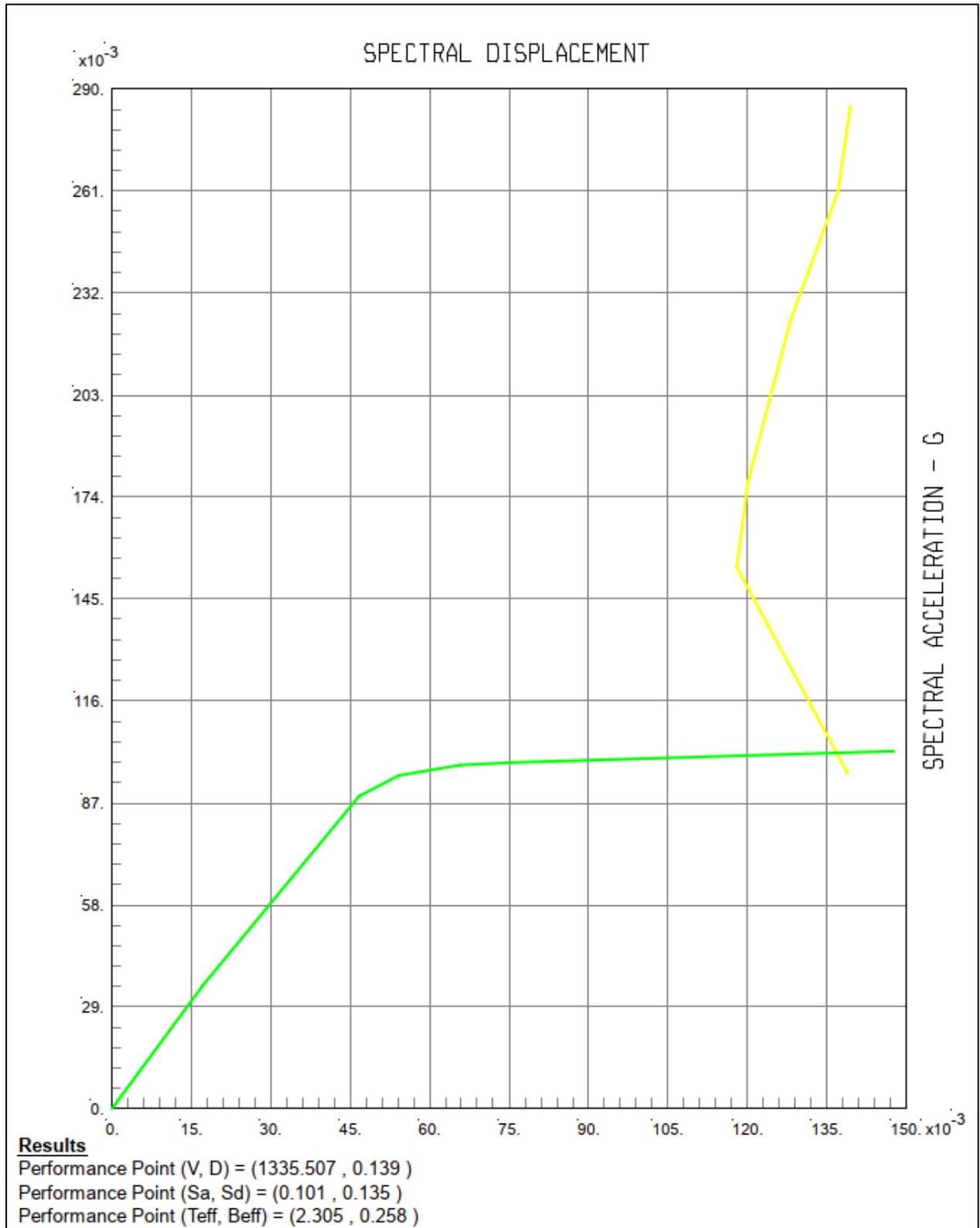


Figure VI.13 : Courbe de performance sens Y-Y.

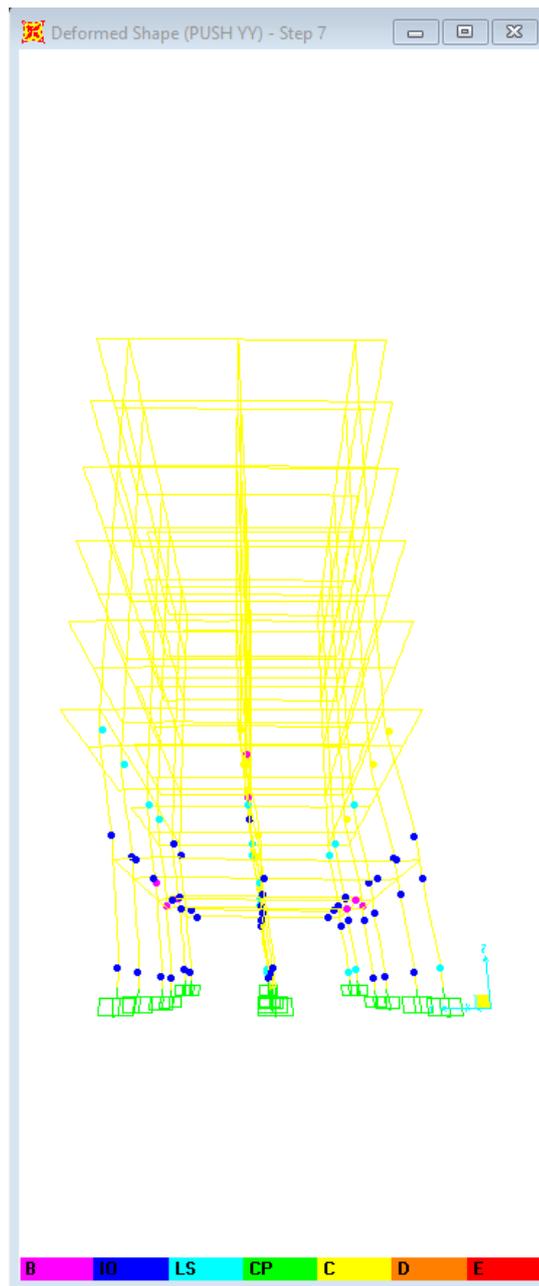


Figure VI.14 : Rotule plastique correspondant au point de performance, sens Y-Y (3D).

VI.7. Conclusion :

Une analyse statique non linéaire a été effectuée dans ce chapitre dans le but de déduire la performance structurelle de notre bâtiment. Les résultats obtenus montrent que la structure atteint la ruine lorsque les déformations des éléments structuraux atteignent la limite élastique et les déformations deviennent irréversibles. La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple.

Conclusion Générale

Conclusion générale

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation de MASTER et surtout d'apprendre et de comprendre les différentes techniques de calcul et de conception d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels de modélisation des structures.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants :

- Le prédimensionnement des éléments structuraux doit être effectué selon les règlements en vigueur, ce qui oblige parfois de changer les plans architecturaux.
- Tous les éléments de la structure, que ce soit structuraux ou non structuraux doivent être englobé dans la modélisation, et ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Actuellement, les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction moderne, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens.
- La répartition convenable des voiles dans la structure joue un rôle très important sur la vérification de la période fondamentale, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
- L'utilisation des différents logiciels de calcul des structures de bâtiment ROBOT, et SAP2000 dans la modélisation de notre projet permet de mieux comprendre les principes et les modes de fonctionnement ces logiciels.

L'utilisation de la méthode analyse non linéaire comme l'analyse Pushover permet d'estimer la capacité portante de la structure ainsi que le positionnement des rotules plastiques.

Références bibliographiques

- [1] Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 198
- [4] Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- [5]: Krawinkler H., «Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation engineering structure», Vol: 20, edition: Elsever Science, Department of Civil Engineering Stanford University U.S.A, 1998.
- [6] Hemsas Miloud, 2010, Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.
- [7] FEMA273, Federal Emergency Management Agency. NEHRP recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures.
- [8] Menasri Youcef. Evaluation de vulnérabilité sismique des bâtis existants : structure portique en béton armé.Mémoire de magister en génie civil Guelma : Université de Guelma,2009.

Outils informatiques :

Excel (Calcul).

Logiciel AUTOCAD (Dessin).

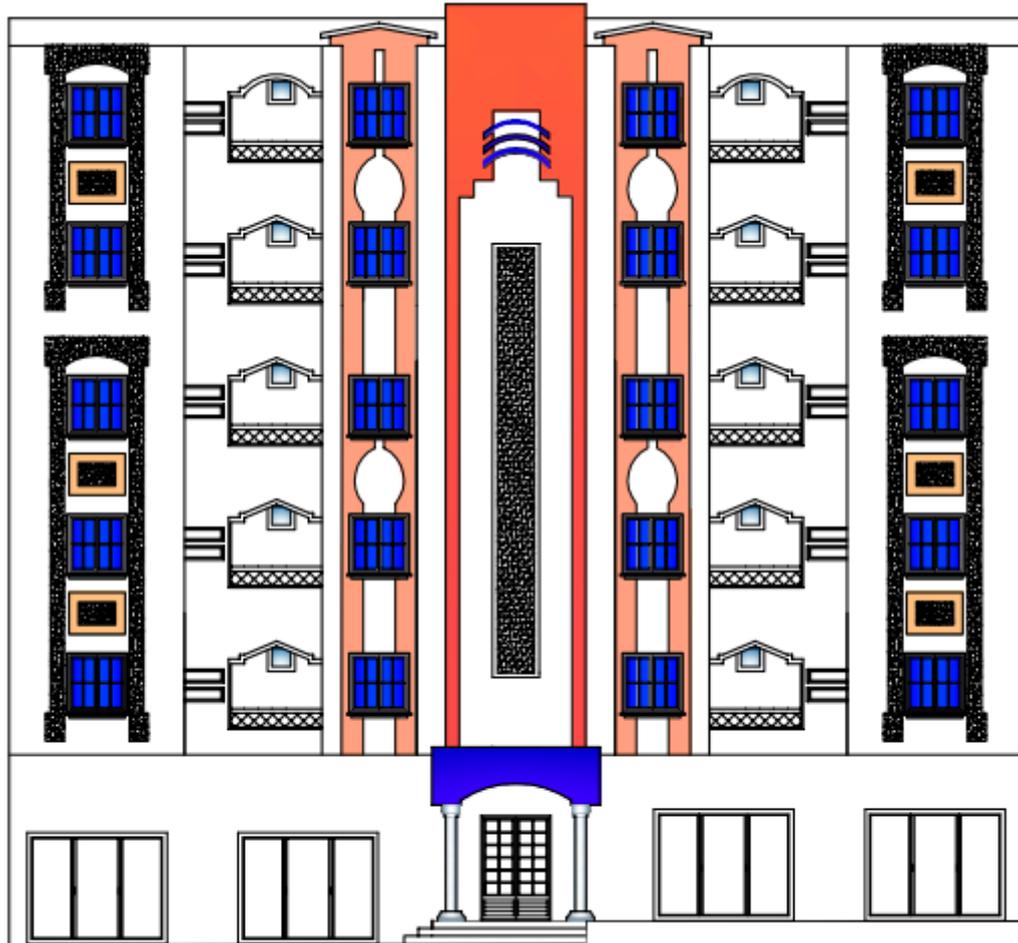
Logiciel ROBOT millénium et autodesk (Analyse des structures).

Logiciel SAP 2000

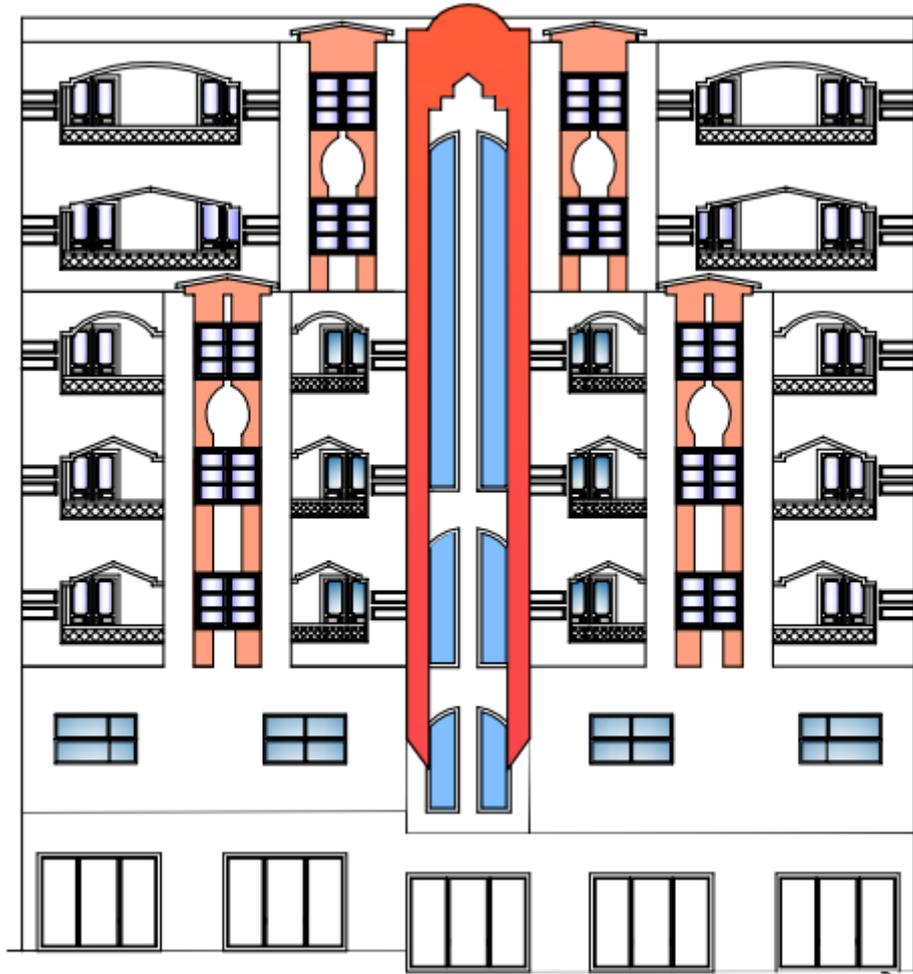
Word (Traitement du texte)

Annexes

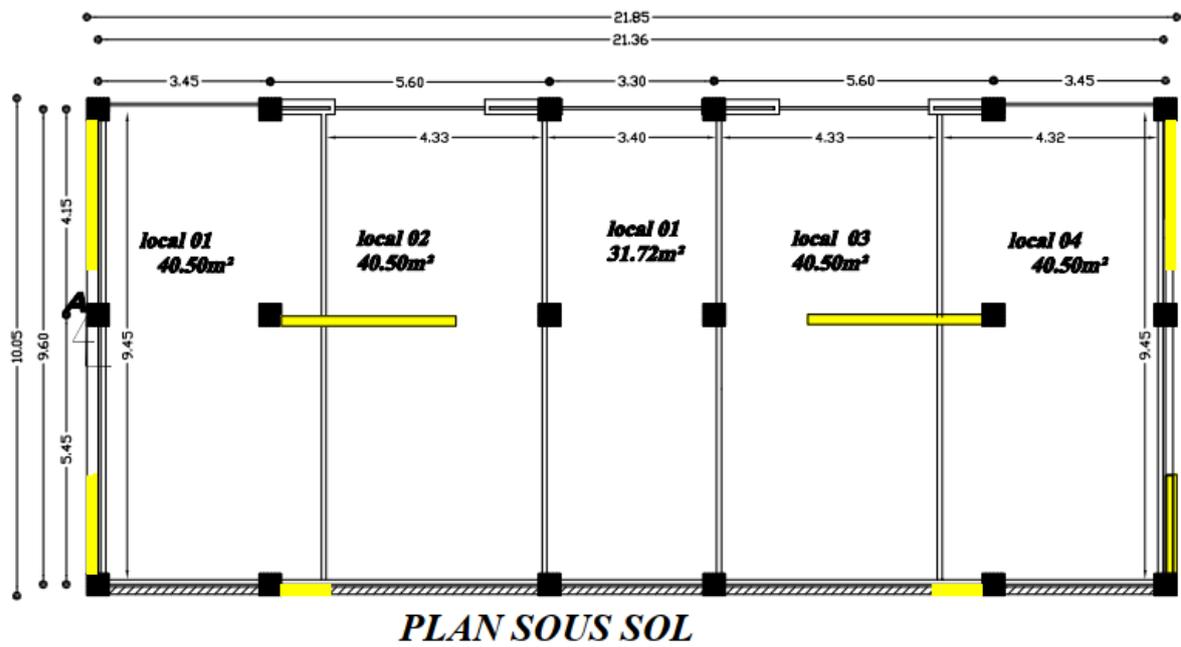
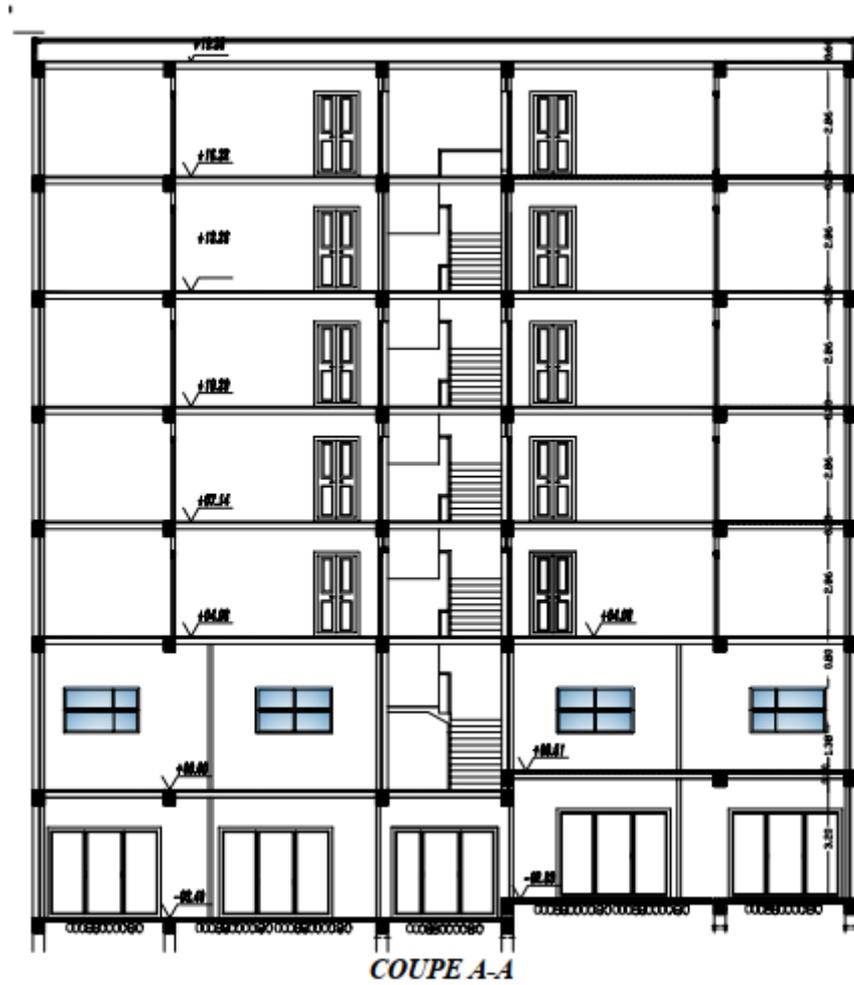
Plan d'architecture

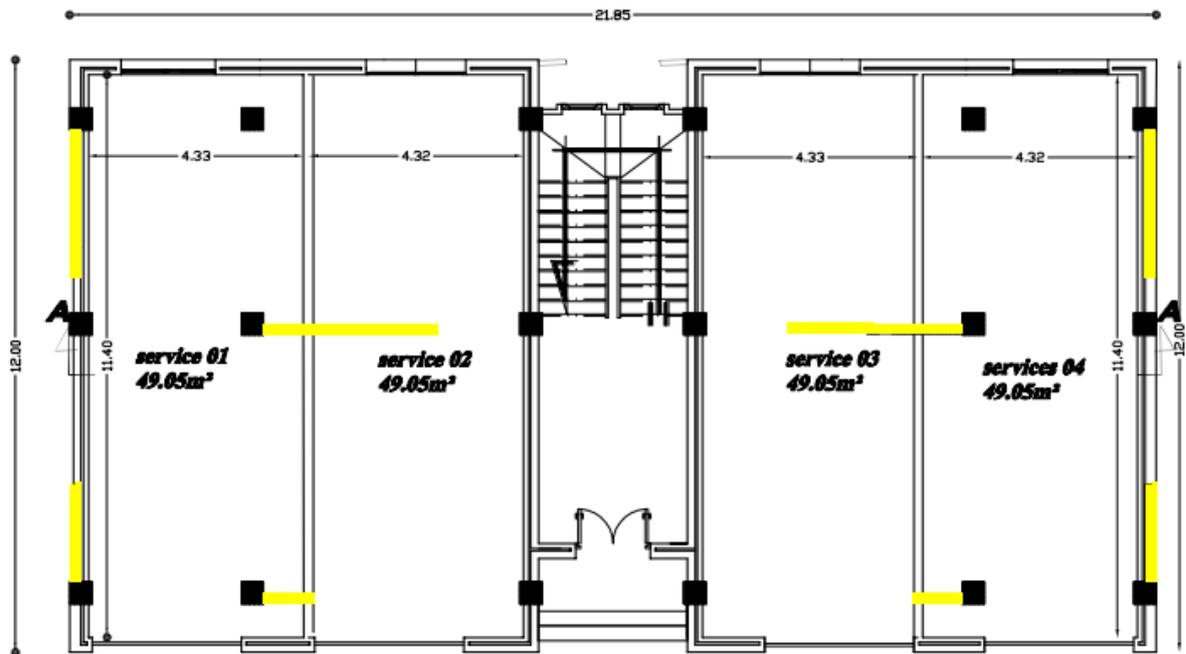


FACADE PRINCIPALE

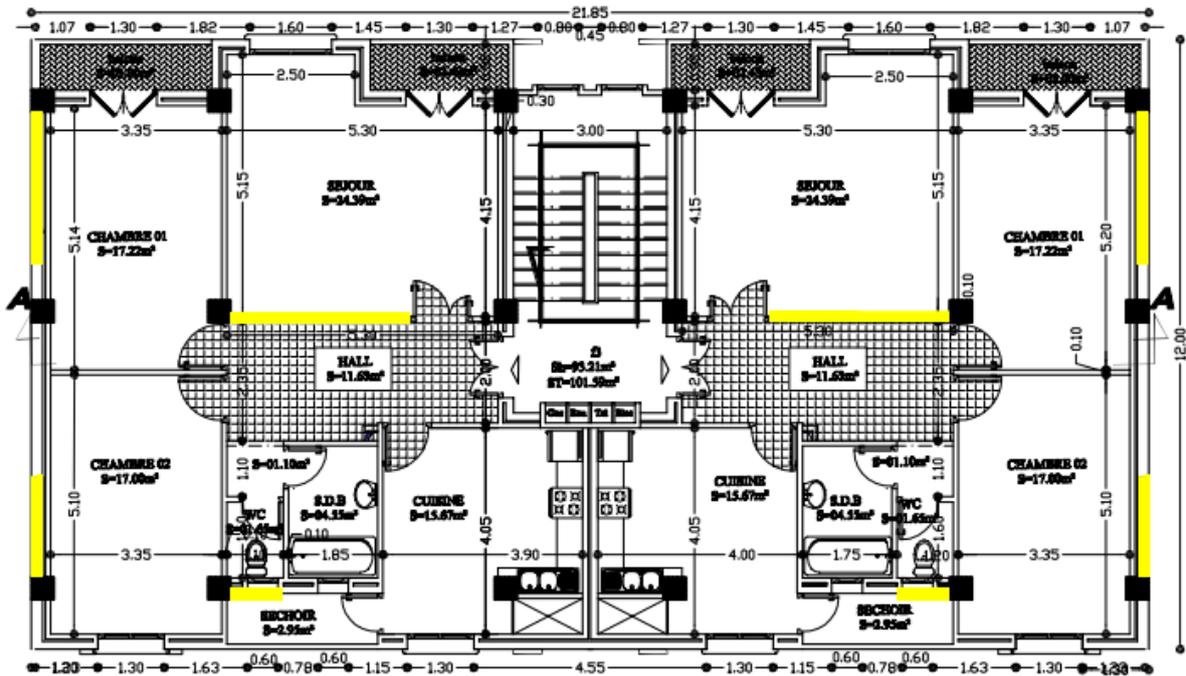


FACADE POSTERIEURE

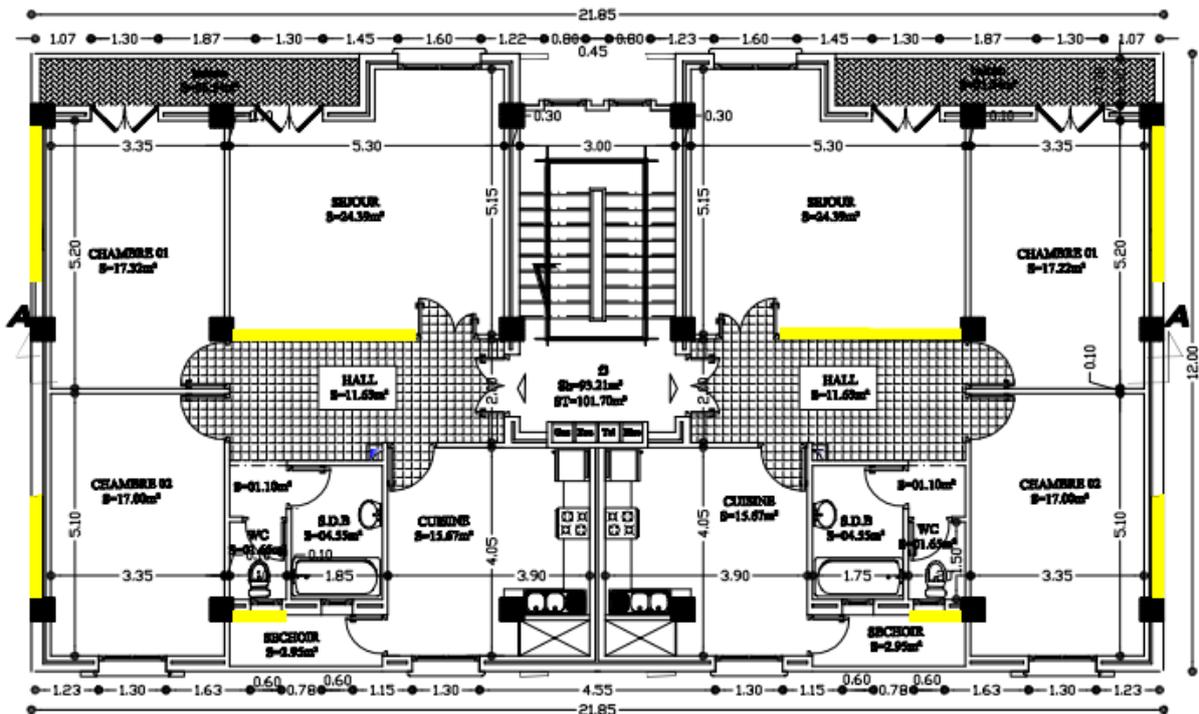




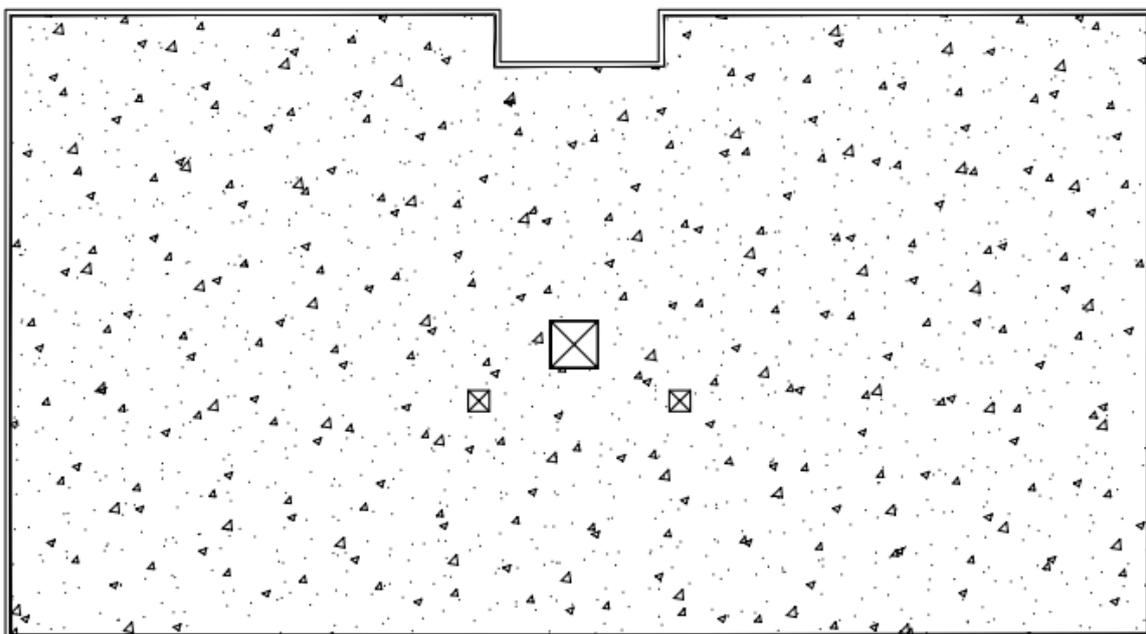
PLAN REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU 1ER-2EM-3EM ETAGE



PLAN DU 4 EM-5EM ETAGE



PLAN DE TERRASSE