

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DESAÏDA - Dr. MOULAY TAHAR



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du Diplôme de MASTER en Génie civil

Spécialité : Structure

Importance de la géométrie des poteaux sur la stabilité dynamique des structures : cas R+10

Présenté par :

LAOUFI Amel Ikram

ARABI Cherifa

Soutenu le / 06 / 2020, devant le jury composé de :

M^r REZGANI L

Maître de conférence classe A

Président

M^r. BENTAHAR Mohammed

Maître de conférence classe B

Encadreur

M^r KACI A.

Professeur

Examineur

Année universitaire 2019/2020

Remerciement

Nous remercions Dieu ,le Tout-Puissant, qui nous a donné la force et le courage pour poursuivre nos études.

Nous remercions notre professeur Mr. BENTAHAR M^{ed} d'avoir accepté de nous encadrer, sans ses orientations et ses suggestions les plus inestimables, surtout pour sa patience .

Un grand merci à tous nos professeurs qui nous ont suivis et aidés pendant notre cursus universitaire.

Sans oublier de remercier tous qui nous a aidés d'achever ce modeste travail soit de près ou de loin.

Ikram et Cherifa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

- ✦ *Ma chère maman et mon père rabbi yerhmou qui m'ont soutenu moralement durant toute ma vie avec leurs conseils précieux et leurs encouragements pour réaliser mon but.*
- ✦ *A toute ma famille.*
- ✦ *Mon binôme LAOUFI AMEL et à toute sa famille.*
- ✦ *Tous mes collègues de bureau d'étude.*
- ✦ *Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma dédicace.*

Arabi Cherifa.

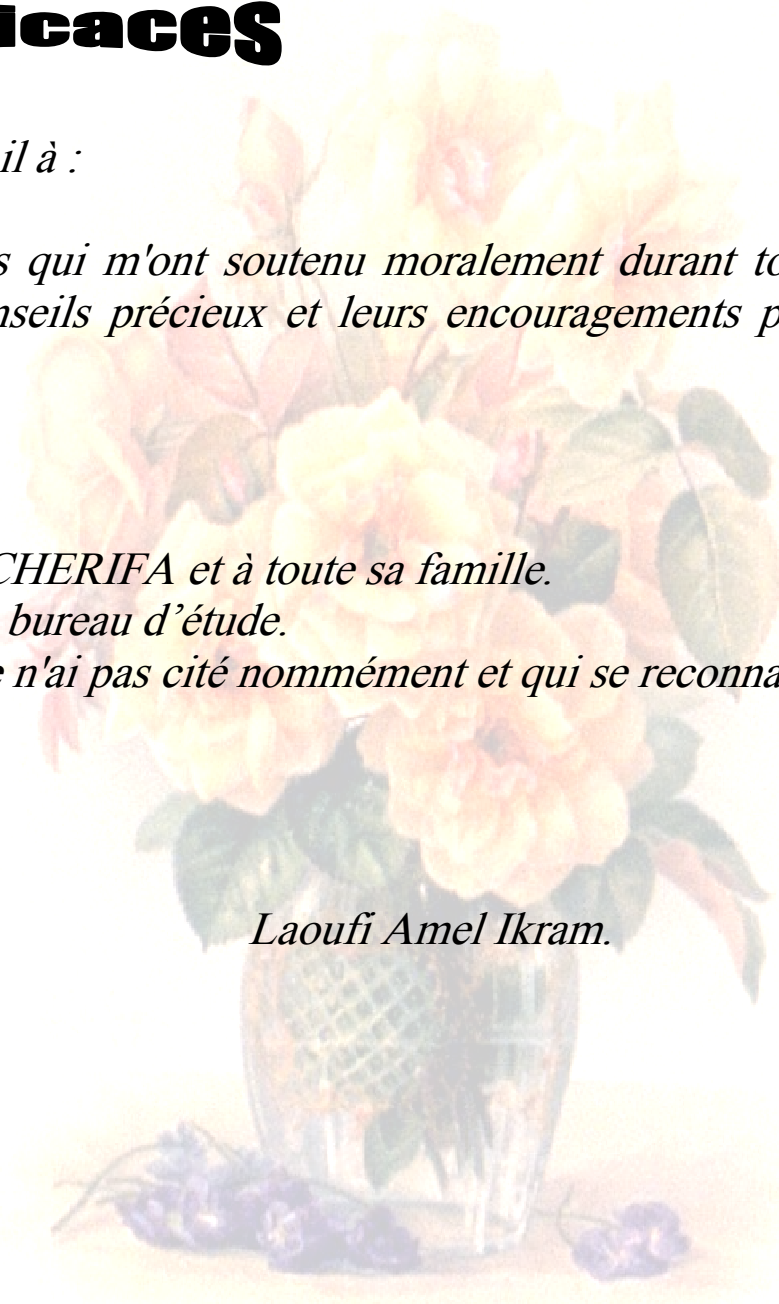


DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ✿ *Mes très chers parents qui m'ont soutenu moralement durant toute ma vie avec leurs conseils précieux et leurs encouragements pour réaliser mon but.*
- ✿ *Mes sœurs .*
- ✿ *A toute ma famille.*
- ✿ *Mon binôme ARABI CHERIFA et à toute sa famille.*
- ✿ *Tous mes collègues de bureau d'étude.*
- ✿ *Toutes les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaîtront dans ma dédicace.*

Laoufi Amel Ikram.



Résumé

Ce mémoire consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation, prévue pour le logement désireux d'un cadre de vie agréable et sécurisé. Saïda est le lieu de localisation de cette structure, le Règlement Parasismique Algérien (RPA9902003) a défini les zones et considéré Saïda ville de la 1^{ère} zone suivant certains critères techniques, ces caractéristiques en eu une influence sur notre méthode de travail, et le volet technique ou notre conception a pris en compte ces critères et s'est basée sur le règlement de construction en vigueur RPA version 2003 ; CBA93 BAEL 91.

L'expérience faite a démontré l'influence des géométries des poteaux, sur la stabilité dynamique des structures, et les résultats obtenues à l'aide de logiciel « Robot2014 » été traduits sur les plans d'exécution à l'aide du logiciel « AutoCAD 2016».

Mots clés : stabilité, ferrailage, modélisation, structure, poteaux

Abstract

This memoir consist in the study of a building (R + 12) of habitation use, Intended for accommodation seeking a pleasant and secure living environment. Saïda is the place of this structure, the Algerian Parasismic Regulation (RPA9902003) has defined the areas and considered Saïda city of the 1st zone following certain technical criteria, These characteristics had an influence on our working method and the technical component or our design took into account these criteria and was based on the current construction regulations RPA version 2003; CBA 93 BAEL 91.

The experiment demonstrated the influence of posts geometries on the dynamic stability of structures, and the results obtained using "Robot2014" software was translated into the execution plans using the "AutoCAD 2016" software.

Keywords : stability, reinforcement, modeling, structure, posts

ملخص

الهدف من هذا البحث هو دراسة بناية ذات 10 طوابق ومخصصة للسكن والموجهة للسكان الحضارية الباحثة عن حياة أفضل وأمنة، فمدينة سعيدة هي الحاضنة لهذه البناية. فالقانون الواقي للزلازل في الجزائر وضع المناطق الخاضعة للزلازل و اعتبر مدينة سعيدة تابعة للمنطقة الأولى نظرا لبعض الخصائص التقنية. هذه المميزات لها تأثير على طريقة عملنا و على الجانب التقني حيث تصورنا وأخذنا بعين الاعتبار هذه الخصائص و اعتمدنا على قانون البناء الساري المفعول و التجربة هي التي بينت تأثير هندسة الأعمدة على استقرار البنايات المتأثرة بالزلازل و النتائج المسجلة والمتحصل عليها باستعمال برمجة الروبو « ROBOT » تمت ترجمتها على مخطط تنفيذي باستخدام برمجة أوتوكاد "AutoCAD 2016".

الكلمات المفتاحية: الاستقرار، تعزيز، النمذجة، هيكل، الأعمدة

Table des matières

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles et notation

INTRODUCTION GENERALE	15
CHAPITRE 1. PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES.....	17
1.1. INTRODUCTION	17
1.2. HISTORIQUE	17
1.3. PRESENTATION DU PROJET.....	18
1.3.1. Présentation de l'ouvrage	18
1.3.2. Caractéristiques géométriques	18
1.3.4. L'infrastructure	19
1.4. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX	20
1.4.1. Le béton.....	20
1.4.2. L'acier	24
1.5. SOLLICITATIONS DE CALCULS VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES	26
1.6. CONCLUSION.....	27
1.7. REGLEMENTS UTILISES	27
CHAPITRE 2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	29
2.1. INTRODUCTION	29
2.1.1. Pré dimensionnement des poutres	29
2.1.1.1 Poutres principales	30
2.2. LES PLANCHERS	30
2.2.1 Les plancher en corps creux	31
2.2.2. Plancher en dalle plein	33
2.2.2.1. DALLE PLEINE DES BALCONS.....	36
2.2.2.2. LES ESCALIERS.....	36
2.2.2.3. L'ACROTERE [5].....	36
2.2.3. Descente de charge.....	36
2.2.3.1. Introduction	37
2.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	38
2.3.1. La loi de dégression.....	40
2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES.....	45
2.4.1. Les voiles du contreventement.....	45
2.5. CONCLUSION.....	47
CHAPITRE 3. ETUDE DES PLANCHERS	50
3.1 INTRODUCTION	50
3.2. CALCUL DES PLANCHERS EN DALLE PLEINE.....	50
3.2.1. Calcul de ferrailage.....	53
3.2.2. Vérification d'effort tranchant	59
3.2.3. Vérification de poinçonnement	59
3.2.4. Vérification de la flèche	59
3.3. CALCUL DES PLANCHERS EN CORPS CREUX	60
3.3.1. ferrailage de la dalle de compression.....	60
3.3.2. Etude des poutrelles	60
3.3.2.1. Les types de poutrelles	61
3.4. CONCLUSION.....	79
CHAPITRE 4. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	81
4.1. INTRODUCTION	81
4.2. ETUDE DE L'ACROTERE	81
4.2.1. Introduction	81

4.2.2. Charge.....	81
4.2.3. Sollicitation	82
4.2.4. ferrailage.....	83
4.3. ETUDE DES BALCONS	85
4.3.1. Dimensionnement	87
4.3.2. Détermination des sollicitations	87
4.3.2.1. Descente des charges.....	87
4.3.2.2. Evaluation des charges.....	88
4.3.3. Calcul de ferrailage.....	88
4.3.4. Vérification au cisaillement	88
4.3.5. Vérification de la flèche	88
4.3.6. Le contre poids.....	89
4.3.6.1. Calcul longueur de contre poids.....	90
4.4. ETUDE D'ESCALIER.....	90
4.4.1. Descriptions.....	90
4.4.2. Les type d'escaliers	90
4.4.3. Choix des dimensions.....	91
4.4.3.1. Condition d'accès facile.....	92
4.4.3.2. Condition dégagement rapide des escaliers.....	92
4.4.4. Pré-dimensionnement	91
4.4.4.1. Détermination de nombres des contres marches	93
4.4.5. Evaluation des charges.....	93
4.4.6. Détermination des sollicitations.....	94
4.4.7. Calcul du ferrailage (paillasse)	96
4.4.8. Vérification de l'effort tranchant	99
4.5. ETUDE DE L'ASCENSEUR	100
4.5.1. Définition.....	100
4.5.2. Caractéristiques	100
4.5.3. Descente des charges	101
4.5.4. Vérification	103
4.5.5 La sollicitation.....	105
4.5.6. Détermination du ferrailage	107
4.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	110
CHAPITRE 5. ETUDE SISMIQUE	113
5.1. INTRODUCTION.....	113
5.2. METHODE DE CALCUL	113
5.2.1. objectifs de l'étude dynamique	114
5.2.2. Méthode statique équivalente	114
5.2.3. Méthode dynamique	115
5.3. HYPOTHESE DE LA METHODE.....	117
5.4. CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE.....	117
5.5. CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE W	121
5.6. VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES SELON LE R. P.A	123
5.7. CONCLUSION.....	135
CHAPITRE 6. ETUDE DES PORTIQUES	138
6.1. INTRODUCTION.....	138
6.2. ETUDE DES PORTIQUES	139
6.2.1. Les actions.....	139
6.2.2. Les sollicitations	139
6.2.3. Combinaisons d'actions	139
6.3. FERRAILAGE DES POUTRES	140
6.4. ETUDE DES POTEAUX	147
6.4.1. La zone nodale	148
6.4.2. Exemple de calcul (Poteau RDC 40 × 60 cm ²)	149
6.3. ETUDE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT.....	154
6.3.1. Introduction	154
6.3.2. Combinaison d'action	154
6.3.3. Ferrailage des trumeaux	155

6.3.4. Calcul du Ferrailage	157
CHAPITRE 7. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	162
7.1. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE	162
7.1.2. Dimensionnement du mur ^[1]	162
7.1.3. Calcul de la poussée des terres.....	162
7.1.4. Détermination des sollicitations.....	163
7.1.5. Calcul de ferrailage.....	165
7.1.6. Vérification d'effort tranchant	171
7.2. Etude des Fondations.....	172
7.2.1. Introduction	172
7.2.2. Choix du type de fondation.....	172
7.2.3. Sollicitation	174
7.2.4. Pré dimensionnement.....	174
7.2.5. Vérification au poinçonnement.....	175
7.2.6. Condition de non cisaillement.....	176
7.2.7. Calcul de ferrailage de la semelle ^[1]	176
CONCLUSION GENERALE.....	192
REFERENCES BIBLIGRAPHIQUES	
ANNEXES	

Liste des figures

Figure 1.1. Diagramme de déformation-contrainte (ε_{bc} ; σ_{bc}) béton.....	25
Figure 1.2. Diagramme de déformation - contrainte (ε_s ; σ_s) des aciers.....	27
Figure 2.1. Section d'une poutre	30
Figure 2. 2. La poutre principale.....	31
Figure 2. 3. La poutre secondaire	31
Figure 2.4. Schéma des poutrelles.Schéma réel d'un plancher à corps creux.....	32
Figure 2.5. Schéma des poutrelles.....	33
Figure 2.6. schéma d'un plancher à dalle pleine. [4]	34
Figure 2.7. Vue en plan de la dalle pleine	35
Figure 2.8. Schéma de l'acrotère	36
Figure 2.9. détail des constituants du plancher terrasse inaccessible	37
Figure 2.10. Détail des constituants du plancher étage courant	38
Figure 2.11. Détail des constituants du plancher en dalle pleine.....	39
Figure 2.12. Schéma de Poteau d'angle.....	43
Figure 2.13. Schéma de Poteau de rive.....	43
Figure 2.14. Schéma de Poteau de centre.....	43
Figure 2.15. Coupe de voile en élévation [9]	46
Figure 2.16. Coupes de voiles en plan pour différents cas.....	47
Figure 3.1. Dimensions d'une dalle pleine	51
Figure 3.2. Schéma statique de la dalle pleine.....	53
Figure 3.3.Type d'une poutrelle.....	63
Figure 3.4. Poutrelle type 05	65
Figure 3.5. Moment fléchissant en appuis.....	65
Figure 3.6. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.U] pour la poutrelle type 05	68
Figure 3.7. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.S] pour la poutrelle 05	68
Figure 3.8. Diagramme des efforts tranchants	69
Figure 3.9. Moment de référence	71
Figure 3.10. Section de calcul en travée	72
Figure 3.11. Section de calcul en appuis.....	73
Figure 3.12. Armatures transversales	75
Figure 3.13. Centre de gravité.....	77
Figure 3.14. Schéma de ferrailage	79
Figure 4.1. Schéma de l'acrotère	82
Figure 4.2. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	85
Figure 4.3. Schéma de balcon.....	86
Figure 4.4. Schéma de ferrailage du balcon	90
Figure 4.5. Schéma des escaliers	91
Figure 4. 6. Schéma de cage d'escaliers.....	92
Figure 4.7. Schéma statique d'escalier	93
Figure 4.8. Schéma statique de l'escalier à l'ELU	95
Figure 4.9. Diagramme des moments	96
Figure 4.10. Schéma statique de l'escalier à l'ELS	96
Figure 4.11. Diagramme des moments	97
Figure 4.12. Section de calcul.....	97
Figure 4.13. Schéma d'escalier.....	101

Figure 4.14. Schéma de l'appui du moteur l'ascenseur.....	105
Figure 4.15. Les panneaux de calcul de la dalle machine.....	106
Figure 5.1. Propagation du séisme ^[1]	98
Figure 5.2. Spectre réponse (RPA).....	108
Figure 5.3. Structure vue (3D robot 2014).....	108
Figure 6.1. Schéma de ferrailage des poutres.....	132
Figure 6.2. Schéma du zone nodale nodale.....	133
Figure 6.3. Schéma de ferrailage du poteau (40×60).....	139
Figure 6.4. Ferrailage du voile.....	141
Figure 7.1. Schéma du voile périphérique.....	148
Figure 7.2. Schéma statique du voile périphérique à ELU.....	148
Figure 7.3. Ferrailage du radier.....	170
Figure 7.4. Schéma statique de débord.....	171
Figure 7.5. Schéma de ferrailage de la nervure.....	175

Liste des tableaux

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques.....	18
Tableau 1.2. Classe des ciments suivant leurs résistances à la compression.....	21
Tableau 1.3. Différents type d'acier.....	24
Tableau 2.1. La section de poutre principale et secondaire.....	30
Tableau 2.2. Les types des dalles pleines.....	33
Tableau 2.3. Chargement permanent et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible[6] ..	36
Tableau 2.4. Chargement permanent et d'exploitation du plancher étage courant.....	37
Tableau 2.5. Chargement permanent et d'exploitation du plancher.....	38
Tableau 2.6. Les sections des poteaux.....	43
Tableau 2.7. Vérification vis-à-vis du RPA et flambement des poteaux centraux.....	44
Tableau 2.8. Tableau récapitulative des types des voiles.....	47
Tableau 3.1. Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y	51
Tableau 3.2. Récapitulative des moments adoptés pour le calcul aux états limites.....	53
Tableau 3.3. Vérification effort tranchant.....	59
Tableau 3.4. Calcul des sollicitations.....	61
Tableau 3.5. Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.U.....	68
Tableau 3.6. Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.S.....	69
Tableau 3.7. Efforts tranchants maximaux des poutrelles à E.L.U et E.L.S.....	69
Tableau 3.8. Les sollicitations maximales.....	70
Tableau 3.9. Moment réduit limite.....	71
Tableau 3.10. Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis.....	73
Tableau 3.11. Vérification de la flèche après de calcul.....	77
Tableau 4.1. Descente des charges.....	86
Tableau 4.2. Chargement permanent et d'exploitation de la paillasse.....	93
Tableau 4.3. Chargement permanent et d'exploitation du palier.....	93
Tableau 4.4. Détermination les combinaisons fondamentales.....	94
Tableau 4.5. Les sollicitations maximales.....	96
Tableau 4.6. Tableau récapitulatif du moment.....	106
Tableau 5.1. Coefficient d'accélération de zone(A) [4].....	118
Tableau 5.2. Période caractéristique (T1 ,T2).[4].....	118
Tableau 5.3. Valeurs de facteur d'amortissement en fonction de matériaux (ξ).[4].....	118
Tableau 5.4. Coefficient CT[4].....	119
Tableau 5.5. Coefficient de comportement global (R) [4].....	120
Tableau 5.6. Valeurs des pénalités Pq.[4].....	120
Tableau 5.7. Coefficient de pondération β .[4].....	121
Tableau 5.8. Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux C.....	126
Tableau 5.9. Tableau récapitulatif des déplacements relatifs.....	128
Tableau 5.11. La vérification de l'effort tranchant à la bas.....	129
Tableau 6.1. Tableau des sollicitations pour les différentes poutres.....	141
Tableau 6.2. Les sollicitations pour les différents poteaux.....	149
Tableau 6.3. Récapitulation de calcul des armatures longitudinales.....	153
Tableau 7.1. Sollicitations maximales des moments.....	164
Tableau 7.2. Vérification d'effort tranchant.....	172
Tableau 7.3. Les sollicitations des fondations.....	174
Tableau 7.4. Récapitulative des moments adoptés pour le calcul aux états limites.....	177

symboles et notation

1. Notion en majuscules romaines

A	Aire d'une section d'acier.
B	Aire d'une section de béton.
C	Cohésion du sol.
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_h	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
T	Effort tranchant.
B_r	Section réduite.

2. Notations en minuscules romaines

a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.

f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.
h_0	Epaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
I_f	Longueur de flambement.
I_s	Longueur de scellement.
s_t	Espacement des armatures.
x	Coordonnée en général, au séisme en particulière.
y	Coordonnée.
z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.

3. Notations en majuscules Grecques

α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
θ	Coefficient.
λ	Elancement..
μ	Coefficient.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente.
τ_{se}	Contraintes d'adhérence d'entraînement



**INTRODUCTION
GENERALE**

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine du génie civil est réglementé par des normes et des documents règlements techniques selon la loi algérienne (journal officiel).

Tout construction doit répondre à ces règlements pour assurer tout évidence séisme.

Chaque ingénieur à sa propre conception mais liée au choix du type de structure et sa géométrie la majorité des constructions sont des géométries régulière (rectangulaire, carrée.....).

Dans le bloc, sa structure respecte la géométrie dans les éléments constituant auto stable, contreventé par voile ou mixte (dans la conception et en matériau).

Cette géométrie doit répondre au sollicitation verticale, et horizontale (séisme) d'où la section la section des poteaux et leur géométrie, qui a un sens choisi par l'ingénieur.

Notre objectif de vérifier l'influence de la géométrie des poteaux sur la stabilité dynamique

On peut présenter ce travail en quatre parties différentes :

La première partie : est descriptive on commence par la présentation générale de la structure (géométrie, caractéristiques et conception), le type du sol de fondation les caractéristiques des matériaux de construction ainsi qu'une introduction sur le séisme et ces caractéristiques, puis une descente des charges et enfin un pré dimensionnement des éléments composant la structure.

La deuxième partie : on a étudié le comportement puis on a défini le ferrailage pour les différents planchers et éléments secondaires tels que l'acrotère, les escaliers, ceci sous les deux règlements définis en vigueur (RPA 99 et BAEL 91).

La troisième partie : est une étude dynamique spatiale de la structure, cette étude a été effectuée à l'aide du logiciel (ROBOT 2014).

A partir du résultat donné par le ROBOT 2014, on peut aborder la dernière partie.

La dernière partie : qu'on estime être la plus importante consiste à la détermination des ferrillages des éléments résistants comme les poteaux, les poutres et les voiles de contreventement, puis en infrastructure ou on utilise un radier comme type de fondation.

Les résultats de cette étude montrent que le ferrailage de cette structure est dans les normes ainsi que sa stabilité est assurée totalement suivant les règles parasismiques Algériennes.

A green scroll graphic with a white border and rounded corners. The top and bottom edges are slightly curved, and there are small circular details on the left side that suggest the scroll is unrolled. The text is centered on the scroll.

CHAPITRE 1

**PRESENTATIONS ET
CARACTERISTIQUE**

1. PRESENTATION ET CARACTERISTIQUES

1.1. INTRODUCTION

L'ingénieur en génie civil a pour objet d'assurer la sécurité et le confort du client en se basant sur les normes en vigueur, et d'assurer l'économie (coût et la réalisation)

Pas défaut l'ingénieur choisit le sens du poteau le plus court dans la géométrie du bâtiment et la plus grande trame pour éviter l'épaisseur de la dalle.

1.2. HISTORIQUE

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu'il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d'artetc. il permet d'avoir des grandes portées autrefois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambtonet** Joseph Monnier imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tels que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.

- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussibien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité

convenable au regard des coûts d'entretien.

1.3. PRESENTATION DU PROJET

1.3.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Réez de chaussée plus dix étages, implanté à SAIDA, Qui est une Zone I d'après les règles parasismiquesalgériennes (RPA 99 version 2003).

1.3.2. Caractéristiques géométriques

Tableau 1.1. Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	27,83
Largeur totale du bâtiment	20,60
Hauteur totale du bâtiment	33,66m
Hauteur de chaque étage	3,06m

1. 3.3. La superstructure

- **Ossature :**

L'ossature d'un bâtiment doit être conçue en fonction de la résistance désirée, elle doit assurer la stabilité de l'ensemble structurel sollicité par les efforts horizontaux et verticaux.

- **Plancher :**

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction et jouent le rôle de :

- plate –forme porteuse pour l'étage considéré , toit pour l'étage sous-jacent et élément de stabilité .

On distingue deux types de plancher dans notre projet :

- ❖ plancher en dalle pleine.
- ❖ plancher en corps creux.

- **Escaliers :**

La liaison entre étage est assurée par l'intermédiaire des escaliers de type simple à trois volées (paillasse) avec deux paliers de repos.

- **Maçonnerie :**

La maçonnerie est l'ensemble du mur intérieur et extérieur ayant des épaisseurs différentes suivant leur emplacement qui jouent le rôle d'isolant thermique et acoustique, les briques en terre cuite sont les plus utilisées.

- **Acrotère :**

L'acrotère est assimilé à une console encastré dans le plancher terrasse d'hauteur de 60 cm.

- **Balcon :**

Est un porte -à-faux encastré dans le plancher.

- **Isolation :**

Dans le sens vertical, l'isolation, phonique et thermique et acoustique, est assurée par le coffrage perdu utilisé au niveau des planchers. Dans la direction horizontale, des âmes d'air seront mise en place tout autour du périphérique à l'intermédiaire des murettes.

- **Revêtement :**

Etanchéité en ciment pour les faces extérieures des murs de façades et en plâtre pour les murs intérieurs.

- Carrelage pour l'escalier et les planchers.
- Marche et contre marche en granito pour les escaliers.
- Enduit en plâtre pour le sous plafond.
- Céramique pour les sanitaires.

- **Ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

1.3.4. L'infrastructure

- **Fondation :**

Le terrain choisi pour l'implantation de cet ouvrage est de faible capacité portante. Pour cela, un radier général sera prévu comme fondation.

- **Etude géométrique du sol:**

Après avoir lis le rapport géotechnique établi par laboratoire des travaux public de SAIDA,des caractéristiques spécifiques du sol ont été retenu, à savoir:

- **Description et caractéristiques du sol:**

- Absence d'une nappe phréatique.
- Le poids volumique du sol d'assise est : $\gamma_h = 17KN / m^3$
- La cohésion et l'angle de frottement sont respectivement : $c = 0$ et $\varphi = 35^\circ$
- La contrainte admissible du sol est de 2 bars.

1.4. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

1.4.1. Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

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

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5.
- 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm .
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm .
- 175 L d'eau de gâchage .

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se formesoit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

➤ Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

Les principaux ciments sont :

- ✓ Le ciment portland artificiel (C.P.A).

- ✓ Le ciment portland composé (C.P.J).
- ✓ Le ciment de haut fourneau (C.H.F).
- ✓ Le ciment de laitier au Clinker (C.L.K).

Les ciments sont répartis en quatre classes suivant la valeur de leur résistance à la compression à 28 jours : 35, 45,55 et HP, et ainsi des sous classes qui sont prévues selon la valeur de la résistance à la compression à 2 jours, Elles sont désignées par R.

Tableau 1.2. Classe des ciments suivant leurs résistances à la compression

CLASSES	Résistance à la Compression (MPa)	
	à 2 jours	à 28 jours
35		25 à 45
45	15	35 à 55
45R		35 à 55
55	22,5	45 à 65
55 R		45 à 65
H.P	27	55
H.P.R		55

NB :

HP : haute performance

R : Prise rapide

En béton armé, les ciments généralement utilisés appartiennent aux classes 45 (cas le plus fréquent), 45 R, 55 et 55R.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

b.1 Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

b.2 Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

c. Eau :

Elle sert à :

- L'hydratation de liant.
- Le mouillage des granulats.
- Permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre

Le béton s'obtient en mélangeant du ciment, des granulats et de l'eau.

-Principaux caractéristiques et avantages de béton:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes**, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques**, elle est assurée par un enrobage correct des

armatures et une compacité convenable du béton.

-Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

-Finis des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

➤ **Résistances mécaniques du béton** :

1)-Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} ») déterminée par essai sur éprouvettes de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur .

-Selon le BAEL : pour $j \geq 28$ j $\Rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg / m³ de CPA 325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log_{10} (j+1) .$$

2)-Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \quad \text{Si } f_{c28}=25\text{Mpa} \quad \text{on a } f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$$

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

3)-module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinal de béton est :

✓ Pour les charges de durée d'application < 24 h :

$$E_{tj} = 11000 (f_{cj})^{1/3} = 3,216.10^4 \text{ Mpa}$$

✓ Pour les charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 1,082 \cdot 10^4 \text{ Mpa}$$

4)-diagramme contraintes-déformation du béton :

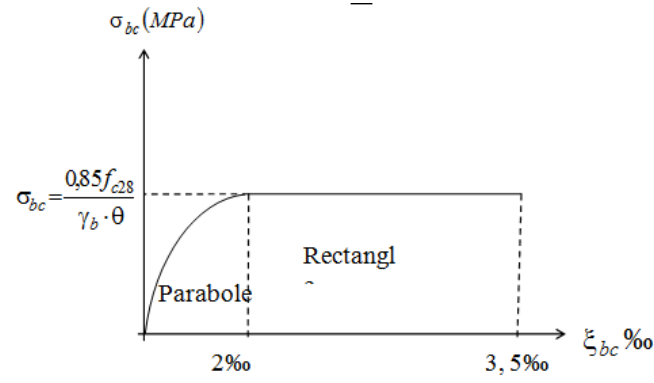


Figure 1.1. Diagramme de déformation-contrainte (ϵ_{bc} ; σ_{bc}) béton

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression. $\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{cj} / \gamma_b \cdot \theta$

$\theta = 1$: la durée d'application des charges > 24 h.

$\gamma_b = 1,5$: pour les cas courants $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$: cas accidentelle $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

0.85 : coefficient réducteur qui tient compte des risques d'interaction béton sur l'acier tel que :

$F_{cj} = f_{c28} (j/4,76 + 0,83j)$; pour $f_{c28} < 40 \text{ MPa}$.

$F_{cj} = f_{c28} (j/1,4 + 0,95j)$; pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$.

1.4.2. L'acier

L'acier est un matériau essentiel dans le domaine de génie civil.

Nous utilisons les 03 types suivants :

- ✓ Les armatures de haute adhérence (HA) de nuance FeE 400 pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les ronds lisse (RL) de nuance FeE 215 pour les armatures transversales (cadres, étrier et épingles).
- ✓ Treillis soudées (TS) constitué par des mailles (200x200) de ϕ 6.

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Tableau 1.3. Différents type d'acier

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)	Utilisations	
Ronds lisses	FeE22	215	- cadres et étriers des poutres et des poteaux. - anneaux de levage des pièces préfabriquées.	
	FeE24	235		
Acier H.A type 1	FeE40	400	Tous travaux en béton armé	Emploi très fréquent
	FeE50	500		Emploi moins fréquent
Acier H.A type 2	FeE40	400		Emploi fréquent
	FeE50	500		Emploi moins fréquent
Acier H.A type 3	FeTE400	400	- emploi sous forme de barres droites ou de treillis en armatures préfabriquées.	
	FeTE500	500		
Treillis soudés (rondslisses) type4	TLE 520 $\Phi \leq 6$	520	- Emploi courant pour : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Radiers. ▪ Voiles. ▪ Planchers. ▪ Dallages. 	
	TLE 500 $\Phi > 6$	500		

NB :

HA : haute adhérence

Type 1 : Aciers naturels.

Type 2 : Aciers écrouis par torsion.

Type 3 : Fils à haute tension.

Type 4 : Treillis soudés.

a)-La contrainte de calcul pour l'acier :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

Avec :

f_e : la limite élastique de l'acier à 400 MPa

γ_s : coefficient de sécurité	{	1,15.....situation normale.
		1.....situation accidentelle.
σ_s : la contrainte admissible	{	348 MPa.....situation normale.
		400 MPa.....situation accidentelle.

b) -contrainte limite de l'acier :

A l'état limite de service, la contrainte limite dépend du type de fissuration :

- ✓ Fissuration peu nuisible aucune vérification requise pour les aciers.
- ✓ Fissuration préjudiciable → $\sigma_{st} : \min (2/3 f_e : \max \{0.5f_e, 110\sqrt{\eta ft_j}\})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable → $\sigma_{st} = 0,8x [\min (2/3 f_e : \max \{0.5f_e, 110\sqrt{\eta ft_j}\})$.

c)- diagramme contrainte déformation d'acier :

$$E_s = 200\ 000\ \text{Mpa}.$$

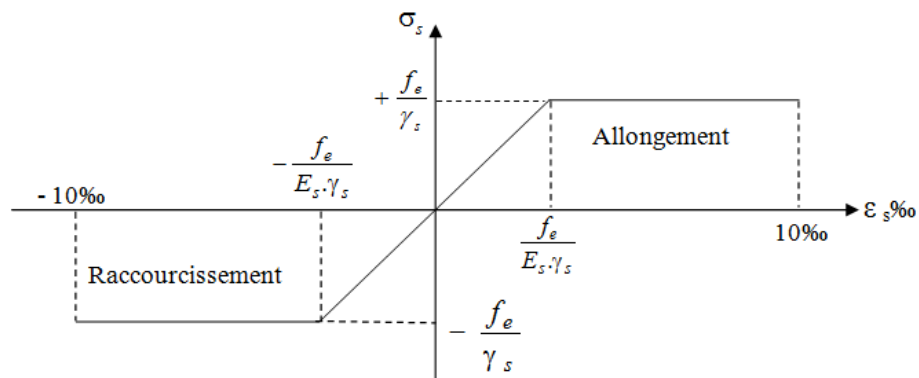


Figure 1.2. Diagramme de déformation - contrainte (ϵ_s ; σ_s) des aciers

1.5. SOLLICITATIONS DE CALCULS VIS-A-VIS DES ETATS LIMITES

a- Etat limite ultime : les sollicitations de calculs sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35G+1,5Q$.

Avec : G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S'il ya intervention des efforts horizontaux dus au séisme.

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

Pour les poutres $0,8G \pm E$ et $G+Q \pm E$.

Pour les poteaux $G+Q \pm 1,2E$

Avec : E : l'effort sismique horizontal.

b- Etat limite service :

La seule combinaison à considérer est : G+Q.

1.6. CONCLUSION

Dans ce chapitre, il s'est avéré méthodologiquement indispensable de démontrer les caractéristiques du projet telle : (la description, le rapport géotechnique, les matériaux), point de départ pour tous calculs techniques, et la base pour clarifier d'une manière scientifique les chapitres qui suivent.

1.7. REGLEMENTS UTILISES

L'étude d'une tour en béton armé à usage multiple qu'on va présenter ultérieurement sera menée en utilisant les codes de calcul suivants :

- ✚ Règles parasismiques algériennes **RPA99/ modifications 2003**.
- ✚ Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en BA **BAEL 91**.
- ✚ Document technique réglementaire **DTRBC2-2** : charges permanentes et d'exploitations.

CHAPITRE 2

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

2.1. INTRODUCTION

Cette partie est consacrée par le pré dimensionnement des éléments de la structure tels que les poutres principales, les poutres secondaires, l'épaisseur du plancher en satisfaisant la condition de flèche. La section transversale des poteaux fait partie de ce chapitre en exploitant la loi de dégression. Le contreventement de l'ouvrage est assuré par un système de voile, les dimensions telles que l'épaisseur prédéfinie par le règlement parasismique algérien. Le dimensionnement de la totalité des éléments répond aux :

- Les règles BAEL 91
- Les règles de RPA99 et l'addenda 2003 [l'article 7.5.1]
- les règles CBA 93.

2.1.1. Pré dimensionnement des poutres

Selon le BAEL 91, la hauteur de la poutre doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{h_t}{3} \leq b \leq \frac{h_t}{2}$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

- Il est recommandé que la hauteur doive vérifier les rapports suivants exigés par le RPA 99, à savoir :

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \dots^{[1]} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

2.1.1.1 Poutres principales

$L_{PP}=4,73m$ (entre nus d'appuis).

$$\frac{473}{15} \leq h \leq \frac{473}{10} \leftrightarrow 31,53cm \leq h \leq 47,3Cm$$

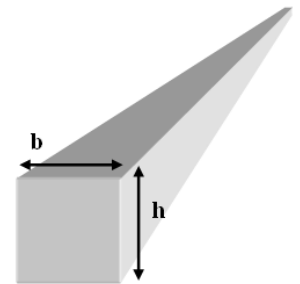


Figure 2.1. Section d'une poutre

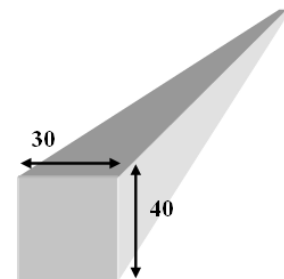


Figure 2. 2. La poutre principale

On adopte : $h=40\text{cm}$

$$\frac{40}{3} \leq b \leq \frac{40}{2} \leftrightarrow 13,33\text{cm} \leq b \leq 20\text{cm}$$

On adopte : $b=30\text{cm}$

Selon RPA99 / version 2003 :

Donc la section des poutres principales

$$\text{Est } (b, h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2.$$

2.1.1.2. Poutres secondaires

$L_{PS}=3,35\text{m}$ (entre nus d'appuis).

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \leftrightarrow 22,33\text{cm} \leq h \leq 33,5\text{cm}$$

On adopte : $h=35\text{cm}$

$$\frac{35}{3} \leq b \leq \frac{35}{2} \leftrightarrow 11,66\text{cm} \leq b \leq 17,5\text{cm}$$

On adopte : $b=30\text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} 35 \geq 30\text{cm} \\ 30 \geq 20\text{cm} \\ 1,16 \leq 4 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

Donc la section des poutres secondaire

(Chaînages) est $(b, h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$. Donc les sections des poutres principales et secondaires sont

Tableau 2.1. La section de poutre principale et secondaire

Sections des poutres	Section (cm^2)
Poutres principales	(30 x 40)
Poutres secondaires	(30 x 35)

2.2. LES PLANCHERS

Pour les bâtiments à surcharge modérés (bâtiment d'habitation) on utilise des planchers à corps creux et dalle pleine qui possèdent une bonne isolation phonique et thermique, les planchers jouent aussi le rôle d'un coffrage perdu pour les étages courants et la terrasse.

Pour les planchers on a deux types :

- Entre étages courants, on utilise les planchers à corps creux.

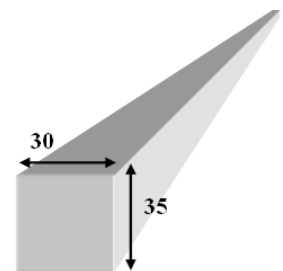


Figure 2. 3. La poutre secondaire

- Le premier plancher sera réalisé en béton armé afin d'absorber et amortir les efforts tranchants développés à la base de l'ouvrage suite aux effets du deuxième ordre.^[2]

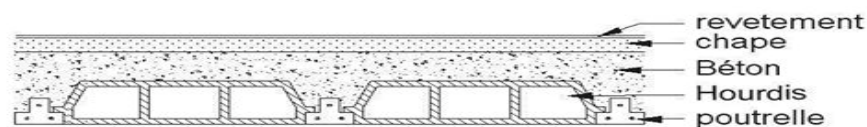
2.2.1 Les plancher en corps creux

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

Il est fréquemment utilisé dans les ouvrages à usage d'habitation pour leur avantage à savoir :

- Bonne isolation thermique et phonique.
- Surface inférieure rugueuse permet l'accrochage facile de l'enduit de plafond.
- Léger.^[2]



Coupe d'une dalle

Figure 0.4. Schéma réel d'un plancher à corps creux

- **Épaisseur de la dalle :**
- ✓ **Critère de rigidité :**

Les planchers en corps creux sont dimensionnés à partir de la condition de la flèche Art B6.8.4.2.4 de règlement BAEL 91.

$$\left(\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \right)$$

$$\frac{h_t}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec :

h_t : l'épaisseur totale de ce plancher.

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$h_t = h + h_0$$

Avec :

h : l'épaisseur du corps creux

h_0 : l'épaisseur de la dalle de compression

Dans notre cas, on a : $h_t > \frac{335}{22,5} = 14,88\text{cm}$

$$\frac{h_t}{L \max} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \Leftrightarrow h_t \geq L \max \cdot \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

M_0 : moment isostatique.

M_t : moment max en travée.

$M_t : 0,85 m_0$

Donc :

$$h_t \geq L \max \cdot \frac{0,85 \cdot M_0}{15 \cdot M_0} \Leftrightarrow h_t \geq \frac{0,85 \cdot L \max}{15} \Leftrightarrow h_t \geq 16,43\text{cm}$$

On prend : $h_t = 20\text{cm}$

Dans ces conditions la dalle de compression aura l'épaisseur minimale de 4 cm et l'épaisseur de corps creux est de

16 cm.

$$\frac{h_t}{3} \leq b_0 \leq \frac{h_t}{2} \Leftrightarrow \frac{20}{3} \leq b_0 \leq \frac{20}{2} \Leftrightarrow 6,66\text{cm} \leq b_0 \leq 10\text{cm}$$

Donc on prend $b_0 = 10\text{ cm}$.

$$Ln = 55 + b_0 = 55 + 10 \Leftrightarrow Ln = b = 65\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L \max}{10}; \frac{55}{2}\right) \Leftrightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{335}{10}; \frac{55}{2}\right) \Leftrightarrow b_1 \leq \min(33,5\text{cm}; 27,5\text{cm})$$

Donc on prend $b_1 = 27,5\text{ cm}$.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \times 27,5 + 10 = 65\text{cm}$$

Donc $b = 65\text{cm}$.

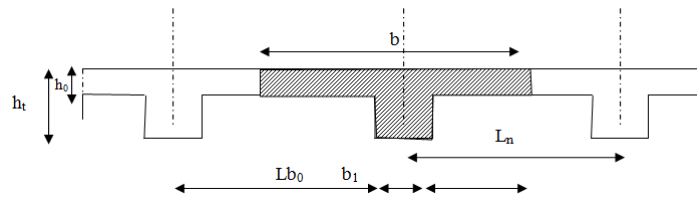


Figure 2.5. Schéma des poutrelles

2.2.2. Plancher en dalle plein

Les dalles sont des planchers en béton armé à âme pleine, ils sont soit entièrement coulés en place, soit préfabriqués (prédelles), soit entièrement préfabriqués.

Les dalles pleines ont une épaisseur supérieure à 150 mm pour des raisons d’isolation acoustique. Dans le cadre d’immeuble collectif l’épaisseur minimale sera portée à 200 mm

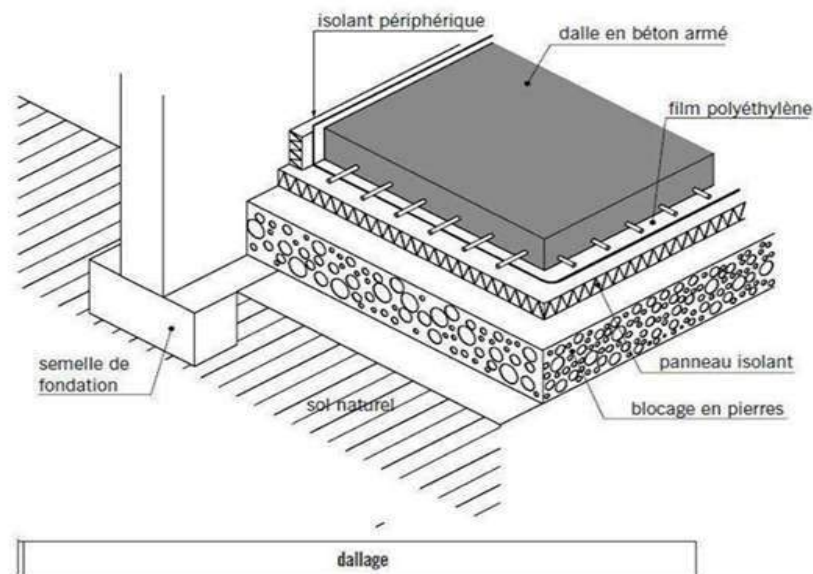


Figure 2.6. Schéma d’un plancher à dalle pleine. [4]

a- Condition de résistance à la flexion : (BAEL 91)

On distingue deux types des dalles pleines comme indique le tableau suivant :

Tableau 2.2. Les types des dalles pleines

Type de panneau	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	Mode de fonctionnement	L’épaisseur de la dalle h_d
Dalle appuyée sur deux appuis	$\alpha \leq 0,4$	Dalle travail suivant un seul sens.	$\frac{L_x}{35} \leq h_d \leq \frac{L_x}{30}$

Dalle appuyée sur quatre appuis	$\alpha > 0,4$	Dalle travail suivant deux sens	$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$
--	----------------	--	---

Avec :

L_x ; L_y : respectivement, la petite et la grande dimension du plus grande panneau de la dalle ($L_x \leq L_y$).

- Pour notre construction les panneaux reposant sur quatre appuis :

Pour $L_x = 225 \text{ cm}$; $L_y = 460 \text{ cm}$ on trouve :

$$h_d = \frac{L_x}{L_y} = \frac{225}{460} = 0,48 > 0,4 \longrightarrow$$

La dalle travail dans les deux sens

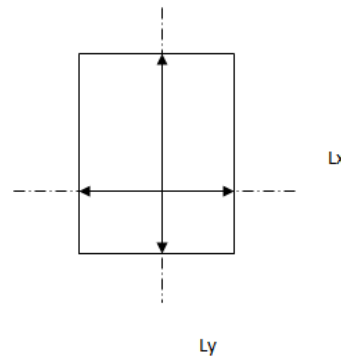


Figure 2.7. Vue en plan de la dalle pleine

L'épaisseur de la dalle est :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 4,5 \leq h_d \leq 5,62 \text{ cm} .$$

B-Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits d'aériennes : $2500h_d \geq 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $h_d \geq 14 \text{ cm}$ \longrightarrow

- Contre les bruits d'impact : $2500h_d \geq 400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ $h_d \geq 14 \text{ cm}$ \longrightarrow

C- Condition de sécurité en matière d'incendie :

$h_d = 7 \text{ cm}$ pour 1 heures de coup feu

$h_d = 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu On prend : $h_d = 15 \text{ cm}$

$h_d = 17,5 \text{ cm}$ pour 4 heures de coup feu

Avec :

h_d : Épaisseur de la dalle pleine.

Afin de satisfaire la condition de la flèche, la résistance contre l'incendie et les conditions d'isolation acoustique, ainsi que pour éviter tout l'effet de poinçonnement, on prendra l'épaisseur de la dalle pleine égale 15 cm.

2.2.2.1. Dalle pleine des balcons ^[5]

La dalle de balcon repose sur 2 appuis :

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}, \quad Lx = 1,20m$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30} \Leftrightarrow 3,42cm \leq e \leq 4,00cm$$

Sur 3 appuis :

$$Lx = 1,20m \rightarrow \frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$$2,4cm \leq e \leq 3,00cm$$

Donc on majoré l'épaisseur de la dalle pleine des balcons à $e=15cm$

2.2.2.2. Les escaliers

Donc on prend $e=15cm$ L'épaisseur de la paillasse et de palier est obtenue à partir de la condition de résistance

$$\frac{Lx}{30} \leq e \leq \frac{Lx}{20} \quad [5]$$

Lx : la plus grande portée de l'escalier

Lx : 3,80m.

$$\frac{380}{30} \leq e \leq \frac{380}{20} \Leftrightarrow 12,66cm \leq e \leq 19cm$$

2.2.2.3. L'acrotère ^[5]

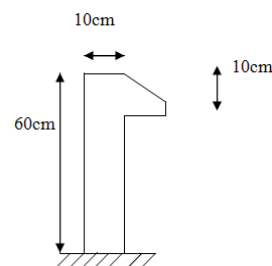


Figure 2.8. Schéma de l'acrotère

La surface de l'acrotère est :

$$S = 0,071\text{m}^2.$$

$$G_1 = 0,071 \times 25 = 1,78\text{KN/ml.}$$

$$G_1 = 1,78\text{KN/ml.}$$

μ : Périmètre de l'acrotère.

Enduit en ciment (2cm) : $20 \times 0,02$

$$\mu = 0,60 + 0,10 + 0,15 + 0,10 + 0,15 + 0,50 = 1,60\text{m}$$

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,60 \rightarrow G_2 = 0,64\text{KN/ml.}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1,78 + 0,64 \rightarrow G = 2,42\text{KN/ml.}$$

2.2.3. Descente de charge

2.2.3.1. Introduction

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

Les différentes charges et surcharges sont en général :

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

A- **Plancher terrasse inaccessible** :

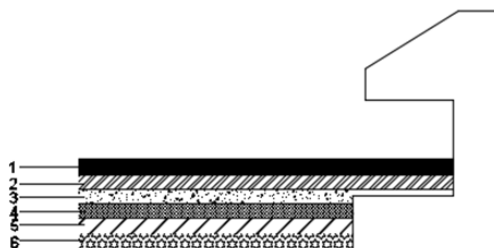


Figure 2.9. Détail des constituants du plancher terrasse inaccessible

Tableau 2.3. Chargement permanent et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible[6]

matériaux	Ep (cm)	d (cm)	G (KN/ m ²)
1-Gravier roulé	4	2	0,8
2-Etanchéité multicouche	2	6	0,12

3-La forme de pente	10	22	2,2
4-polystyrène	4	4	0,16
5-Plancher	(16+4)		2,80
6-Enduit plâtre	1,5	10	0,15

-Charge permanente totale $G = 6,23 \text{ KN/m}^2$

-Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

B -Plancher étage courant :

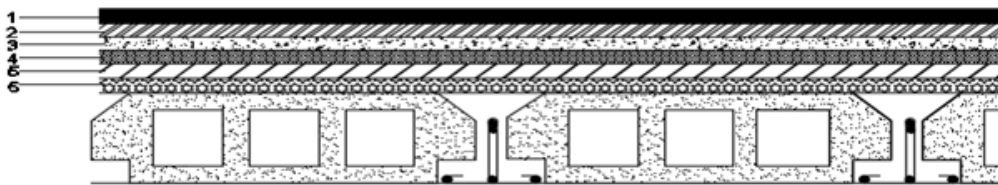


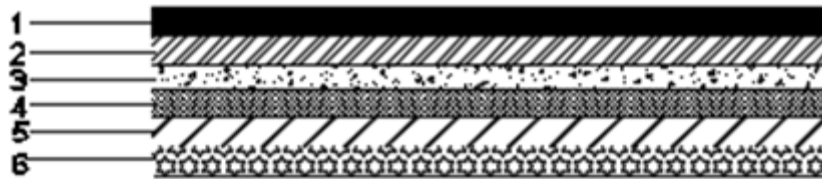
Figure 2.10. Détail des constituants du plancher étage courant

Tableau 2.4. Chargement permanent et d'exploitation du plancher étage courant

matériaux	Ep (cm)	d (cm)	G (KN/ m ²)
1-carrelage	1,5	2	0,30
2-Mortier de pose	2	22	0,44
3-Lit de sable	2	18	0,36
4-plancher	(16+4)		2,80
5-Enduit plâtre	1,5	10	0,15
6-Mur cloison	10		0,75

Charge permanente totale $G = 4,8 \text{ KN/m}^2$

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

C-Plancher dalle pleine :**Figure 2.11. Détail des constituants du plancher en dalle pleine****Tableau 2.5. Chargement permanent et d'exploitation du plancher**

matériaux	Ep (cm)	d (cm)	G (KN/ m ²)
1-carrelage	2	2	0,40
2-Mortier de pose	2	22	0,12
3-Lit de sable	2	18	0,36
4-Dalle pleine	16	25	4,00
5-Enduit plâtre	2	10	0,20

Charge permanente totale $G = 5,40 \text{ KN/m}^2$

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

2.3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux principaux. Sont appelés aussi les colonnes. Ces éléments sont sollicités à la flexion composée (effort normale dû au poids mort et d'exploitation et un moment de flexion produit par les effets du deuxième ordre). Pour le pré dimensionnement des poteaux on choisit le poteau le plus sollicité et par la suite la section obtenue sera généralisée pour le reste des poteaux du même niveau.

Le pré dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- Respecter les critères de résistance.
- Vérifier les conditions de **RPA 99**.
- Vérifier les conditions de flambement.

➤ **Critère de résistance (B.A.E.L.91) :**

Le calcul de la section du béton est fait en compression centrée ou les règles CBA93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1 cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA93** l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Et d'après les règles **BAEL 91**, elles préconisent de prendre la section réduite Br .

Expression dans laquelle :

N_u : effort normal apporté par les différents niveaux .

Br : section réduite du béton d'où $Br = (b - 2cm)(a - 2cm)$.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

f_e : Nuance de l'acier $f_e = 400\text{MPa}$.

A : section d'armature longitudinale.

α : Coefficient dépend de l'élançement.

❖ **Remarque :**

☞ Pour le calcul de l'effort normal dû aux charges permanentes il est pris en considération le cumul des charges provenant des différents niveaux.

☞ Comme le nombre d'étages de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation et les charges permanentes est effectuée à l'aide de la loi de dégression.

☞ Si on a le choix, il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, le bon choix est $\lambda = 35$ pour que toutes les armatures participent à la résistance. [7]

❖ **Application :**

- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$ pour $\lambda \leq 50$ compression centrée.

- $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$ pour $70 \leq \lambda \leq 50$ compression excentrée.

Donc :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 ;$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2 ; \quad B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On peut prendre $\frac{A}{B_r} = 1\%$ [7]

Avec :

σ_s : Contrainte d'acier. σ_b : Résistance de calcul du béton.

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \cdot \frac{400}{1,15} \right] \cdot 10} = 0,0064 N_u$$

→ N_u En (Kg)

→ B_r En (cm²)

Tous les poteaux seront sollicités par un effort normal de compression :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

Avec :

G : charges permanente réduite cumulée au niveau donné.

Q : charges d'exploitation réduite cumulée au niveau donné.

2.3.1. La loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, ou les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendants, son principal rôle est de réduire les charges transmises à la fondation.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de (5) étages ce qui est le cas du bâtiment étudié. [8]

▪ Coefficient de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou à la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ... n numéroté à partir du sommet du bâtiment.

On adopte pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitations suivantes :

Terrasse.....	Q_0
Sous dernier étage (étage 1).....	$Q_0+ Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage 2).....	$Q_0+ 0,95(Q_1+ Q_2)$
(Étage 3).....	$Q_0+0,9(Q_1+ Q_2+ Q_3)$
(Étage 4).....	$Q_0+0,85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$
(Étage n).....	$Q_0+ \frac{3 + n}{2n} (Q_1+ Q_2+ Q_3+ \dots Q_n)$

Le coefficient $\frac{3 + n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

❖ **Remarque :**

On applique la loi de dégression sur les charges d’exploitations et les charges permanentes.

➤ **Application de loi de dégression :**

Terrasse : Q_0	1,00 kN/m ²
9 ^{ème} étage: Q_0+Q_1	2,50 kN/m ²
8 ^{ème} étage : $Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85 kN/m ²
7 ^{ème} étage : $Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05 kN/m ²
6 ^{ème} étage : $Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10 kN/m ²
5 ^{ème} étage : $Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00 kN/m ²
4 ^{ème} étage : $Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75 kN/m ²
3 ^{ème} étage : $Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+ Q_7)$	8,5kN/m ²
2 ^{ème} étage : $Q_0+0,68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+ Q_8)$	9,25kN/m ²
1 ^{ème} étage : $Q_0+0,66(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6 +Q_7+ Q_8+ Q_9)$	10,00kN/m ²
RDC: $Q_0 + 0,65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+ Q_8+Q_9+Q_{10})$	10,75kN/m ²

❖ **Dimensionnement des différents types de poteaux aux différents niveaux :**

- Poteau type (1) :

❖ **Poteau d’angle**

$$S_{aff} = \left(\frac{2000}{2} \times \frac{5030}{2} \right) = 2,51 \text{ m}^2$$

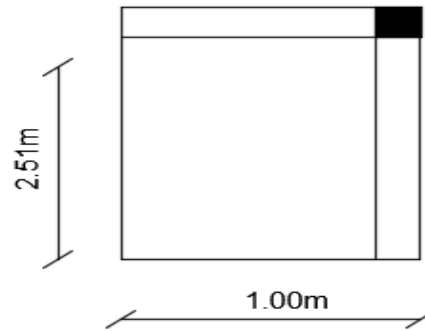


Figure 2.12. Schéma de Poteau d'angle

- Poteau type (2) :

- ❖ **Poteau de rive**

$$S_{aff} = \left(\frac{3000+4600}{2} \times \frac{5030}{2} \right) = 9,55 \text{ m}^2$$

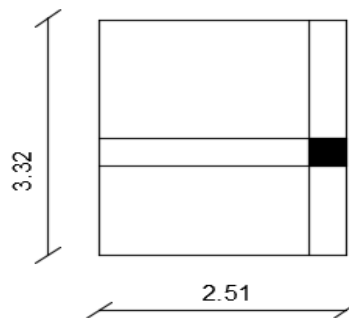


Figure 2.13. Schéma de Poteau de rive

- Poteau type (3) :

- ❖ **Poteau de centre**

$$S_{aff} = \left(\frac{3000+4600}{2} \times \frac{4100+5030}{2} \right) = 17,34 \text{ m}^2$$

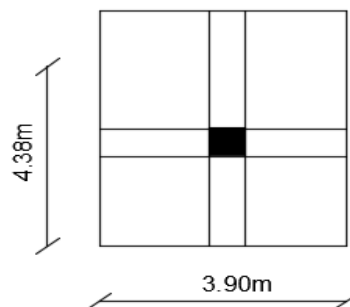


Figure 2.14. Schéma de Poteau de centre

On prend $S_{aff} = 15,17 \text{ m}^2$

Poteau type (3) :

❖ Poteau de centre

Tableau 2.6. Les sections des poteaux

étage	Surf affèr	G tot	Q tot	pp	Ps	q plancher	Q pp	Q Ps	Qu=1,15pu×10 ²	Br≥0,0064×qu	Br	A×B	Vérif RPA
Terrasse	17,34	6,23	1	8,21	5,98	171,84	11,08	8,07	219,63	140,56	23×6,11	202,75	30×40
9ème	17,34	12,46	2,5	16,42	11,96	356,70	22,16	16,14	454,25	290,72	23×12,64	366,00	30×40
8ème	17,34	18,69	3,85	24,63	17,94	537,65	33,25	24,21	684,37	437,99	23×19,04	526,00	30×40
7ème	17,34	24,92	5,05	32,84	23,92	714,70	44,33	32,29	910,01	582,40	23×25,32	683,00	30×40
6ème	17,34	31,15	6,10	41,05	29,90	887,85	55,41	40,36	1131,16	723,94	28×25,85	835,50	35×50
5ème	17,34	37,38	7,00	49,26	35,88	1057,09	66,50	48,43	1347,82	862,60	28×30,80	984,00	35×50
4ème	17,34	43,61	7,75	57,47	41,86	1222,44	77,58	56,51	1560,00	998,40	33×30,25	1128,75	35×55
3ème	17,34	49,84	8,50	65,68	47,84	1387,78	88,66	64,58	1772,17	1134,18	33×34,36	1272,66	35×55
2ème	17,34	56,07	9,25	73,89	53,82	1553,13	99,75	72,65	1984,35	1269,98	38×33,41	1416,40	35×55
1ème	17,34	62,30	10,00	82,10	59,80	1718,48	110,83	80,73	2196,54	1405,78	38×36,99	1559,60	40×60
RDC	17,34	68,53	10,75	90,31	65,78	1883,82	121,91	88,80	2408,7	1541,56	38×40,56	1702,40	40×60

Avec :

$$Pp = b \times h \times \gamma_b \times \eta \times L_{aff}$$

$$Ps = b \times h \times \gamma_b \times \eta \times L_{aff}$$

$$Q_{pp} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff}$$

$$Qu = 1,15pu \times 10^2 = 1,35(q_{\text{plancher}} + Q_{pp} + Q_{ps})$$

$$Br = \sqrt{Br} = (a-2) \times (b-2)$$

- Récapitulatif des charges et surcharge

$$\text{RDC} \rightarrow Q = 6,23 + 10 \times 4,8 = 54,23 \text{ KN/m}^2$$

Q	G
6,23	1
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5
4,8	1,5

➤ **Vérification selon RPA99 :**

RPA99/version2003 exige que la section retenue doive en plus vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zones I et II} \\ \min (b, h) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone III} \\ \min (b, h) \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

➤ **Vérification de flambement :**

D'après BAEL91, il faut vérifier $\lambda \leq 35$

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \leq 35$$

Avec :

λ : Élancement du poteau.

L_f : Longueur du flambement : $L_f = 0,7 L$

i_{min} : Rayon de giration de la section de plan de flambement : $i_{min} = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

B : Aire de la section du béton

Vérification vis-à-vis du RPA et flambement des poteaux centraux :

Tableau 2.7. Vérification vis-à-vis du RPA et flambement des poteaux centraux

étages	Vérification RPA	Vérification de flambement				
		I (m ⁴)	i (m)	l _f (m)	λ	λ < 35

10-9-8-7	(30×40)	0,0016	0,1154	2,14	18,5441	cv
6-5	(35×50)	0,0036	0,1434	2,14	14,9332	cv
4-3-2	(35×55)	0,0048	0,1579	2,14	13,5528	cv
1-RDC	(40×60)	0,0072	0,1732	2,14	12,3556	cv

2.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

On a deux types des voiles :

-Voile de contreventement

- Voile de soutènement : Pour soutenir le sol et avoir une bonne sécurité ^[5]

2.4.1. Les voiles du contreventement

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$

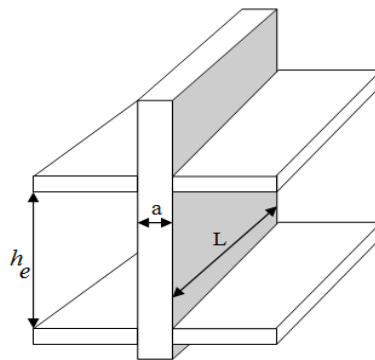


Figure 2.15. Coupe de voile en élévation ^[9]

Pour augmenter la rigidité de la structure, on a prévu des murs voiles et pour leur dimensionnement on a basé sur les conditions de RPA 2003 :

➤ **1 er condition :**

$$a \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

L : largeur du voile correspondant à la portée max

➤ **2^{ème} condition :**

$$a \geq 15\text{cm}$$

➤ **3^{ème} condition :** condition de rigidité aux extrémités :

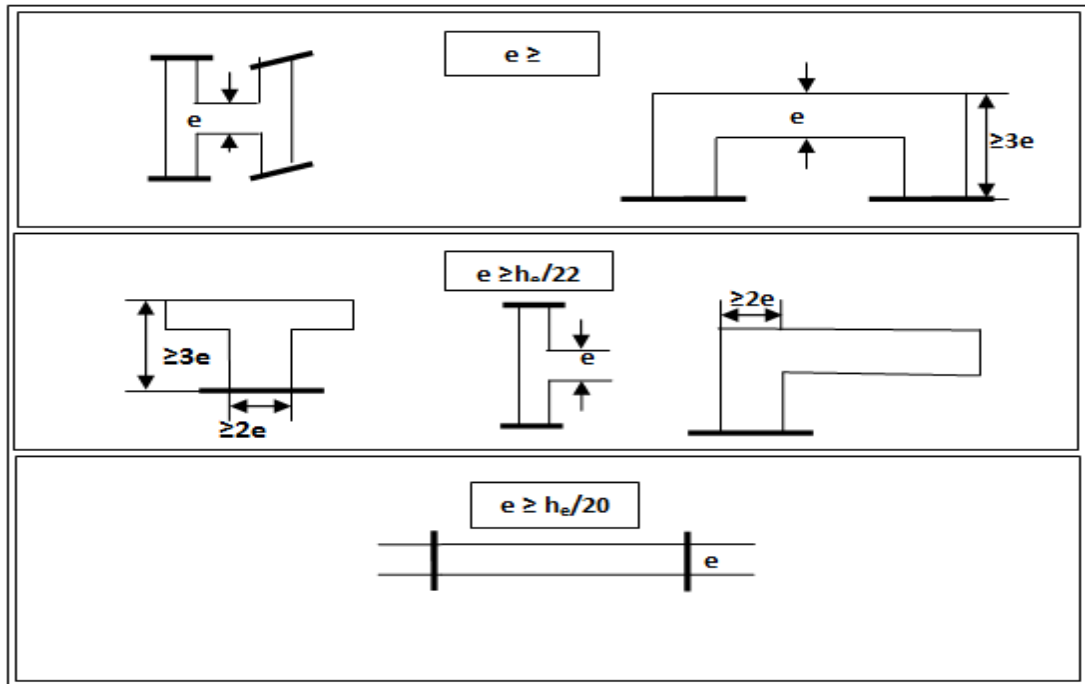


Figure 2.16. Coupes de voiles en plan pour différents cas

Dans notre structure on trouve 1 seul type de voile :

$$a \geq \frac{he}{25}$$

$$he = h - h_d$$

Avec :

he: hauteur libre d'étage

h :hauteur d'étage

h_d : hauteur de la dalle

Pour notre structure $he = 3,06 - 0,16$

$$he = 2,9m$$

$$a \geq \frac{2,9}{25} \rightarrow a \geq 11,6$$

alors on prend $a = 15$ cm

et on a 2 types de trumeaux :

- **Type 1 :**

$$a \geq \frac{he}{22}$$

$$he = h - h_{ch}$$

avec:

h_{ch} : hauteur de chaînage

$$h_e = 3,06 - 0,35$$

$$= 2,71 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{271}{22} \rightarrow a \geq 12,31$$

Alors on prend $a = 15 \text{ cm}$

- **Type 2 :**

$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

$$h_e = h - h_{pp}$$

avec:

h_{pp} : hauteur de la poutre principale

$$h_e = 3,06 - 0,40$$

$$= 2,66 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{266}{22} \rightarrow a \geq 12,09$$

Alors on prend $a = 15 \text{ cm}$

Tableau 2.8. Tableau récapitulative des types des voiles

Type des voiles	$h_{\text{étage}}$ (m)	h' (m)	h_e (m)	a	Epaisseur finale (cm)
Voile	3,06	0,16	2,91	11,60	15
Trumeaux type1	3,06	0,35	2,71	12,31	15
Trumeau type2	3,06	0,40	2,66	12,09	15

2.5. CONCLUSION

Ce chapitre a été consacré à l'étude du Pré-dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles), avec le choix des sections convenables au règlement (**BAEL91**) vérifiables par la suite (sous-dimensionner ou sur-dimensionner) par rapport aux cas accidentés.

➤ **Références utilisée :**

[1]... Art 7.5.1 (RPA99).

[2]...cours réalisation des chantiers Mr.Rabhi.

[3]...nL.pinterest.com.

[4]...cours_Genie_civil.com.

[5]... Art 7.7.2 (RPA99).

[6]...DTR.Bc.2.2.

[7]...BAEL.91.

[8]...DTR Bc2.2/IV.6.3.

[9]...civilmania.com.

A green scroll-shaped background with a black outline and rounded corners. The top and bottom edges are rolled up, and the left edge is also rolled up. The text is centered on the scroll.

CHAPITRE 3

**ETUDE DES
PLANCHERS**

3. ETUDE DES PLANCHERS

3.1 INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments structurels porteurs déterminant les différents niveaux d'une construction, leurs rôles essentiels consistent à la :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitations
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles périphérique et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparation entre les différents niveaux et isolation thermique et acoustique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16+4) cm avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant 15cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinales et transversales.

3.2. CALCUL DES PLANCHERS EN DALLE PLEINE

Notre dalle pleine se trouve au niveau des étages.

- **Méthode de calcul** :

Le calcul est mené sur une bande de 1m perpendiculaire aux lignes d'appuis à L'ELU et L'ELS à la manière d'une poutre.

Nous prenons le panneau de portées entre nus des appuis 2,25m et 4,60m

Détermination des sollicitations :

Le panneau le plus sollicité est un panneau continu de dimension .

$$L_x = 2,25m$$

$$L_y = 4,60m$$

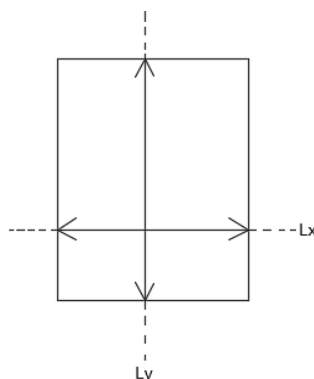


Figure 3.1. Dimensions d'une dalle pleine

Le panneau ayant une petite portée l_x et supportant une charge uniformément répartie « q », les moments flexion par unité de longueur, au centre de la plaque (méthode Ritz-Galerkin), valent :

Dans le sens de la petite portée :
$$M_x = \mu_x \times l_x^2 \times q$$

Dans le sens de la grande portée :
$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Ces moments de flexion sont obtenus par la formules qui suivent, dans lesquelles les coefficients μ_x et μ_y découlent de la résolution des équations théoriques par la méthode de Riz-Galerkin, en prenant comme valeurs du coefficient da poisson ν du béton, conformément au règlement B.A.E.L :

- **ELU** (béton non fissuré) : $\nu = 0$
- **ELS** (béton fissuré) : $\nu = 0,2$

Les valeurs numériques du coefficient μ_x et μ_y est extrait de l'abaque J.P.Mougin.

Tableau 3.1. Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.48	0,0798	0,317	0,0849	0,487

On a :

$\alpha = 0,48 > 0,40 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

- **Combinaisons fondamentales :**

Le calcul fait pour une bande de 1m.

➤ **ELU :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5Q) \times 1 = 9,54 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1 = 6,9 \text{ KN/ml}$$

Les moments se résument comme suit :

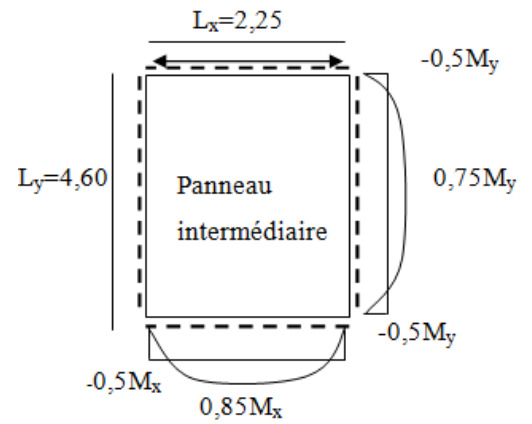


Figure 3.2. Schéma statique de la dalle pleine

$$\left. \begin{array}{l}
 M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot L_x^2 \\
 \text{ELU} \rightarrow \\
 \\
 M_{sx} = \mu_{sx} \cdot P_{ser} \cdot L_x^2 \\
 \text{ELS} \rightarrow \\
 M_{sy} = \mu_{sy} \cdot M_{sx} \\
 \diamond \text{ ELU :}
 \end{array} \right\} M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$$

$$M_{0x} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,09 \times 9,54 \times (2,25)^2 = 4,34 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_{uy} \cdot M_{0x} = 1,08 \text{ KN.m/ml}$$

❖ En appuis :

$$M_{ux}^{ta} = 0,5 \times M_{0x} = 2,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^a = 0,5 \times M_{0y} = 1,08 \text{ KN.m}$$

➤ En travée :

$$M_{ux}^t = 0,85 \times M_{0x} = 3,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy}^t = 0,75 \times M_{0y} = 0,81 \text{ KN.m}$$

↪ Vérification :

$$M_{uy}^t \geq \frac{M_{ux}^t}{4} \rightarrow 0,81 > 0,92 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

❖ ELS :

$$M_{0x} = \mu_{ux} \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,10 \times 6,9 \times (2,25)^2 = 3,49 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_{uy} \cdot M_{0x} = 1,18 \text{ KN.m/ml}$$

❖ En appuis :

$$M_{sx}^{ta} = 0,5 \times M_{0x} = 1,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy}^a = 0,5 \times M_{0y} = 0,59KN.m$$

➤ **En travée :**

$$M_{sx}^t = 0,85 \times M_{0x} = 2,96KN.m$$

$$M_{sy}^t = 0,75 \times M_{0y} = 0,88KN.m$$

↪ **Vérification :**

$$M_{sy}^t \geq \frac{M_{sx}^t}{4} \rightarrow 0,88 > 0,74 \dots\dots\dots CV$$

Avec :

$$T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_x + L_y)}$$

$$T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$$

Tableau 3.2. Récapitulative des moments adoptés pour le calcul aux états limites

	<u>ELU</u>		<u>ELS</u>	
<u>sens</u>	<u>XX</u>	<u>YY</u>	<u>XX</u>	<u>YY</u>
M_a max	<u>2,17</u>	<u>1,08</u>	<u>1,74</u>	<u>0,59</u>
M_t max	<u>3,68</u>	<u>0,92</u>	<u>2,96</u>	<u>0,88</u>
T max	<u>13,90</u>	<u>7,15</u>	<u>7,84</u>	<u>5,17</u>

3.2.1. Calcul de ferrailage

➤ **Armatures longitudinale :**

Sens xx :

➤ **En travée :**

➤ **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15)cm²

$$M_u^t = 3,68KN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,014 < \mu_{AB} = 0,392 \dots\dots\dots CV$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 \ ; \ \sigma_s = 348Mpa$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,017$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,134$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s} \quad [1]$$

$$A_u^t = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 4T8 = 2,01 cm²

- **Calcul des armatures minimales :**

- **Condition de non fragilité :**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse(215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} . A_{y \min} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **espacement maximale des armatures :**

L'écartement des armatures $S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[2]}$

➤ **Choix des armatures :**

T12 → e = 33 cm

2T12 → A = 2,26 cm² / ml

Avec :

disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

flexion simple
section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{3,68}{2,96} = 1,24$$

$$\rightarrow \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \alpha = 0,017$$

..... CV

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

fissuration peu nuisible
aucune vérification pour σ_s } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **En appuis :**

➤ **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{cm}^2$

$$M_a^t = 2,17 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,008 < \mu_{AB} = 0,392 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée.

$$A_u' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,010$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,134 \text{m}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_u^t = 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 4T8 = 2,01 cm²

- Calcul des armatures minimales :

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \min} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

L'écartement des armatures $S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm})$ [2]

33cm

➤ **Choix des armatures :**

T12 → e = 33 cm

2T12 → A = 2,26 cm²/ml

Avec :

disposition de première barre e₁ = e/2 = 16,5 cm

-Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
section rectangulaire → $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ → $\sigma_b < \overline{\sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{2,17}{1,74} = 1,24$$

$$\rightarrow \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \alpha = 0,010 \text{ cv}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

fissuration peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s) } les armatures calculées en ELU sont maintenues

➤ **Armatures transversale :**

Sens yy :

➤ **En travée :**

➤ **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (b×h) = (100×15)cm²

$$M_u^t = 0,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,0035 < \mu_{AB} = 0,392 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,004$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,134$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_u^t = 0,19 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8= 1,01cm²

- Calcul des armatures minimales :

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \min} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures \quad S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}^{[2]}$$

- Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$2T12 \rightarrow A=2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte du béton :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$$

Avec :

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{t_x^u}}{M_{t_x^s}} = \frac{0,92}{0,88} = 1,04$$

$$\rightarrow \frac{1,04-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 > \alpha = 0,003 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa}$$

fissuration peu nuisible } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.
(aucune vérification pour σ_s)

➤ **Armatures transversale :**

Sens yy :

➤ **En appuis :**➤ **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{cm}^2$

$$M_a^u = 1,08 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,004 < \mu_{AB} = 0,392 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,005$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,134$$

$$A_u^a = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s}$$

$$A_u^a = 0,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8 = 1,01 cm²

- Calcul des armatures minimales :

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} . A_{y \min} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement maximale des armatures :

L'écartement des armatures $S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{cm}^{[2]}$

➤ **Choix des armatures :**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$2T12 \rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec : disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
 section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$
 acier FeE400

Avec :

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{M t_x^u}{M t_x^s} = \frac{1,08}{0,59} = 1,83$$

$$\rightarrow \frac{1,83-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,66 > \alpha = 0,005 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b} = 15 \text{MPa}$$

fissuration peu nuisible }
 (aucune vérification pour σ_s) } les armatures calculées en ELU sont maintenues.

3.2.2. Vérification d’effort tranchant

La fissuration peu préjudiciable

Donc :

- **Contrainte tangente :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

- **Contrainte tangente limite :**

$$\overline{\tau_u} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau 3.3. Vérification effort tranchant

Sens	L (m)	d (m)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$
xx	2,25	13,5	13,90	0,102	1,666	C.V
yy	3,65	13,5	7,15	0,052	1,666	C.V

3.2.3. Vérification de poinçonnement

$$\tau_u = \frac{P_u}{2.h(u+v)} \leq 0,045 f_{cj}$$

$$\tau_u = \frac{9,54 \cdot 10^{-3}}{2(0,15) \times (2,25+4,60)} = 0,004 \text{ MPA} \geq 1,125 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{CV}$$

3.2.4. Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L_1} > \left\{ \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{lx}}{M_{0x}} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{A}{b.d} \leq 2Mpa \cdot \frac{1}{f_e} \dots\dots\dots(2)$$

3.3. CALCUL DES PLANCHERS EN CORPS CREUX

Le règlement BAEL91 propose des méthodes de calculs pour les planchers :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

3.3.1. ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression travaille suivant une seul direction $l_x / l_y < 0,4$ comme une poutre continue environ 60 cm et transmet les charges aux poutrelles.

Une armature minimale d la dalle est donc nécessaire cette armature à pour rôle :

- Limité le risque de fissuration par retrait.
- Résisté aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre les poutrelles voisines, les charges localisées notamment de celle qui proviennent des cloisons. [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{200}{f_e} \dots\dots\dots L_n \leq 50cm \\ A = \frac{4 \times L_n}{f_e} \dots\dots\dots 50 \leq L_n \leq 80cm \\ A // \geq \frac{A \perp}{2} \dots\dots\dots \end{array} \right.$$

Exemple :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = \frac{200}{520} \\ A = \frac{4 \times 600}{520} \\ A // \geq \frac{4,61}{2} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = 0,38 mm \\ A = 4,61 mm \\ A // \geq 2,30 mm \end{array} \right.$$

Avec :

- A // : Armatures parallèles aux poutrelles.
- A ⊥ : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

3.3.2. Etude des poutrelles

3.3.2.1. Les types de poutrelles

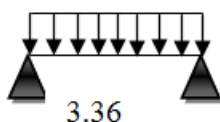
Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée, donc on distingue 02 types de poutrelles :

- Le premier comporte 1 seul travée.

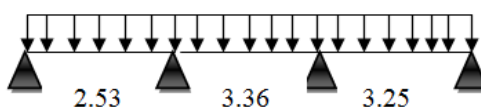
- Le deuxième comporte 3 travées.
- Le troisième comporte 09 travées.
- Le quatrième comporte 04 travées.
- Le cinquième comporte 02 travées.

• **Calcul du ferrailage des poutrelles :**

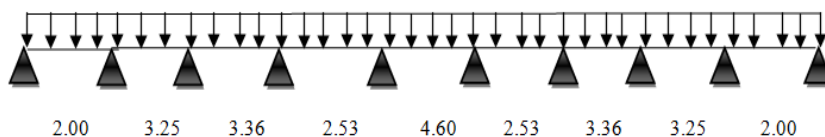
Type01 :



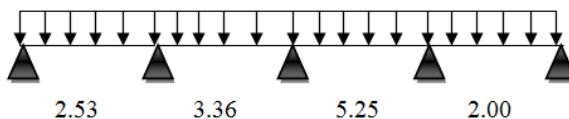
Type02 :



Type03 :



Type04 :



Type05 :

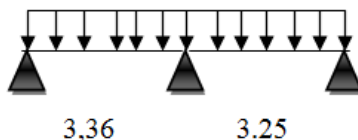


Tableau 3.4. Calcul des sollicitations

Type du Plancher	G (KN/ m ²)	Q (KN/ m ²)	ELU	ELS
			1,35G+1,5Q (KN/ m ²)	G+Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,23	1,00	m9,91	7,23
Etage courant	4, 8	1 ,50	8,73	6,3

❖ **Calcul des moments :**

Dans le cas de plancher comportant des poutres surmontées par une dalle générale à laquelle sont liée ; des méthodes simplifiées ont été mises au point. Le règlement BAEL (art. B6.2,2) propose une méthode de calcul applicable aux planchers à surcharge modérée appelée « **méthode forfaitaire** ».

- **La méthode forfaitaire :**

➤ Principe de la méthode :

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment (M_0) dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes chargements que la travée.

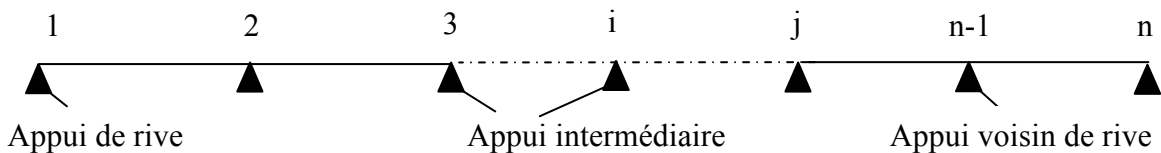


Figure 3.3.Type d'une poutrelle

✓ **Moment sur appuis :**

Appuis de rive : $M_a = 0,2M_{0j}^i = M_{a1} = M_{an}$

Appuis voisins de rive : $M_a = 0,5M_{0j}^i = M_{a2} = M_{a(n-1)}$

Si plus à deux (2) travée

Appuis intermédiaires : $M_a = 0,4M_{0j}^i = M_{a3} \dots = M_{a(n-2)}$

Appuis intermédiaires : $M_a = 0,6M_{0j}^i = M_{a2} \dots$ Si à (2) travées.

✓ **Moment en travées :**

Le moment en travée est au moins égale à :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_0 & \dots\dots\dots \text{pour tous les cas.} \\ 1,05.M_0 & \dots\dots\dots \text{travée de rive.} \\ \frac{(1 + 0,3\alpha)}{2} M_{0i} \Rightarrow & \dots\dots\dots \text{travée intermédiaire.}^{[3]} \end{cases}$$

Avec :

M_{0i} : Moment maximal dans la travée de référence (isostatique).

M_t : Moment maximal dans la travée continue.

M_a : Moment sur appuis.

$M_{0_j}^i$: Moment maximal de gauche ou droite de l'appui considéré.

α : Coefficient $\left(\alpha = \frac{Q}{G+Q} \right)$.

➤ **Les conditions d'application de la méthode :**

- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire $Q \leq \max (2G;5)KN / m^2$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation.

- Les portés vérifient : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- La fissuration doit être peu nuisible.

↪ **Remarque :**

Dans le cas où l'une des conditions n'est pas satisfaite on appliquera la méthode de Caquot.

- **La méthode de Caquot :**^[3]

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

✓ **Notation :**

M_0 : Moment max de la travée indépendante.

M_l : Moment max de la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : Moment sur l'appui de droite de la travée.

q_w : charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire pour terrasse : [CBA 93 B.6.2.2.1.0]

$$Q=1 \text{ kn/m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G = (2 \times 6.23) \text{ KN/m}^2 = 12.46 \text{ kn/m}^2 \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{CV}$$

-le moment d'inertie est constant dans les différentes travéesCV

-la fissuration est considérée comme non préjudiciableCV

-le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,36}{3,25} = 1,03 \in [0,8 - 1,25] \dots\dots\dots CV$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,25}{2} = 1,62 \notin [0,8 - 1,25] \dots\dots\dots CNV$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i-1}} = \frac{3,25}{3,36} = 0,96 \in [0,8 - 1,25] \dots\dots\dots CV$$

➤ **Conclusion :**

Les 04 conditions sont vérifiées juste pour les types 01 ,02 et 04 des poutrelles de ce bâtiment.

➔ Donc on va utiliser la méthode forfaitaire juste pour ces trois types et la méthode Caquot pour les types restant.

➤ **Application de la méthode forfaitaire :**

On prend le type 05 comme exemple de calcul.

Poutrelle 05 : tous les planchers coutants

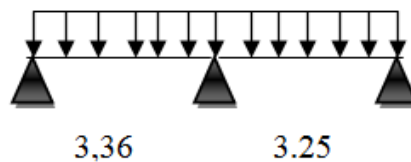


Figure 3.4. Poutrelle type 05

Calcul des moments fléchissant :

-
- **Moment fléchissant en appuis :**

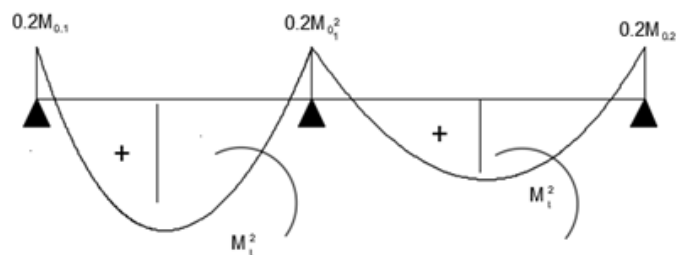


Figure 3.5. Moment fléchissant en appuis

➤ **Moments fléchissants en travées : [CBA 93 ANNEXE-E]**

✓ **Etat limite ultime (Elu) :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{01} = 8,38KN.m \\ M_{02} = 7,84KN.m \end{array} \right.$$

$$\xi = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,23+1} = 0,138 \quad [CBA93ANNEXE - E]$$

Travée (A-B) :

$$M_t^1 + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}) \quad [CBA93ANNEXE - E]$$

$$M_t^1 + \frac{1,67 + 5,02}{2} \geq \max((1 + 0,3 \cdot 0,138)M_{01}; 1,05M_{01})$$

$$M_t^1 \geq 8,79 - 3,34$$

$$\xi M_t^1 \geq 5,45KN.m$$

Vérification :

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{01} \quad (\text{pour une travée de rive}) \quad [CBA93ANNEXE - E]$$

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,138)}{2} M_{01}$$

$$M_t^1 \geq 5,20KN.m$$

$$\max \left\{ \begin{array}{l} M_t^1 = 5,45KN.m \\ M_t^1 = 5,20KN.m \end{array} \right\}$$

$$M_t^1 = 5,45KN.m$$

-On prend :

Travée (B-C) :

$$M_t^2 + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}) \quad [CBA93ANNEXE - E]$$

$$M_t^2 + \frac{5,02 + 1,56}{2} \geq \max((1 + 0,3 \times 0,138)M_{02}; 1,05M_{02})$$

$$M_t^2 \geq 8,23 - 3,29$$

$$M_t^2 \geq 4,94KN.m$$

Vérification :

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{02} \quad (\text{pour une travée de rive}) \quad [CBA93ANNEXE - E]$$

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,138)}{2} M_{02}$$

$$M_t^2 \geq 4,94KN.m$$

-On prend :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} M_t^2 = 4,94KN.m \\ M_t^2 = 4,86KN.m \end{array} \right\}$$

$$M_t^2 = 4,86KN.m$$

✓ **Etat limite de service (Els) :**

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

$$M_{01} \begin{cases} = 6,12 \text{ KN.m} \\ M_{02} = 5,72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,23+1} = 0,138 \quad [\text{CBA93 ANNEXE} - E]$$

☞ **Travée (A-B) :**

$$M_t^1 + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_{01}; 1,05M_{01}) \quad [\text{CBA93 ANNEXE} - E]$$

$$M_t^1 + \frac{1,22 + 3,67}{2} \geq \max((1 + 0,3 \times 0,138)M_{01}; 1,05M_{01})$$

$$M_t^1 \geq 6,42 - 2,44$$

$$M_t^1 \geq 3,98 \text{ KN.m}$$

☞ **Vérification :**

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{01} \quad (\text{pour une travée de rive}) \quad [\text{CBA 93 ANNEXE} - E]$$

$$M_t^1 \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,138)}{2} M_{01}$$

$$M_t^1 \geq 3,79 \text{ KN.m}$$

-On prend :

$$\max \begin{cases} M_t^1 = 3,98 \text{ KN.m} \\ M_t^1 = 3,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^1 = 3,98 \text{ KN.m}$$

☞ **Travée (B-C) :**

$$M_t^2 + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max((1 + 0,3\alpha)M_{02}; 1,05M_{02}) \quad [\text{CBA93 ANNEXE} - E]$$

$$M_t^2 + \frac{3,67 + 1,14}{2} \geq \max((1 + 0,3 \times 0,138)M_{02}; 1,05M_{02})$$

$$M_t^2 \geq 6,00 - 2,40$$

$$M_t^2 \geq 3,60 \text{ KN.m}$$

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_{02} \quad (\text{pour une travée de rive}) \quad [\text{CBA 93 ANNEXE} - E]$$

$$M_t^2 \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times 0,138)}{2} M_{02}$$

$$M_t^2 \geq 3,55 \text{ KN.m}$$

☞ **Vérification :**

-On prend :

$$\max \begin{cases} M_i^2 = 3,60 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_i^2 = 3,55 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M_i^2 = 3,60 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-diagramme des moments fléchissant :

➤ **ELU :**

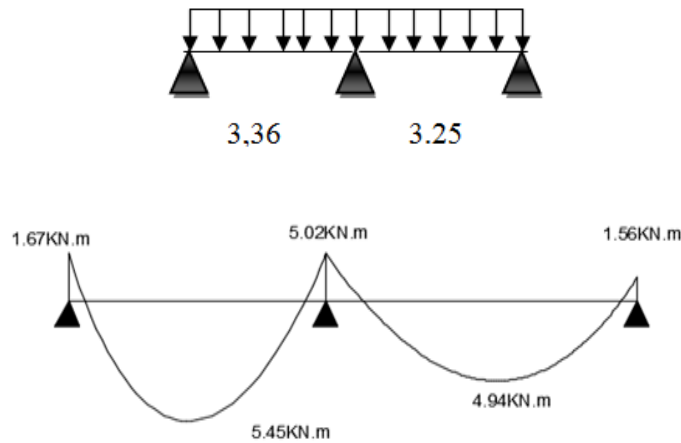


Figure 3.6. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.U] pour la poutrelle type 05

ELS :

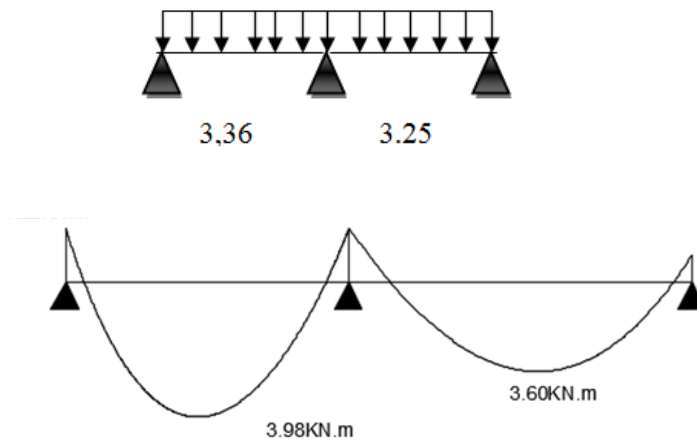


Figure 3.7. Diagramme des moments fléchissant a [E.L.S] pour la poutrelle 05

➤ **Calcul de l'effort tranchant (T) :**

$$T(x) = \pm \frac{pl}{2} - px + \frac{M_{i-1} - M_i}{l_i}$$

☞ **Travée (A-B) :**

-X=0 m :

$$T(0) = \frac{5,94 \times 3,36}{2} + \frac{1,67 - 5,02}{3,36}$$

$$T(0) = 9,97 - 0,99$$

$$T(0) = 8,98 \text{ KN}$$

- X=3,36 m :

$$T(3,36) = \frac{5,94 \times 3,36}{2} - 5,94(3,36) + \frac{1,67 - 5,02}{3,36}$$

$$T(3,36) = 9,97 - 19,95 - 0,99$$

$$T(3,36) = -10,97 \text{ KN}$$

§ **Travée (B-C) :**

- **X=0 m :**

$$T(3,36) = \frac{5,94 \times 3,25}{2} + \frac{5,02 - 1,56}{3,25}$$

$$T(3,36) = 9,65 - 1,06$$

$$T(3,36) = 10,71 \text{ KN}$$

- **X=3.25 m :**

$$T(3,25) = \frac{5,94 \times 3,25}{2} - p(3,25) + \frac{5,02 - 1,56}{3,25}$$

$$T(3,25) = 9,65 - 19,30 + 1,06$$

$$T(3,25) = -8,59 \text{ KN}$$

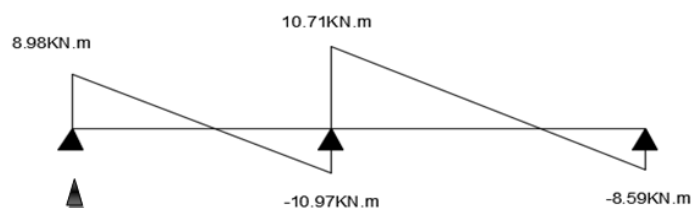


Figure 3.8. Diagramme des efforts tranchants

-Tableaux récapitulatif des moments fléchissant maximaux des poutrelles a -E.L.U et E.L.S :

➤ **E.L.U :**

Tableau 3.5. Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.U .

Etages types	Terrasse		Courant	
	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)
Type 01	3,35	6,28	2,95	5,54
Type 02	4,19	5,36	3,69	4,87

Type 03	7,31	9,35	6,44	8,24
Type 04	5,69	5,42	5,01	3,07
Type 05	5,02	5,45	4,43	4,96

E.L.S :

Tableau 3.6. Moments fléchissant maximaux des poutrelles a E.L.S.

Etages types	Terrasse		Courant	
	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appuis (KN.m)	M Travée (KN.m)
Type 01	2,44	4,58	2,13	4,00
Type 02	3,05	3,91	2,66	3,51
Type 03	5,33	6,82	4,65	5,95
Type 04	4,14	3,02	3,62	1,91
Type 05	3,66	4,01	3,20	3,37

=

-Tableaux récapitulatif des efforts tranchants maximaux des poutrelles a E.L.U et E.L.S :

Tableau 3.7. Efforts tranchants maximaux des poutrelles à E.L.U et E.L.S.

Etages types	ELU		ELS	
	Terrasse	Courant	Terrasse	Courant
Type 01	9,98	8,80	7,27	6,35
Type 02	10,45	9,22	7,65	6,65
Type 03	13,66	9,95	12,07	8,69
Type 04	12,84	9,01	9,36	8,17
Type 05	10,97	10,28	8,00	6,98

➤ sollicitations maximales :

Tableau 3.8. Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
M_{tmax} (KN.m)	9,35	6,82
M_{amax} (KN.m)	7,31	5,33
T_{max} (KN)	13,66	12,07

a. Détermination des armatures :

1. En travée :

❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 9,35 \text{ KN.m}$$

-Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

✓ Calcul moment de référence

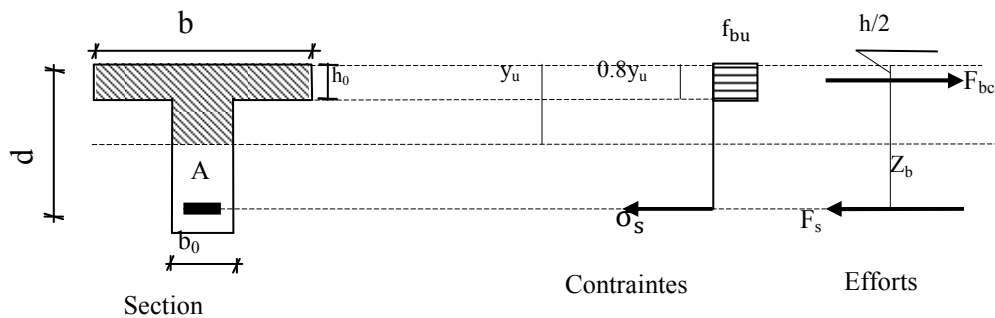


Figure 3.9. Moment de référence

$$\begin{cases} F_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} \Rightarrow M_T = \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ M_{Tu} = F_{bc} \cdot Z_b \end{cases}$$

$$M_T = 14,17 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 9,35 \text{ KN.m} < M_T = 54,41 \text{ KN.m}$$

⇒ La zone comprimée se trouve dans la table de compression, Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

✓ Exemple de calcul de ferrailage :

-Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

✓ Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9,35 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,6 \times 0,18^2} = 0,033$$

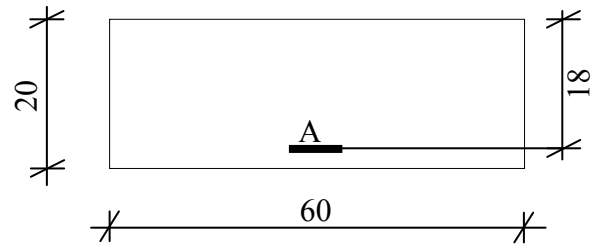


Figure 3.10. Section de calcul en travée

Tableau 3.9. Moment réduit limite

Nuance	FeE215		FeE235		FeE400		FeE500	
	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$	$\gamma_s = 1,15$
f_e/γ_s	215	187	235	204	400	348	500	435
ε_{es} (%)	1,075	0,935	1,175	1,02	2,00	1,74	2,5	2,175
α_1	0,765	0,789	0,749	0,774	0,636	0,668	0,583	0,617
μ_1	0,425	0,432	0,420	0,427	0,379	0,392	0,358	0,372

$$\mu_\ell = 0,392$$

$$\mu_{bu} < \mu_\ell$$

Donc : il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,041$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,177 \text{ m}$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{9,35 \cdot 10^{-3}}{347,82 \times 0,177} \cdot 10^4 = 1,51 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \text{ [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]}$$

$$A_t = \max(A_t; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$3T10 \longrightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la contrainte du béton :**

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

- Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$

Ou bien

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,033 < 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots cv$$

❖ **Conclusion :**

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

} ⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

2. **En appui :**

❖ **Etat limite ultime (ELU):**

$$M_a^u = 7,31 \text{ KN.m}$$

La table de compression ce trouve dans la zone tendus et le béton tendu n'interviens pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (12×20).

➤ **Vérification de l'existence de l'armature comprimée :**

✓ **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7,31 \cdot 10^{-3}}{14,17 \times 0,12 \times 0,18^2} = 0,132$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell$$

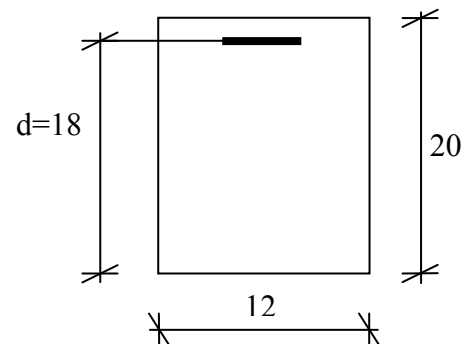
Donc :

Il n Ya pas d'armatures dans la zone comprimée.

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,17$$

$$Z_b = d * (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,167 \text{ m}$$



F 3.11. SECTION DE CALCUL EN APPUIS

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{7,31 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,167} \cdot 10^4 = 1,25 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 \text{ [BAEL91r9/art-A.4.1,1]}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,25 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures :**

$$1T12+1 T10 A = 1,92 \text{ cm}^2$$

❖ **Etat limite de service (E L S) :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,37$$

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow 0,17 < 0,43 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

❖ **Conclusion :**

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A'
- Acier FeE400

} ⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues

Tableau 3.10. Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis

	M(KN.m)	μ	α	Z _b	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _s (cm ²)
Travée	9,35	0,033	0,041	0,177	1,51	1,30	3T10	2,36
Appuis	7,31	0,132	0,171	0,167	1,25	0,26	1T12+1T10	1,82

3. Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 13,66 \text{ KN}$$

❖ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

Nous avons :

$$\text{Contrainte tangente } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{13,66 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,63 \text{ MPa [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

❖ **Fissuration peut nuisible :**

Contrainte tangente limite

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa [BAEL91r99 /art-A.5.1,21]}$$

$$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

❖ **Section et écartement des armatures transversales A_t :**

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 5,71 \text{ mm [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

✓ **L'espace des armatures transversales :**

Pour le cas de la flexion simple et $\alpha=90^\circ$ on a :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij}' \cdot k}{(0,8 \cdot f_e) \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,311]}$$

❖ Si on utilise des cadres droits $\Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$ ($\alpha=90^\circ$)

❖ $f_{ij}' = \min(f_{ij}; 3,3 \text{ MPa}) \Rightarrow f_{ij}' = 2,1 \text{ MPa}$ [BAEL91r99 /art-A.5.1,311]

❖ $k = 1$: (flexion simple) [BAEL91r99 /art-A.5.1,311]

❖ $A_t = n \cdot \phi_n$: le nombre de brin.

ϕ : Le diamètre du brin

$$A_t = 2 \cdot 0,28 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]}$$

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

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Vérification de l'espace :**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,57 \cdot 235}{12 \cdot 15} \geq 0,4 \text{ MPa [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]}$$

$$\Rightarrow 0,74 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{20}{336} = 0,043 < 0,062 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

$$\bullet \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_0^S} \right)$$

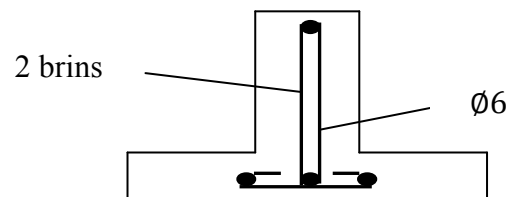


Figure 3.12. Armatures transversales

$$\bullet \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

➤ **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{\max}}$ [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

f_{gv} , f_{gi} : Les flèches dus aux charges g.

f_{ji} : La flèche dus aux charges j.

f_{pi} : La flèche dus aux charges p.

- Les flèches instantanée et différée F_{gi} , F_{gv} dues à l'ensemble des charges permanentes.
- La flèche instantanée F_{ji} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- La flèche instantanée F_{pi} dus à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500}$ (lorsque $L < 5m$) [BAEL 91r 99 / B.6.5, 3]

On doit vérifier que: $\Delta F_t \leq \frac{L}{500} = F_{admi}$

Pour les flèches dues aux charges instantanées

$$\left\{ F_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ avec } \begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \\ \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} \begin{cases} \mu = 1 - (1,75 f_{t28}) / (4\rho\sigma_s + f_{t28}) \\ \rho = \frac{A}{b_0.d} \end{cases} \right. \text{ [CBA93/AnnexeD]}$$

Pour les flèches dues aux charges de longues durées :

$$\left\{ F_v = \frac{ML^2}{10E_v I_{fv}} \text{ avec } \begin{cases} I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} \\ \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{2}{5} \lambda_i \end{cases} \begin{cases} \mu = \max \left\{ 0, 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s \times f_{t28}} \right\} \\ \rho = \frac{A}{b_0.d} \end{cases} \right. \text{ [CBA93/Annexe-D]}$$

I_0 : Moment de l'inertie de la section totale rendue homogène.

E_i ; E_v : Les déformations du béton successivement instantané et différée.

ρ : Le (pourcentage) ou rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

f_{t28} : Résistance caractéristique du béton à la traction exprimée en (MPa ou N/mm²).

$b; b_0$: Largeur de la table de compression et de la nervure.

$I_{fi}; I_{fv}$: Moment de l'inertie fictive évaluée empiriquement.

$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 32164,19 \text{ MPa}$ Module de déformation instantané [BAEL91 / A.2.1,21]

$E_{vj} = 1/3. E_{ij} = 10721,4 \text{ MPa}$ Module de déformation différé [BAEL91 / A.2.1,22]

• **Charge apprendre en compte :**

Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons (j) :

$$j = (\text{Plancher de corps creux } (16+4) + \text{cloison}) \times b$$

Étage service et courant : $j = (2,8 + 0,75) \times 0,6 \Rightarrow j = 2,13 \text{ KN} / m$

Terrasse : $j = (2,8 + 0) \times 0,6 \Rightarrow j = 1,68 \text{ KN} / m$

L'ensemble des charges permanentes (g) : $g = (G_{\text{Total}}) \times b$

Étage service et courant : $g = 4.80 \times 0,6 \Rightarrow g = 2.88 \text{ KN} / m$

Terrasse : $g = 6,23 \times 0,6 \Rightarrow g = 3.73 \text{ KN} / m$

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (P) : $P = (G + Q) \times b$

Etage courant : $P = (4.8 + 1,5) \times 0,60 \Rightarrow P = 3.78 \text{ KN} / m$

Terrasse : $P = (6,23 + 1) \times 0,60 \Rightarrow P = 4.33 \text{ KN} / m$

• **Moment de service maximal dans la travée :**

$$M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$$

• **Centre de gravité :**

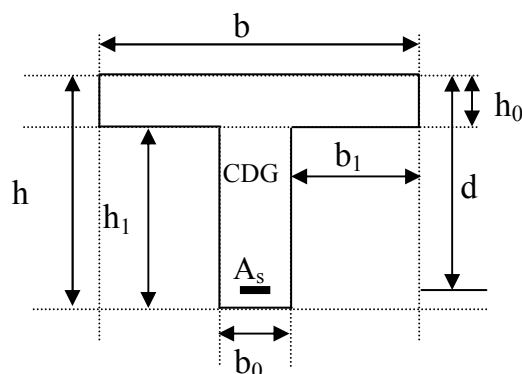


Figure 3.13. Centre de gravité

$$V_1 = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{\left[(b.h_0) \times \left(h - \frac{h_0}{2} \right) \right] + \left[(h - h_0).b_0 \times \left(\frac{h - h_0}{2} \right) \right] + [(n.A_s) \times (h - d)]}{(b.h_0) + (h - h_0).b_0 + (n.A_s)}$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{[(60 \times 4)(20 - 2)] + [(16 \times 12) \cdot 8] + [(15 \times 2,36)2]}{(60 \times 4) + (16 \times 12) + (15 \times 2,36)} = 12,68 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 7,32 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :**

Avec : $n = \frac{E_a}{E_b} = 15$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{b.V_2^3}{3} + \frac{b_0.V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(V_2 - h_0)^3}{3} + 15A_s.(d - V_2)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = \frac{60 \times (7,32)^3}{3} + \frac{12 \times (13,05)^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,32 - 4)^3}{3} + 15 \times 1,30 \times (18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = I_{GX} = 19451,645 \text{ cm}^4$$

➤ **Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M.n}{W} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M.n}{I_0} y$$

y : La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_2 \Rightarrow y = 18 - 7,32 \Rightarrow y = 10,68 \text{ cm}$$

↳ **Exemple de calcul :**

✓ **Etage courant :**

$$M_j = 0,85 \frac{j.L^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \frac{2,13 \times 4,60^2}{8} \quad \sigma_s = \frac{M.n}{I_0} y \Rightarrow \sigma_s = \frac{4,78 \times 10^{-3} \cdot 15}{19451,64 \times 10^{-8}} \cdot 10,68 \cdot 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_j = 4,78 \text{ Kn.m} \qquad \qquad \qquad \Rightarrow \sigma_s = 39,36 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 4,03 \cdot 0} = 21396,80 \\ \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,01 \left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right)} = 4,03 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 39,36 + 2,1} = -1,63 \times 10^{-4} \end{array} \right. \\ \rho = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,01 \end{array} \right.$$

$$F_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} = 0,146$$

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.11. Vérification de la flèche après de calcul

Etage		Etage courant	terrasse
L max (m)		4,60	4,60
Charges KN.m	<i>j</i>	2,13	1,68
	<i>g</i>	2,88	3,73

	p	3,78	4,33
M moment fléchissant KN.m	M_j	4,78	3,77
	M_g	6,47	8,38
	M_p	8,49	9,73
Contrainte De l'acier MPa	σ_{sj}	39,36	31,04
	σ_{sg}	53,28	69,01
	σ_{sp}	69,62	80,13
coefficient	μ_j	0	0
	μ_g	0	0,07
	μ_p	0,08	0,16
λi		4,03	
Moment d'inertie fictif cm⁴	I_{fi}^j	21396,80	21396,80
	I_{fi}^g	21396,80	16688,87
	I_{fi}^p	16180,28	13008,75
	I_{fv}^g	19451,64	17479,27
La flèche Cm	f_i^j	0,146	0,115
	f_i^g	0,198	0,330
	f_i^p	0,345	0,490
	f_v^g	0,650	0,927
$\Delta F_t (cm)$		0,651	0,914
$F_{adm} (cm)$		0,920	0,920
Vérification $\Delta F_t \leq F_{adm}$		C.V	C.V

➤ **Schéma de ferrailage :**

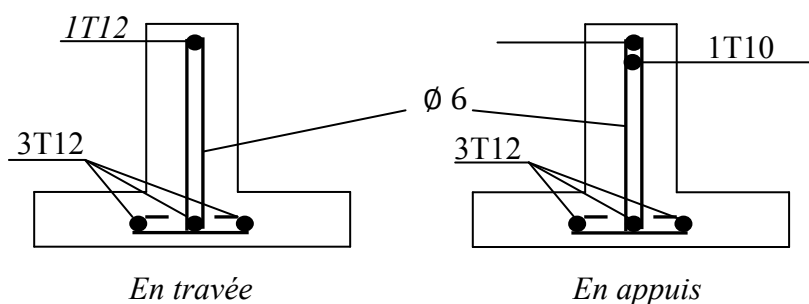


Figure 3.14. Schéma de ferrailage

3.4. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a vu les calculs du ferrailage de chaque planchers (plancher corps creux et plancher en dalle pleine), et on a choisis des sections de tel façon a assurer la sécurité et la bonne réalisation.

[1]... BAEL91/B.6.8,423.

[2]... BAEL.91.r.99/art A 8.2.42.

[3]...BAELr99/B.6.2,210.



CHAPITRE 4

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

4. ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

4.1. INTRODUCTION

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

4.2. ETUDE DE L'ACROTÈRE

4.2.1. Introduction

- Pour assurer la sécurité des personnes il est essentiel de prévoir l'acrotère au niveau de la terrasse.
- L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera donc calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.
- L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base (encastré dans le plancher terrasse.)
- Le ferrailage se calcule pour une section rectangulaire d'une largeur de 1m travaillant en flexion composée.

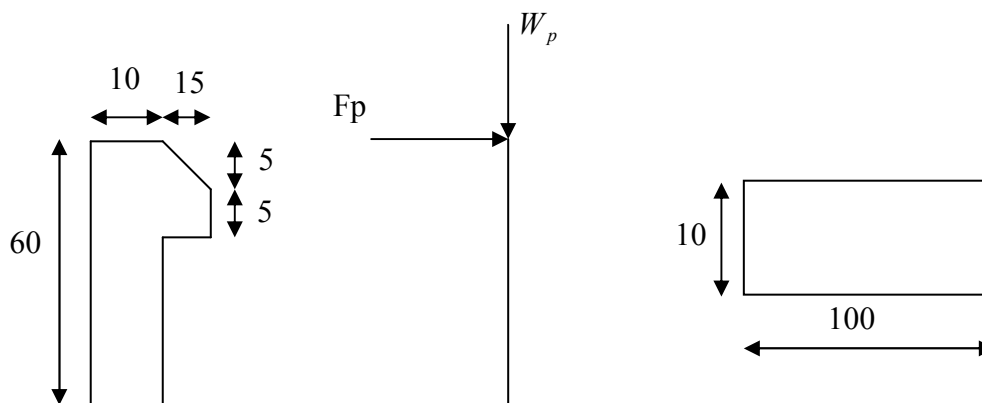


Figure 4.1. Schéma de l'acrotère

4.2.2. Charge

◆ Poids propre :

$$W_p = \left[(0,6 \times 0,10) + \frac{(0,10 + 0,05)}{2} \times 0,15 \right] \times 25$$

$$W_p = 1,78 \text{ KN/ml.}$$

◆ Force horizontale :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p^{[1]}$$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,78$$

$$F_p = 0,57 \text{ KN/ml.}$$

4.2.3. Sollicitation

➤ Calcul à ELU :

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

$$M_u = 1,5 \times 0,57 \times 0,6 \Rightarrow M_u = 0,51 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_u = 1,35 \times W_p \Rightarrow N_u = 2,40 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul à ELS:

$$M_s = F_p \cdot h$$

$$M_s = 0,57 \times 0,6 \Rightarrow M_s = 0,34 \text{ KN.m/ml.}$$

$$N_s = W_p = 1,78 \text{ KN/ml.}$$

a. Calcul de l'excentricité:

1) Excentricité de premier ordre :

$$e_1^{[2]} = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0,51}{2,40} \Rightarrow e_1 = 0,21 \text{ m}$$

2) Excentricité additionnelle :

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

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

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)^{[1]}$$

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 .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right), \quad \alpha = 0,5 \text{ si } N_i = 0$$

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.

$$L_f = 2L_0 \Rightarrow L_f = 2 \times 0,6$$

$$\Rightarrow L_f = 1,20m$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{0,51}{1,5 \times 0,34} \right) \Rightarrow \alpha = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10000 \times 0,10} \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,00864m$$

$$e = e_1 + e_a + e_3 \Rightarrow e = 0,21 + 0,02 + 0,00864$$

$$\Rightarrow e = 0,24m = 24cm$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 2 = 0,3cm$$

$e > \frac{h}{2} - c$ donc la section sera partiellement comprimée, le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

$$M_f = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_f = 2,40 \times (0,24 - 0,03)$$

$$\Rightarrow M_f = 0,504KN.m / ml$$

4.2.4. ferrailage

➤ Les armatures longitudinales :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,0044$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,00548$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,089$$

$$A_s = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{0,504 \times 10^{-3}}{0,089 \times 348} \times 10^4$$

$$\Rightarrow A_s = 0,16cm^2$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \quad [3]$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 1 \times (0,9 \times 0,1) \times \frac{2,1}{400}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{0,2 \cdot b}{100} \Rightarrow A_{\max} = \frac{0,2 \times 1 \times 0,1}{100} \times 10^4 \Rightarrow A_{\max} = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix d'armature :**

$$A_s = 2 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{2,01}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Le choix d'armature :**

$$A_t = 0,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Schéma de ferrailage :**

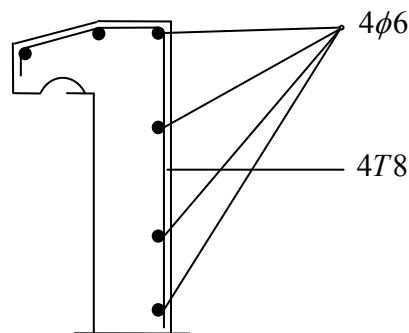


Figure 4.2. Schéma de ferrailage del'acrotère

4.2.5. Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = 1,5F_p \Rightarrow T_{\max} = 1,5 \times 0,57$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 0,855 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{0,855 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 0,95 \times 10^{-2} \text{ MPa}$$

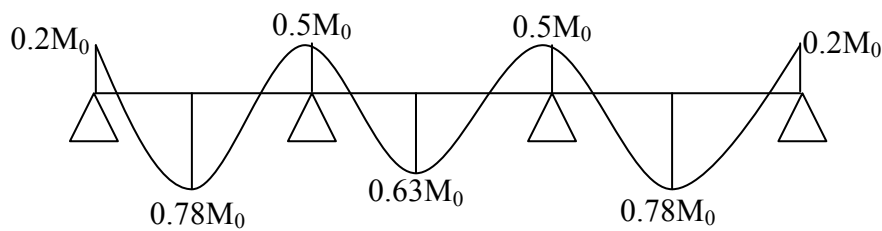
$$\tau_{adm} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\max} = 0,0095 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

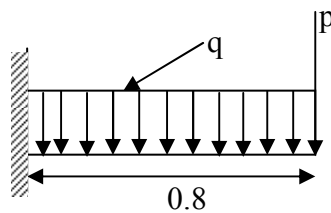
4.3. ETUDE DES BALCONS

On distingue trois types des balcons :

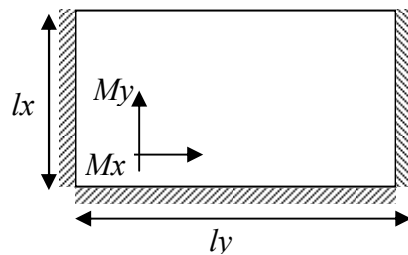
- **Type 01** : Balcon considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis simples



- **Type 02** : c'est une console



- **Type 03** : il est considéré comme une dalle pleine encadrée sur trois cotés



Dans notre cas on a le type 02 :

- Le balcon est assimilé à une console encadré au plancher, réalisé en dalle pleine.
- Le calcul se fait pour une bonde de 1m de largeur.

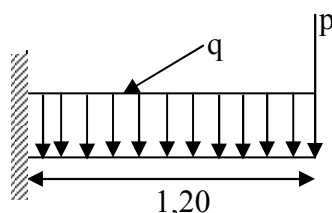


Figure 4.3. Schéma de balcon

4.3.1. Dimensionnement ^[4]

L'épaisseur du balcon est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{120}{30} \leq e \leq \frac{120}{10}$$

$$\Rightarrow 4 \leq e \leq 12 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la dalle de balcon est : $e = 15 \text{ cm}$

4.3.2. Détermination des sollicitations

4.3.2.1. Descente des charges

Tableau 4.1. Descente des charges

N°	désignation	ρ (kN/m ³)	e(m)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0,40
3	Lit de sable	18	0.02	0,36
4	Dalle pleine (15)	25	0.15	3,75
5	Enduit en ciment	20	0.02	0,40
G		5,35kN/m²		
Q		3,50kN/m²		

-Calcul de la charge due au poids du mur : $S = G_m \cdot h$.

-Enduit extérieure..... $2 \cdot 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

- Brique creuse($e=10 \text{ cm}$) $0,9 \text{ kN/m}^2$

-Enduit intérieure..... $2 \cdot 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

-Bac fleur..... $1,25 \text{ kN/m}^2$

$$\underline{\underline{G_m = 2,87 \text{ kN/m}^2}}$$

-Hauteur du mur : $h=1,2\text{m} \Rightarrow P'=2,78*1,2=3,34\text{KN/ml}$

4.3.2.2. Evaluation des charges

➤ **ELU :**

$$p_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow p_u = 12,47\text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u L^2}{2} + 1,35P'L \Rightarrow M_u = \frac{12,47 \times (1,20)^2}{2} + 1,35 \times 3,34 \times 1,2$$

$$\Rightarrow M_u = 14,38\text{KN.m}$$

4.3.3. Calcul de ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{14,38 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,15)^2 \times 14,2} \quad [3]$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,055$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,070$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,13$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 3,17\text{cm}^2$$

◆ **Choix des barres :**

$$4\text{T}12 \Rightarrow A_s = 4,52\text{cm}^2$$

◆ **Armature de répartition :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{4,52}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 1,13\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,32\text{cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,32\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow 4\text{T}10 = 3,14\text{cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$P_{ser} = Q + G \Rightarrow P_{ser} = 8,85\text{KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{2} + P'L \Rightarrow M_{ser} = 10,38\text{KN.m}$$

4.3.4. Vérification au cisaillement

$$T_u = P_u \cdot L + 1,35P' \Rightarrow T_u = 12,47 \times 1,20 + 4,51$$

$$\Rightarrow T_u = 19,47 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_{\max} = \frac{19,47 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135}$$

$$\Rightarrow \tau_{\max} = 0,144 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \tau_{\max} = 0,144 < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

4.3.5. Vérification de la flèche

$$f_i = \frac{5 \cdot p_{\text{ser}} \cdot L^4}{348EI} \text{ [5]}; \quad E_i = 32164,195 \text{ MPa}$$

◆ Centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 4,52 \times 10}{100 \times 12 + 4,52}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 6,54 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = 5,46 \text{ cm}$$

◆ Moment de l'inertie :

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s (d - V_1)^2 \Rightarrow I = 15561,594 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{5 \times 8,85 \times (1,2)^4 \times 10^7}{384 \times (32164,195) \times 15561,594} \Rightarrow f_i = 0,003 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{120}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 0,48 \text{ cm}$$

$$f_i = 0,003 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,56 \text{ cm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{ CV}$$

❖ Remarque :

Pratiquement ; on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contre poids.

4.3.6. Le contre poids

4.3.6.1. Calcul longueur de contre poids

➤ **Poids du balcon ($e_b=15\text{cm}$) :**

$$G_1 = e_b \times L_b \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$G_1 = 0,15 \times 1,2 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 4,5 \text{KN}$$

➤ **Poids de contre balancement ($e_p=20\text{cm}$) :**

$$G_2 = e_c \times L_c \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$G_2 = 0,20 \times L_c \times 1 \times 25 \Rightarrow G_2 = 5L_c$$

$$60\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 4,5 = 5L_c$$

$$\Rightarrow L_c = 0,54 \text{m}$$

Avec :

G_1 : le poids de balcon

e_b : épaisseur de balcon

L_b : longueur de balcon

G_2 : le poids de contre poids

e_c : épaisseur de contre poids = épaisseur de plancher

L_c : longueur de contre poids

➤ **Schéma de ferrailage :**

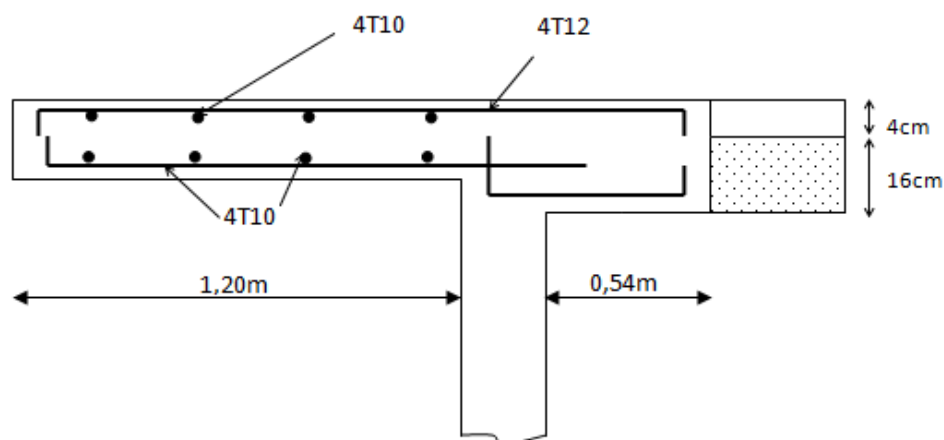


Figure 4.4. Schéma de ferrailage du balcon

4.4. ETUDE D'ESCALIER

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (Poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipement...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier, pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté. [6]

4.4.1. Descriptions

L'escalier se compose généralement par :

- **La paillasse** : Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.
- **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet aux usagers de se reposer.
- **L'embranchement** : la longueur d'une marche.
- **Le giron (g)** : la largeur d'une marche.
- **Contre marche (h)** : la hauteur de marche.
- **Garde de corps** : à pour rôle d'éviter les risques de chute.

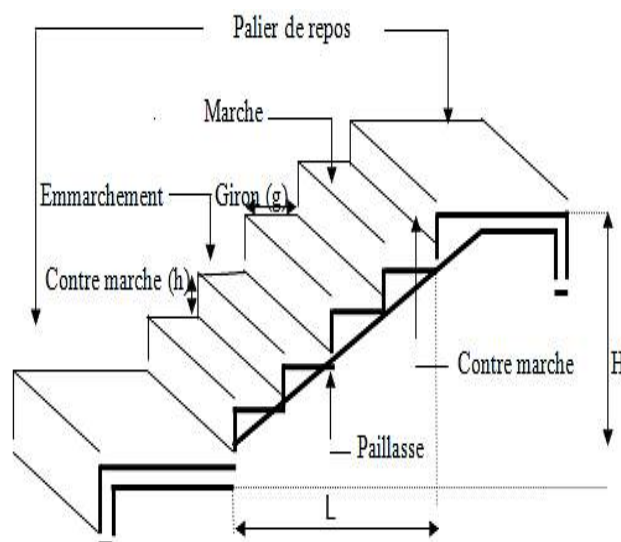


Figure 4.5. Schéma des escaliers

4.4.2. Les type d'escaliers

Dans notre projet on a 1 seul type d'escaliers :

- Escalier à 3 volé et deux palier de repos.

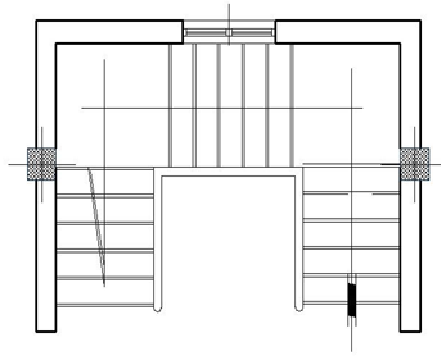


Figure 4.6. Schéma de cage d'escaliers

4.4.3. Choix des dimensions

4.4.3.1. Condition d'accès facile

La condition de BLONDEL concernant la facilité d'accès des escaliers permet de déterminer les valeurs de h et g en fonction du module m correspondant à la longueur du pas.

$$m = g + 2h \quad \text{avec} \quad 58\text{cm} < m < 64\text{cm}$$

La hauteur à monter H correspond à un nombre n (entier) de marches

$$H = n \times h$$

La longueur de volée d'escalier L est donnée par la formule :

$$L = (n-1) \times g \quad n : \text{nombre de contre marche.}$$

En générale en faut pas prévoir plus de 18 à 20 marches successive sont les séparent par un palier de repos.

$$16\text{cm} \leq h \leq 21\text{cm}$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

$$\text{Escalier confortable} \begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 32\text{cm} \end{cases} ; \text{palier} \geq 3g$$

4.4.3.2. Condition dégagement rapide des escaliers

$$1\text{m} \leq \text{l'embranchement} \leq 1,5\text{m}$$

4.4.4. Pré-dimensionnement

D'après la relation de BLONDEL le tracé de l'escalier est correct si :

$$58\text{cm} \leq m \leq 64\text{cm}$$

Généralement on prend : $h = 17\text{cm}$

$$58\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm} \Rightarrow 58\text{cm} \leq (2 \times 17) + g \leq 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 25\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$$

$$\Rightarrow g = 30\text{ cm}$$

On choisissant : $g = 30\text{ cm}$.

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 \Rightarrow 2h + g = 64\text{ cm} \rightarrow \text{Pour un bâtiment d'habitation.}$$

4.4.4.1. Détermination de nombres des contremarches

$$h = \frac{He}{n} \Rightarrow n = \frac{He}{h}$$

$$\Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{120}{17}$$

$$\Rightarrow n = 07 \text{ contremarches.}$$

Le nombre des marches :

$$n - 1 = 7 - 1 = 6$$

Donc nous adoptons 07 contremarches de 17cm et 6 marches de 30cm.

- L'angle de l'inclinaison de la paillasse α :

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87 \Rightarrow \sin \alpha = 0,49$$

➤ Longueur de volée L':

$$L' = \frac{H'}{\sin \alpha} = \frac{120}{0,49} = 244,89\text{ cm} = 2,44\text{ m}$$

- L'épaisseur de la paillasse ou volée de palier :

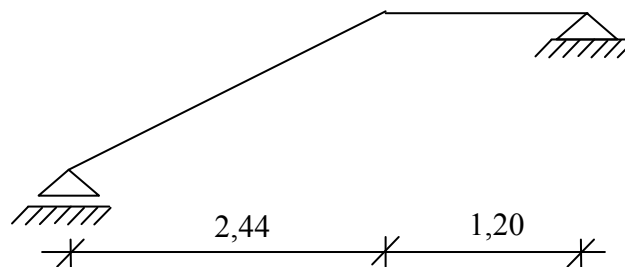


Figure 4.7. Schéma statique d'escalier

$$\frac{L_{pal}}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{L_{pal}}{20} \Rightarrow \frac{244}{30} \leq e_{pal} \leq \frac{244}{20}$$

$$\Rightarrow 8,13\text{ cm} \leq e_{pal} \leq 12,2\text{ cm}$$

On prend $e_{pal} = 15\text{ cm}$ pour des raisons constructives.

4.4.5. Evaluation des charges

Les charges sont déterminées pour une bande de 1m.

1) Paillasse :

Tableau 4.2. Chargement permanent et d'exploitation de la paillasse

Revêtement horizontal (carrelage +mortier de pose)	0,84 KN/m^2
Revêtement vertical ($0,84 \cdot \frac{h}{g}$)	0,48 KN/m^2
Poids propre des marches ($22 \cdot \frac{h}{g}$)	1,87 KN/m^2
Poids propre de la paillasse ($25 \cdot \frac{e_p}{\cos \alpha}$)	4,60 KN/m^2
Enduit au ciment ($0,18 \cdot \frac{1,5}{\cos \alpha}$)	0,31 KN/m^2
-Charge permanentes $G= 8,10 \text{ KN/m}^2$	
-Charge d'exploitation $Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$	

2) Palier :

Tableau 4.3. Chargement permanent et d'exploitation du palier

REVETEMENT HORIZONTAL (CARRELAGE +MORTIER DE POSE)	0,84 KN/m^2
POIDS PROPRE DE PALIER ($25 \cdot e_p$)	4,00 KN/m^2
ENDUIT AU CIMENT(0,18 / 1,5)	0,27 KN/m^2
-CHARGE PERMANENTES $G= 5,11 \text{ KN/m}^2$	
-CHARGE D'EXPLOITATION $Q= 2,5 \text{ KN/m}^2$	

➤ Combinaison de charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml

- à l'état limite ultime $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- à l'état limite service $q_{ser} = G+Q$

Tableau 4.4. Détermination les combinaisons fondamentales

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q_u (KN/m ²)	q_{ser} (KN/m ²)
palliasse	8,10	2,50	14,68	10,60
palier	5,11	2,50	10,65	7,61

4.4.6. Détermination des sollicitations

➤ **ELU :**

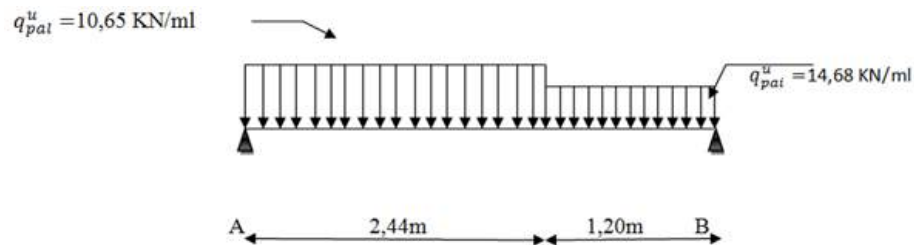


Figure 4.8. Schéma statique de l'escalier à l'ELU

A. Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 25,91 \text{ KN}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B = 22,67 \text{ KN}$$

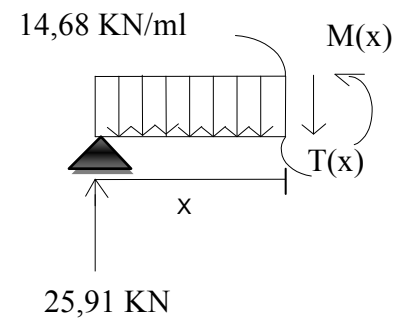
B. Calcul des moments et des efforts tranchants :

Section I-I: $0 \leq x \leq 2,44\text{m}$

$$\begin{cases} M(x) = R_A \cdot x - q_u^{pal} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_A \cdot x - q_u^{pal} \cdot x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = 25,91 \cdot x - 14,68 \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 25,91 - 14,68 \cdot x \end{cases}$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 25,91 \text{ KN} \\ x = 1,76\text{m} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 2,44\text{m} \rightarrow T(x) = -9,90 \text{ KN} \end{cases}$$



- Moment fléchissant:

$$M(x) = 25,91 \cdot x - 14,68 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x)_{\max} = 22,86 \text{ KN.m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis)

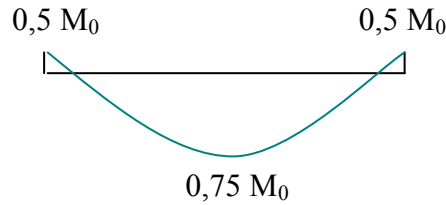


Figure 4.9. Diagramme des moments

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{au}} = -0,5M_{\text{max}} = -11,43 \text{ KN.m} \\ M_{\text{tu}} = 0,75M_{\text{max}} = 17,14 \text{ KN.m} \\ T_{\text{max}} = 25,91 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

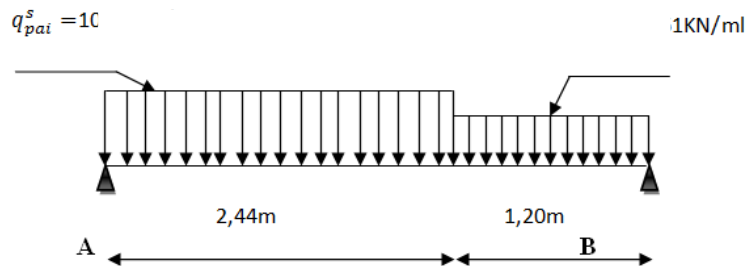


Figure 4.10. Schéma statique de l'escalier à l'ELS

A. Calcul des réactions :

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 18,69 \text{ KN}$$

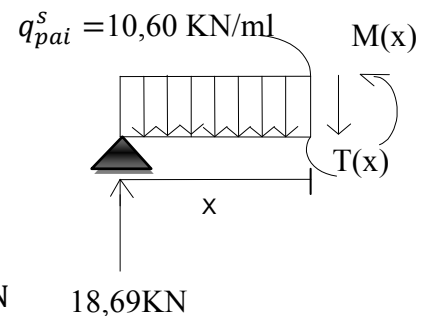
$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_B = 16,28 \text{ KN}$$

B. Calcul des moments et des efforts tranchants :

Section I-I: $0 \leq x \leq 2,44\text{m}$

$$T(x) = 18,69 - 10,60 \cdot x$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 18,69 \text{ KN} \\ x = 0,90\text{m} \rightarrow T(x) = 0 \\ x = 2,44\text{m} \rightarrow T(x) = -7,17\text{KN} \end{cases}$$



- Moment fléchissant:

$$M(x) = 18,69 \cdot x - 10,60 \times \frac{x^2}{2}$$

$$M(x)_{\max} = 14,04 \text{ KN.m}$$

On considère qu'on a un encastrement partiel aux extrémités (appuis)

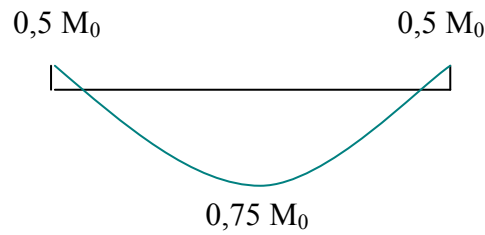


Figure 4.11. Diagramme des moments

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{\text{aser}} = -0,5M_{\text{max}} = -7,02 \text{ KN. m} \\ M_{\text{tser}} = 0,75M_{\text{max}} = 10,53 \text{ KN. m} \\ T_{\text{max}} = 18,69 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau 4. 5. Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
$M_{\text{amax}} \text{ (KN. m)}$	11,43	7,02
$M_{\text{tmax}} \text{ (KN. m)}$	17,14	10,53
$T_{\text{max}} \text{ (KN)}$	25,91	18,69

4.4.7. Calcul du ferrailage (paillasse)

a. En travée :

➤ E.L.U :

$$M_{tu} = 17,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M'_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{17,14 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,13^2} = 0,071$$

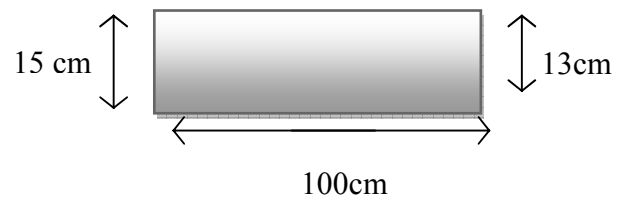


Figure 4.12. Section de calcul

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow$ On est en pivot A : pas d'armatures comprimés.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,092 \quad ; \quad Z_b = 0,125$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{17,14 \times 10^{-3}}{348 \times 0,125} \cdot 10^4 = 3,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Armatures minimales :**

Condition de non fragilité :^[3]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_u ; A_{\min}) = \max (3,94 ; 1,63) = 3,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit : 4T12 \Rightarrow A = 4,52 cm²/ml .

▪ **Espacement :**

$$e_{\max} = \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

On prend : e = 15 cm

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : A_r = 2T10 = 1,57 cm²/ml

$$e = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

On prend : e = 20 cm

b. En appui :

➤ **ELU :**

$$M_u^a = -11,43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{11,43 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,13^2} = 0,047$$

$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow$ On est en pivot A : pas d'armatures comprimés.

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,060 \quad ; \quad Z_b = 0,126$$

$$A_u = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{11,43 \times 10^{-3}}{348 \times 0,126} \times 10^4 = 2,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

▪ **Armatures minimales :**

Condition de non fragilité : ^[3]

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_u ; A_{\min}) = \max (2,60 ; 1,63) = 2,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit : 4T12 $\Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

soit : 2T10 $\Rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

➤ **ELS :**

-Vérification des contraintes :

Fissuration peu nuisible \rightarrow vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour σ_s \rightarrow il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

➤ **En travée :**

$$M_{\text{Ser}}^t = 10,53 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{t_x}^u}{M_{t_x}^s} = \frac{17,14}{10,53} = 1,62$$

$$\rightarrow \frac{1,62-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56 > \alpha = 0,003 \dots\dots\dots \text{CV}$$

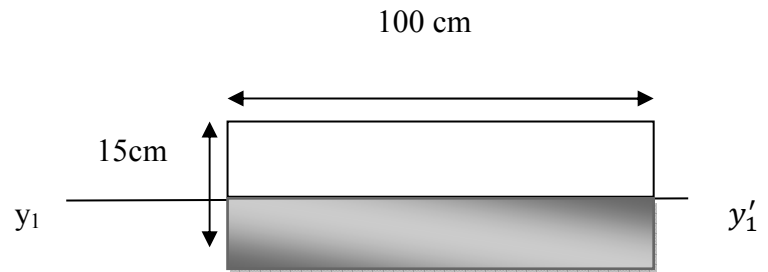
Conclusion :

$$\sigma_b \langle \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

fissuration peu nuisible }
(aucune vérification pour σ_s) } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **En appuis :**

$$M_{\text{Ser}}^a = -7,02 \text{ KN.m}$$



Flexion simple }
Section rectangulaire } $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma}_b$
Acier FeE400 }

Avec :

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{a_x}^u}{M_{a_x}^s} = \frac{11,43}{7,02} = 1,62$$

$$\rightarrow \frac{1,62-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56 > \alpha = 0,003 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \langle \overline{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

fissuration peu nuisible }
(aucune vérification pour σ_s) } Les armatures calculées en ELU sont maintenues

4.4.8. Vérification de l'effort tranchant

$$T_{\text{max}} = 25,91 \text{ KN}$$

La fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \min(3,33 ; 5Mpa) = 3,33Mpa$.

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{\tau_{u \max}}{b.d} = \frac{25,91 \times 10^{-3}}{1,0,13} = 0,199 Mpa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifié \rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

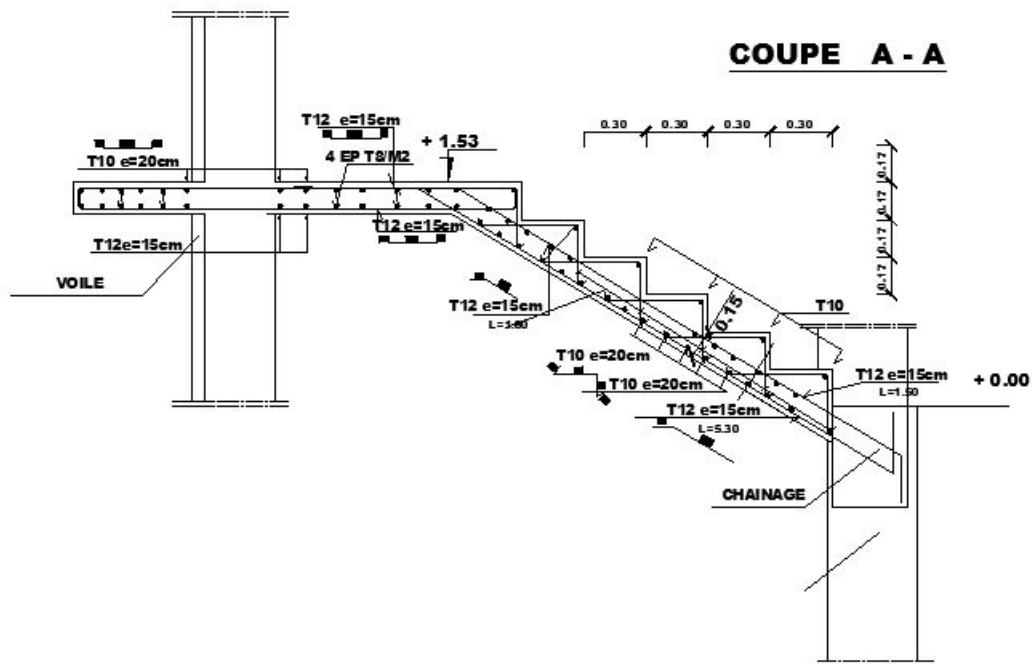


Figure 4.13. Schéma d'escalier

4.5. ETUDE DE L'ASCENSEUR

4.5.1. Définition

L'ascenseur est un moyen mécanique, son rôle est de transporter les personnes entre les différents étages des immeubles. Il est nécessaire dans les bâtiments élancés (plus de cinq étages) dans lesquels l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

4.5.2. Caractéristiques

Dimensions de la cabine (confirmer : ascenseur et monte-charge p59)

-On a opté un ascenseur de 10 personnes dont la charge nominale est de 800 Kg (en fonction de la surface réservée pour l'emplacement).

On a donc :

- largeur : 1,35 m
- Profondeur : 1,40 m
- Hauteur : 2,20 m
- Largeur du passage libre : 0,80 m
- Hauteur du passage libre : 2,00m
- Vitesse = 1.20m/s (en fonction de la hauteur de course)
- $20 \leq He \leq 40m \Rightarrow V = 1,2m / S$
- Hauteur de course : 35 m

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (Pp) équilibre la demi-charge en cabine tandis que la demi-charge restante et le poids mort seront soulevées par le moteur.

Soit alors :

$$Pp = Pm + \frac{q}{2}$$

Avec : Pp : contre poids.

Pm : poids mort.

q : charge en cabine

4.5.3. Descente des charges

- Charge d'exploitation : 800 Kg (10 personnes).
- Charge permanente (confirmer : ascenseur et monte charge p98-99).

1-Masse de la cabine M₁ :

Surface latérale S₁ :

$$S_1 = (1,4 \times 2 + 1,35) \times 2,20 = 9,13 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 11,5 \text{ Kg /m}^2 \text{ majorée de 10\%}$$

$$M_1 = 11,50 \times 9,13 \times 1,10 = 115,5 \text{ Kg}$$

2-Masse du plancher M₂ :

$$S_2 = 1,35 \times 1,40 = 1,89 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 110 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_2 = 1,89 \times 110 = 207,9 \text{ Kg}$$

3-Masse du toit M_3 :

$$M_3 = 20 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$M_3 = 1,89 \times 20 = 37,8 \text{ Kg}$$

4-Masse de l'arcade M_4 :

$$M_4 = 80 + 1,35 \times 120 = 242 \text{ Kg.}$$

5-Masse du parachute M_5 :

$$M_5 = 40 \text{ Kg (prise instantanée)}$$

6-Masse des accessoires M_6 :

$$M_6 = 80 \text{ Kg}$$

7-Masse de la porte M_7 :

$$S_7 = 0,8 \times 2 = 1,6 \text{ m}^2$$

$$M_7 = 1,60 \times 25 + 80 = 120 \text{ Kg}$$

8-Masse de la poulie de moufflage M_8 :

$$M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ Kg} \quad n = 2 \text{ poulies.}$$

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 903,20 \text{ kg} \quad P_p = P_m + \frac{q}{2} = 903,20 + \frac{800}{2} = 1303,2 \text{ Kg}$$

➤ Calcul de la charge de la rupture Cr :

$$Cr = Cr_1 \times n \times m \quad (1)$$

Tel que :

Cr : charge de rupture totale

Cr_1 : charge de rupture d'un seul câble.

n : nombre des câbles

m : nombre de moufflage

$$C_s = \frac{Cr}{M} \quad (2) \quad \text{ou : } C_s : \text{coefficient de sécurité}$$

$$M = q + p + p_{\text{cable}} \quad (3)$$

$$P_{\text{cable}} \text{ est négligeable} \Rightarrow M = q + p$$

$$\text{Il faut que : } \begin{cases} C_s \geq 12 \\ \frac{D}{d} > 40 \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \\ \text{généralement, } \frac{D}{d} = 45 \end{array} \right.$$

Sachant que :

D : Diamètre de poulie de moufflage = 500 mm

d : diamètre de câble

$$d = \frac{D}{45} = 11,20 \text{ mm}$$

Du tableau p99 → d = 12,6 mm

Ayant les caractéristiques suivantes :

1-la charge admissible totale = 8152 kg

2-masse linéaire = 0,515 kg/m

$$(2) \Rightarrow Cr = Cs \times M \times \frac{1}{0,85} \quad 0,85 : \text{coefficient de câblage}$$

$$Cr = \frac{800 + 903,20}{0,85} \times 12 = 24045,18 \text{ kg}$$

$$(1) \Rightarrow n = \frac{Cr}{Cr_1 \times m} = \frac{24045,18}{8152 \times 2} = 1,47 \quad \text{soit } n = 2 \text{ câbles}$$

Le nombre de câbles doit être prise et ça pour compenser les efforts de torsion des câbles.

➤ **Détermination du poids des câbles Mg :**

$$Mg = 0,515 \times 2 \times 36,19 = 37,27 \text{ kg}$$

$$(3) \Rightarrow M = 800 + 903,20 + 37,27 = 1740,47 \text{ kg}$$

4.5.4. Vérification

$$Cr = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow C_s = \frac{27716,8}{1740,47} = 15,92 > 12 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de la charge permanente G :**

$$G = P_m + P_p + P_{\text{cable}} + P_{\text{treuil}}^{[7]}$$

$P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$ (y compris le poids du moteur)

$$G = 903,20 + 37,27 + 1303,2 + 1200 = 3443,67 \text{ kg}$$

$$G = 3443,67 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{En conclusion} \\ Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5848,95 \text{ Kg} \end{array} \right\} Q = 800 \text{ kg}$$

Nombre d'appuis = 04

$$\Rightarrow \text{Chaque appui reçoit } q_u = Q_u / 4 = 1462,23 \text{ Kg}$$

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner, pour que ce phénomène n'apparaisse plus il faut que :

$$Q_u \leq \bar{Q}_u = 0,0675 \cdot f_{c28} \cdot u \cdot h \cdot \frac{2}{3}$$

$$= 0,045 \cdot f_{c28} \cdot u \cdot h$$

$$u = x_0 + 2 \cdot h_1 + h_t$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v = y_0 + 2xh_1 + h_t, \quad x_0 = 10 \\ h_1 = 2,5 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 10 \Rightarrow u = v = 25 \text{ (cm)} \\ y_0 = 10 \end{array} \right.$$

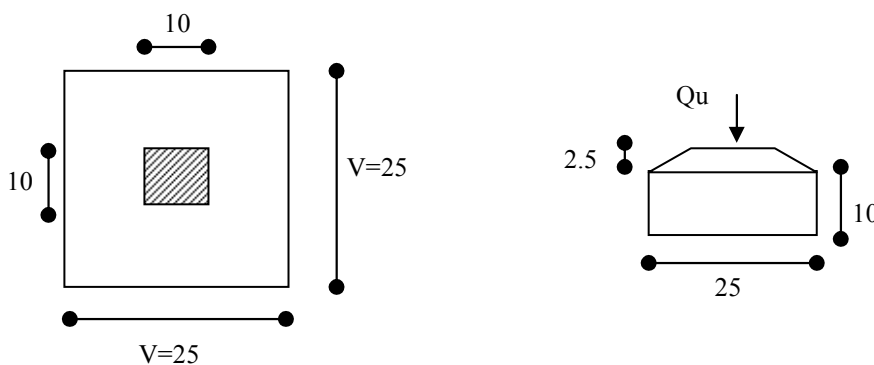


Figure 4.14. Schéma de l'appui du moteur l'ascenseur

Surface d'impact = 0,25x0,25

$$\bar{Q} = 0,045 \times 10 \times 15 \times 25 \times 10 = 1687,5 \text{ Kg} > q_u = 1462,23 \text{ Kg} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

4.5.5 La sollicitation

$$p = \frac{q}{uv} = \frac{1462,23}{0,25^2} = 23395,68 \text{Kg}$$

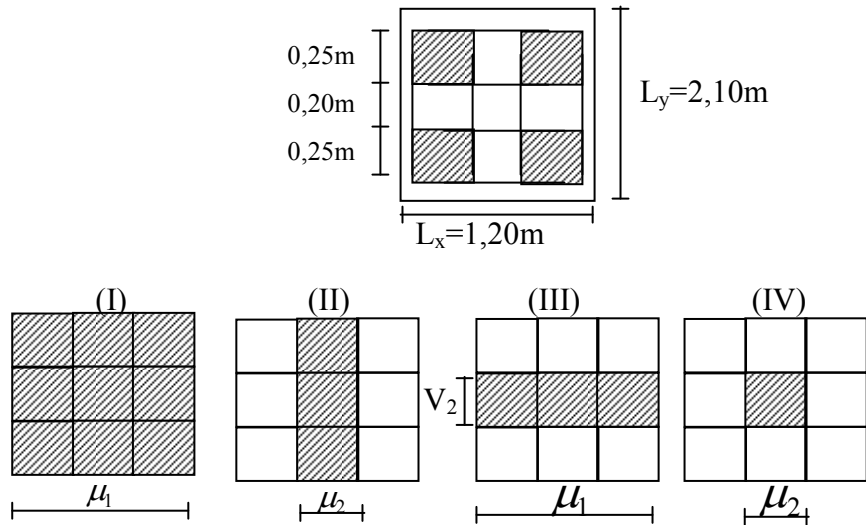


Figure 4.15. Les panneaux de calcul de la dalle machine

$$e(I) : = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 = 0,6$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu}{L_x} = \frac{0,70}{1,20} = 0,58 \\ \frac{V_1}{L_y} = \frac{0,7}{2,10} = 0,33 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau de PIGEAUD}} \begin{cases} M_1 = 0,109 \\ M_2 = 0,099 \end{cases}$$

Effet de (II)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu_2}{L_x} = \frac{0,20}{1,20} = 0,16 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0,70}{2,10} = 0,33 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau de PIGEAUD}} \begin{cases} M_1 = 0,196 \\ M_2 = 0,150 \end{cases}$$

Effet de (III)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu_1}{L_x} = \frac{0,70}{1,20} = 0,58 \\ \frac{V1}{L_y} = \frac{0,20}{2,10} = 0,09 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau de PIGEAUD}} \begin{cases} M_1 = 0,115 \\ M_2 = 0,134 \end{cases}$$

Effet de (IV)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mu_2}{L_x} = \frac{0,20}{1,20} = 0,16 \\ \frac{V_2}{L_y} = \frac{0,20}{2,10} = 0,09 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{tableau de PIGEAUD}} \begin{cases} M_1 = 0,254 \\ M_2 = 0,310 \end{cases}$$

Sachant que :

$$M_x = M_i \cdot Q_u'$$

$$M_y = M_i \cdot Q_u'$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.6. Tableau récapitulatif du moment

	$\frac{\mu}{L_x}$	$\frac{\mu}{L_y}$	M₁	M₂	S(m²)	P'=P.S(Kg)	M_x(Kg)	M_y(Kg)
I	0,58	0,33	0,109	0,099	0,49	11463,88	1249,56	1134,92
II	0,16	0,33	0,196	0,150	0,14	3275,39	641,97	491,30
III	0,58	0,09	0,115	0,134	0,14	3275,39	376,66	438,90
IV	0,16	0,09	0,254	0,310	0,04	935,827	237,70	290,10

➤ **Moments dus au charges localisées : « M_c »**

$$M = M_I - M_{II} - M_{III} + M_{IV}$$

$$M_x = 468,63$$

(Kg . m)

$$M_y = 494,82$$

Moments dus au charges réparties : « M_r »

$$G = 0,1 \times 2500 = 250 \text{ Kg/m}^2 \quad e_p = 10\text{cm} \quad (\text{épaisseur de la dalle})$$

la dalle machine n'est pas accessible , alors la surcharge P= 100 Kg/m²

$$= \frac{L_x}{L_y} = 0,89 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ \mu_x = 0,0865 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \quad \mu_y = 0,759$$

ELU :

$$q = 1,35G + 1,5P$$

$$\begin{cases} M_{xr} = 60,71 \\ M_{yr} = 15,67 \end{cases} \quad (\text{Kg.m})$$

ELS :

$$\begin{cases} M_x = 564,61 \\ M_y = 447,08 \end{cases} \quad (\text{Kg.m})$$

Les moments en appuis et en travée valent alors :

$$M_t = 0,75M$$

$$M_q = 0,5M$$

ELU

ELS

$$M_{tx} = 435,82$$

$$423,46$$

$$M_{ax} = 290,54 \quad (\text{kg.m})$$

$$282,31 \quad (\text{kg.m})$$

$$M_{ty} = 344,69$$

$$335,31$$

$$M_{ay} = 229,79$$

$$223,54$$

4.5.6. Détermination du ferrailage

➤ **Sens X-X :**

1- **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_{tu} = 435,82 \text{ kg}$$

$$\mu = 0,042 < \mu_l \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,054 \quad \beta = 0,97$$

$$A = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{choix : } 5T8/m \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

4.5.6.1.Vérification des contraintes

$$M_{ts} = 423,46 \text{ kg.m}$$

$$D=0,376 \quad E=6,4 \text{ cm}^2 \quad Y_1=2,18 \text{ cm}$$

$$I=1848,36 \text{ cm}^4 \quad K=2,29$$

$$\sigma_b = 4,99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 217,03 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s$$

-Calcul des armatures à L'ELS :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = 0,0027$$

$$\beta_1 = 0,914 \quad K_1 = 43,14$$

$$A = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$\text{choix : } 5T8/m \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2- en appuis :

➤ **ELU :**

$$M_{au} = -290,54 \text{ kg.m}$$

$$\mu = 0,028 < \mu_1 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,036 \quad \beta = 0,98$$

$$A = 1,002 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 1,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{choix : } 5T8/m \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{as} = -282,31 \text{ kg.m}$$

4.5.6.2. Vérification des contraintes

$$D=0,37 \quad E=6,4\text{cm}^2 \quad Y_1=2,18\text{cm}$$

$$I=1845,96\text{cm}^4 \quad K=1,53$$

$$\sigma_b = 3,33\text{MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 144,69\text{MPa} < \bar{\sigma}_s$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

➤ **Sens Y-Y :**

1- **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_t = 344,69\text{kg.m}$$

$$\mu = 0,043 < \mu_l \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,055 \quad ; \quad \beta = 0,97$$

$$A = 1,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{choix : } 5T8/m \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ts} = 335,31\text{kg.m}$$

4.5.6.3. Vérification des contraintes

$$D=0,37 \quad E=5,55\text{cm}^2 \quad Y_1=2,01\text{cm}$$

$$I=1403,51\text{cm}^4 \quad K=2,38$$

$$\sigma_b = 4,80\text{MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 195,59\text{MPa} < \bar{\sigma}_s$$

⇒ Les armatures calculés à l'ELU sont maintenues.

2- **en appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_{au} = -229,79\text{kg.m}$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,036 \quad \beta = 0,98$$

$$A = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

choix : 5T8/m $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **ELS :**

$$M_{as} = -223,54 \text{ kg.m}$$

$$D=0,37 \quad E=5,55 \text{ cm}^2 \quad Y_1=2,01 \text{ cm}$$

$$I=1403,51 \text{ cm}^4 \quad K=1,59$$

$$\sigma_b = 3,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

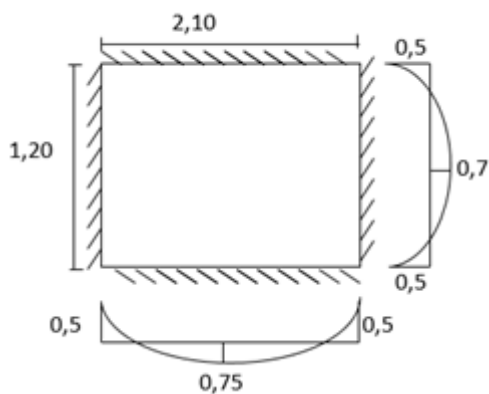
$$\sigma_s = 130,39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

\Rightarrow Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

4.5.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$$

$$T_y = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{997,8}{2 \times 6 + 2,7} = 67,88 \text{ kg}$$



$$T_x = \frac{P}{3L_y} = \frac{997,8}{3 \times 6} = 55,43 \text{ kg}$$

$$\tau_{ux} = \frac{554,3}{100 \times 13 \times 100} = 0,004 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_{u y} = \frac{678,8}{100 \times 13 \times 100} = 0,0052 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 1,25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ Références utilisée :

[1]...RPA99/(version2003).6.2.3.

[2]...BAEL91 r99/art A.4.3.5.

[3]...CBA93/artB5.3.1.

[4]... BAEL91 r99/art A.4.7.2.

[5]... BAEL91/A.2.1.22.

[6]...PFE (r+9) "Laoufi Imene"

[7]...NFP-82-21

A green scroll graphic with a black outline, featuring a rolled-up top edge and a rolled-up bottom edge. The text is centered on the scroll.

CHAPITRE 5

ETUDE

SISMIQUE

5. ETUDE SISMIQUE

5.1. INTRODUCTION

Une grande partie du nord d'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques. L'intensité des secousses est suffisante pour causer d'importants dommages dans les constructions ; à moins que celles-ci ne soient conçues de manière adéquate pour résister à ces effets, où l'étude sismique est prendre toutes les précautions pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas des séismes ou tremblement de terre et éviter au maximum les dégâts humain et matériels qui pourraient être provoqué par ce phénomène qui provoqué par le jeu de la tectonique des plaques , provoquant une libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches causant la rupture en surface ce qu'on appelle une faille.

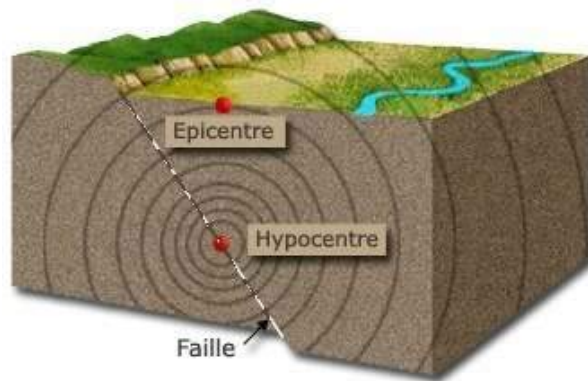


Figure 5.1. Propagation du séisme^[1]

- **Cause des séismes :**
 - Tectonique des plaques.
 - Séismes volcaniques.
 - Séismes artificiels.
 - Séismes dits induits
- **Les paramètres sismiques :**
 - Amplitude de mouvement.
 - Continue fréquentiel
 - Durée du séisme.

5.2. METHODE DE CALCUL

Selon l'article 4.1.1 du RPA99 Version 2003, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente.

- ✓ Méthode dynamique modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélogramme.

5.2.1. objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.2.2. Méthode statique équivalente

a) Principe de la méthode :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donnée par la formule suivante :^[2]

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

b) Conditions d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- **Régularité en plan** :

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier. ^[3]

- **Régularité en élévation**

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

b3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension. ^[3]

5.2.3. Méthode dynamique

a) Principe :

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

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) ^[4].

c) Présentation du logiciel «ROBOT2014»:

Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014 (nommé Robot dans le fichier d'aide) est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. ^[5]

• Étapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- 1- Description de la géométrie de la structure.
- 2- Description des propriétés des matériaux et des sections des éléments : les propriétés du béton (chapitre I)
- 3- Chargement de la structure.
- 4- Définition du spectre de réponse (accélération-période).
- 5- Définition des actions sismiques (E_x , E_y).
- 6- Définition des combinaisons de chargement :
 - $1.35G + 1.5Q$
 - $G + Q$
 - $0,8G \pm E$
 - $G + Q + E$
 - $G + Q + 1,2E$
- 7- Lancement de l'analyse ;
- 8- Interprétation des résultats.

• La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour se procéder au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélogrammes.

5.3. HYPOTHESE DE LA METHODE

- vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente :

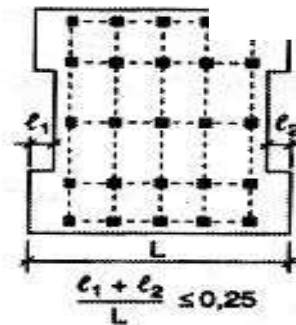
➤ Vérification de la régularité en plan : [7]

- suivant X :

- L1=5.25 m
- L2= 5.25 m

- vérification :

$$\frac{l_1+l_2}{l} \leq 0,25$$



$$\frac{5.25+5.25}{27.83} \leq 0,25 \dots \text{CNV}$$

- suivant Y :

- L1= 7,52 m
- L2= 5,03 m

- vérification :

$$\frac{l_1+l_2}{l} \leq 0,25$$

$$\frac{7.52+5.03}{20.60} \leq 0,25 \dots \text{CNV}$$

➤ Régularité en élévation :

$$\frac{Bm}{B} \geq 0,67 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h'}{h} = 0,28 \dots \dots \dots \text{CV}$$

5.4. CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone : donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau 5.1. Coefficient d'accélération de zone(A) [4]

Zone	Groupe d'usage	Coefficient (A)
I	02	0,10

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

❖ **T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par (tableau4.7) :**

Tableau5.2. Période caractéristique (T1 ,T2).[4]

Site	T ₁ (s)	T ₂ (s)
Ferme (catégorie S ₂)	0,15	0,40

❖ **η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

ou ξ (%)est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de construction et de l'importance des remplissages, on prendre alors :

Tableau 5.3.Valeurs de facteur d'amortissement en fonction de matériaux (ξ).[4]

remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	BETON ARME	ACIER	BETON ARME/MAÇONNERIE

Dense	7%	5%	10
--------------	-----------	-----------	-----------

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,88 > 0,7$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

1)- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

1)- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (4-6)$$

Avec :

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

$$h_N = 35,66 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Tableau 5.4. Coefficient C_T [4]

Système de contreventement	Coefficient (C_T)
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé	0,05

Donc :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} = 0,05 \times 35,66^{3/4} = 0,05 \times 35,66^{3/4}$$

$$\rightarrow T_{X1} = 0,72 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{d}^{[5]}$$

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

-Sens transversal $d_x = 27,83 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,09 \times 35,66 / \sqrt{27,83} = 0,60 \text{ s}$

-Sens longitudinal : $d_y = 20,60 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,09 \times 35,66 / \sqrt{20,60} = 0,70 \text{ s}$

D'après le RPA 99/v2003, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4.6) et (4.7).

$$T = \min \{CT \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot hn / \sqrt{D}\}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_x = 0,60s \\ T_y = 0,70s \end{cases}$$

on a $\begin{cases} T2 \leq T_x \leq 3,0s \\ T2 \leq T_y \leq 3,0s \end{cases} \Rightarrow D = 2,5\eta(T2/T)^{(2/3)}$ Dans les deux sens.

- **Sens longitudinal** : $D_x = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,40}{0,60}\right)^{(2/3)} \Rightarrow D_x = 1,67$
- **Sens transversal** : $D_y = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,70}\right)^{(2/3)} \Rightarrow D_y = 1,51$

Coefficient de comportement global de la structure (R) :sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA version 2003 ; en fonction du système de contreventement tel que défini en

$$(3.4)$$

Tableau 5. 5. Coefficient de comportement global (R) [4]

Système de contreventement	Coefficient (R)
Mixte portiques/ voiles interaction	5

❖ **Facteur de qualité Q** ; fonction 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 : facteur de qualité donnée par l'expression $Q = 1 + \sum_1^5 p_q$ (4.4)

Pq : pénalité retenir selon le critère de qualité q

Tableau 5.6. Valeurs des pénalités Pq.[4]

Critère "q"	Observé	N/ observé
Condition minimale sur les files de contreventement		0,05

Redondance en plan		0,05
Régularité en plan		0.05
Régularité en élévation	0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$

5.5. CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE W

Combinaison de calcul du poids total :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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 donné par le tableau (4.5) du RPA 99/v2003

Tableau 5.7. Coefficient de pondération β . [4]

cas	Type d'ouvrage	Coefficient de pondération β
1	bâtiment à usage d'habitant et bureaux	0,20

Donc le poids total de la structure est donné par les résultats

ROBOT2014 $\rightarrow W_T = 51961,38 \text{KN}$.

g. Calcul de la force sismiquestatique :

➤ Selon X-X :

$$V_{\text{statique } x} = \left(0,10 \times 1,67 \times \frac{1,15}{5} \right) \times 51961,38 = 1995,83 \text{kN}$$

➤ Selon Y-Y :

$$V_{\text{statique } y} = \left(0,10 \times 1,51 \times \frac{1,15}{5} \right) \times 51961,38 = 1804,61 \text{ kN}$$

• **Méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

f) SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL : (formule 4.13 de RPA2003) :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul défini dans l'Art (4.3.3) du RPA 99/v2003 par les formules (4.13)

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

T1 : T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité.

On peut également obtenir le spectre de réponses d'après l'utilisation d'un mini logiciel.

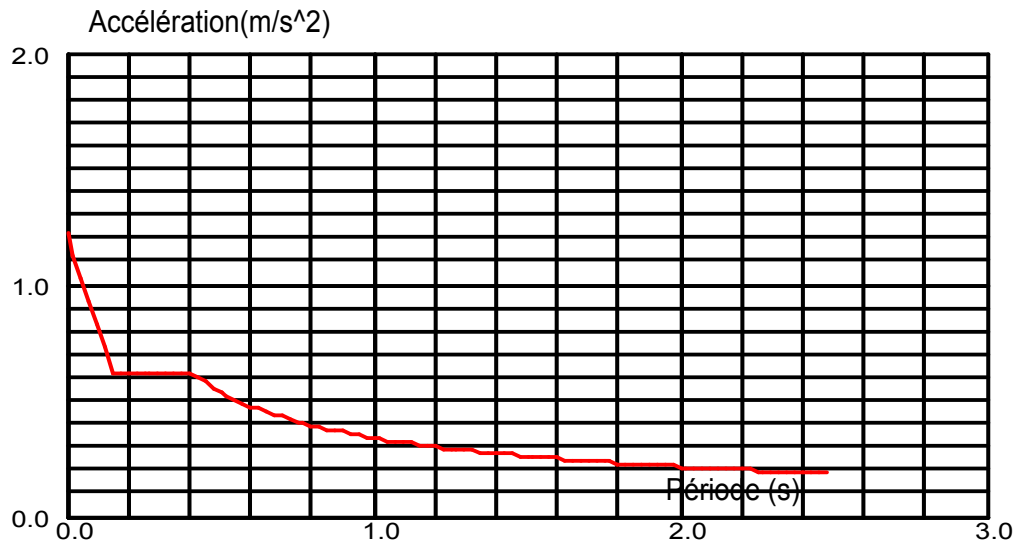


Figure 5.2. Spectre réponse (RPA)

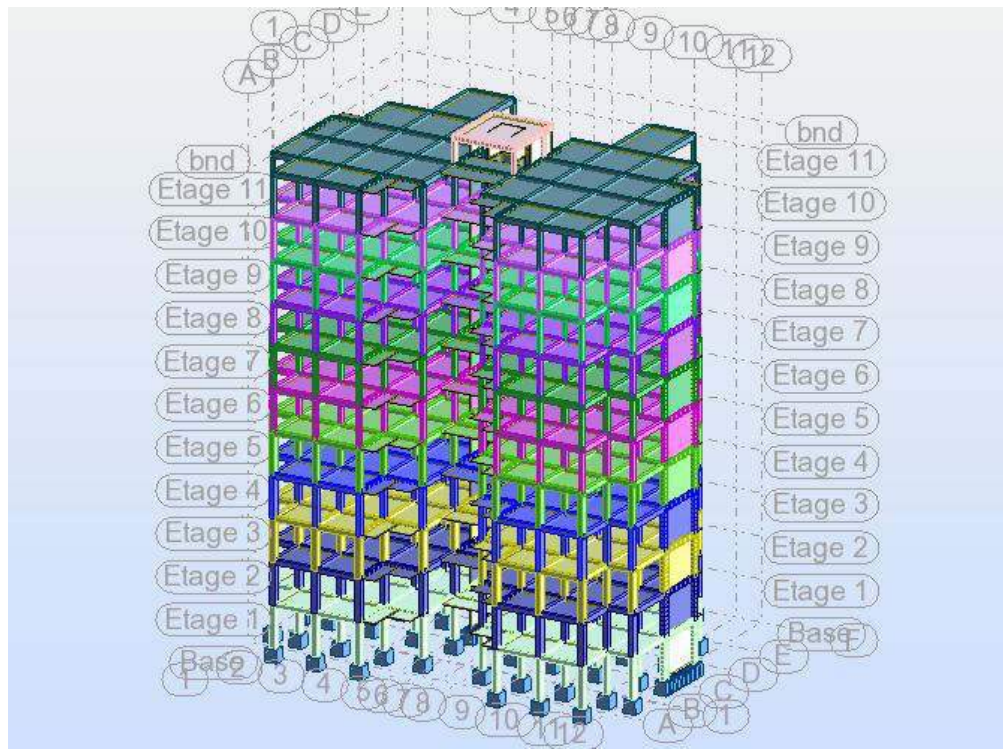


Figure 5.3. Structure vue (3D robot 2014)

5.6. VERIFICATIONS REGLEMENTAIRES SELON LE R. P.A

Période fondamentale de la structure :

Selon l'Art (4.2.4) du RPA 99/v2003 les valeurs de T , calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} = T_{1,3} > T_{\text{numérique}}$$

$$T_{1,3} = 1,3 \times 0,72 = 0,94 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,43 \text{ s} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l’effort sismique (Base Réactions) :**

Résultats donné par **ROBOT2014** est

Suivant x : $V_{\text{DynamiqueX}} = 2374,69 \text{ KN}$

$$V_{\text{statiqueX}} = 1995,83 \text{ KN}$$

$$2374,69 \text{ KN} \geq 0,8 \times 1995,83 = 1596,66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Suivant Y : $V_{\text{DynamiqueY}} = 2484,42 \text{ KN}$

$$V_{\text{statiqueY}} = 1804,61 \text{ KN}$$

$$FY = 2484,42 \text{ KN} \geq 0,8 \times 1804,61 = 1443,68 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Résultats du modèle numérique obtenu après avoir lancé les calculs (exécution du Problème), et justifications selon le R.P.A :**

a) **Participation modale (massique) :**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	2,31	0,43	75,42	0,04	75,42	0,04	5196138,97	5196138,97
4/ 2	2,48	0,40	75,47	74,48	0,06	74,44	5196138,97	5196138,97
4/ 3	3,59	0,28	76,50	74,55	1,02	0,07	5196138,97	5196138,97
4/ 4	6,38	0,16	89,56	74,55	13,06	0,00	5196138,97	5196138,97
4/ 5	7,57	0,13	89,57	90,80	0,01	16,25	5196138,97	5196138,97
4/ 6	10,22	0,10	89,70	90,82	0,14	0,02	5196138,97	5196138,97
4/ 7	10,90	0,09	94,08	90,82	4,37	0,00	5196138,97	5196138,97
4/ 8	14,05	0,07	94,09	95,18	0,01	4,36	5196138,97	5196138,97
4/ 9	14,56	0,07	96,19	95,20	2,10	0,01	5196138,97	5196138,97
4/ 10	16,91	0,06	96,27	95,22	0,08	0,02	5196138,97	5196138,97

Interprétation des résultats définis dans le tableau ci-dessus :

1)-**La période analytique** : $T_{\text{dynamique}} = 0.43 \text{ s}$

2)-**Mode 1** On a une translation horiozntale suivant l’axe Y est de : $UX = 75.42 \%$

3)-**Mode 2** On a une translation horizontale suivant l’axe Y est de : $UY = 74.44 \%$

4)-**10^{ème} modes** Le pourcentage des participations massiques atteint les 90% dans le 4^{ème} mode. Alors la somme des masses modales (Somme de α_i) effectives est égale à 90 % au moins de la masses totale de la structure.

$$\sum \alpha_i = \begin{cases} \text{Sum UX} = 96,27\% > 90\% \\ \text{Sum UY} = 95,22\% > 90\% \end{cases}$$

➤ **Période :**

Fréquence [Hz]	Période [sec]	Fréquence [Hz]	Période [sec]
2,31	0,43	1,99	0,50
2,48	0,40	2,62	0,38
3,59	0,28	3,71	0,27
6,38	0,16	5,68	0,18
7,57	0,13	8,04	0,12
10,22	0,10	9,55	0,10
10,90	0,09	10,46	0,10
14,05	0,07	12,83	0,08
14,56	0,07	15,01	0,07
16,91	0,06	15,66	0,06

Cas1 : poteausuivant x

Cas2 :poteau suivant y

Observation1 :

La période dans le cas numéro 1 est inférieur que le cas numéro 2 ça veut dire que les poteaux dans le sens x adoptent une meilleur stabilité que les sens y a cause .

➤ **Les masses modales** :

Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
75,42	0,04	78,24	0,00
0,06	74,44	0,01	72,62
1,02	0,07	0,78	0,08
13,06	0,00	11,51	0,00
0,01	16,25	0,00	17,43
0,14	0,02	4,24	0,00
4,37	0,00	0,09	0,03
0,01	4,36	2,00	0,00
2,10	0,01	0,00	4,59
0,08	0,02	1,19	0,00

Cas1 : poteaux suivant x

Cas2 : poteaux suivant y

Observation2 :

La comparaison concernant le déplacement de la structure et sa rotation est vérifié pour les deux cas. On remarque que dans le premier mode elle déplace juste suivant x et le deuxième elle déplace juste suivant y et sa rotation presque négligeable, mais l'efficacité est plus sensible dans le premier cas.

➤ **Masse cumulée** :

Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
75,42	0,04	78,24	0,00
75,47	74,48	78,25	72,62
76,50	74,55	79,02	72,70
89,56	74,55	90,54	72,70
89,57	90,80	90,54	90,13
89,70	90,82	94,78	90,13
94,08	90,82	94,87	90,16
94,09	95,18	96,87	90,16
96,19	95,20	96,87	94,75
96,27	95,22	98,07	94,75

Cas1 : suivant x

Cas2 : suivant y

Observation3 :

Dans cette comparaison on parle de la participation de la structure dans le cas le plus sollicité tant qu'elle dépasse les 90% alors elle a un bon comportement vis à vis de tous les effort extérieur, alors que dans le deuxième cas elle dépasse les 90% dans le 4^{ème} mode ce qui lui donne une grande stabilité.

➤ L'effort normal réduit (Art 7.4.3.1RPA99 V2003) :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensembles dues au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N_d : \text{L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.} \\ B_c : \text{C'est l'air (section brute) du poteau.} \\ f_{c28} : \text{La résistance caractéristique du béton à 28 jours (Fc28 = 20 MPa).} \end{array} \right.$

Pour les dimensions des poteaux choisissaient dans le chapitre II, cette condition n'est pas vérifiée donc nous avons augmenté les sections des poteaux.

Tableau 5.8. Vérification de l'effort normal réduit au niveau des poteaux C

Niveau	A × B (cm ²)	B _c (m ²)	N _d (MN)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}}$	$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$
Du 7 ^{ème} à la T/accessible	30 × 40	0,12	396,34	0,13	Vérifiée

Du 5^{eme} au 6^{eme} étage	35 × 50	0,17	613,79	0,14	Vérifiée
Du 2^{eme} au 4^{eme} étage	35 × 55	0,19	906,94	0,18	Vérifiée
Du RDC au 1^{eme} étage	40 × 60	0,24	1180,01	0,19	Vérifiée

-Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$R \times \Delta_k < 0,01 h_e$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \Delta_k : \text{Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "K - 1"}. \\ R : \text{Coefficient de comportement} = 5 \\ h_e : \text{Hauteur de l'étage.} \end{cases}$$

$$\text{Et : } \Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Et : } \delta_k < \frac{h_e}{100}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats par Robot 2017

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\text{Avec : } \{ \bar{\Delta} = 0,01 h_e.$$

Où : $\{ h_e$: représente la hauteur de l'étage.

$$\text{On a :} \quad \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où :} \quad \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ey}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x (idem dans le sens δ_{ey}^k y).

δ_{ex}^k : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x (idem dans le sens δ_{ey}^k y)

-Vérification des déplacements :

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

Selon le **RPA99**, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

- **Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :**

Tableau 5.9. Tableau récapitulatif des déplacements relatifs

➤ **Cas N° 1 :**

niveau	1%he cm	Sens- X (cm)			Sens -Y (cm)		
		δkex	Δkx	observation	δkey	Δky	Observation
RDC	3,06	0,2	0,2	cv	0,1	0,1	Cv
1	3,06	0,3	0,2	Cv	0,3	0,1	Cv
2	3,06	0,5	0,2	Cv	0,4	0,2	Cv
3	3,06	0,7	0,2	Cv	0,6	0,2	Cv
4	3,06	0,9	0,2	Cv	0,8	0,2	Cv
5	3,06	1,1	0,2	Cv	1,0	0,2	Cv
6	3,06	1,3	0,2	Cv	1,2	0,2	Cv
7	3,06	1,5	0,2	Cv	1,3	0,2	Cv
8	3,06	1,7	0,2	Cv	1,5	0,2	Cv
9	3,06	1,8	0,1	Cv	1,6	0,1	Cv
10	3,06	1,9	0,1	Cv	1,8	0,1	Cv

➤ **Cas N°2 :**

niveau	1%he cm	Sens- X (cm)			Sens -Y (cm)		
		δkex	Δkx	observation	δkey	Δky	Observation
RDC	3,06	0,2	0,2	cv	0,1	0,1	Cv
1	3,06	0,4	0,2	Cv	0,3	0,1	Cv
2	3,06	0,7	0,2	Cv	0,4	0,2	Cv
3	3,06	0,9	0,2	Cv	0,6	0,2	Cv
4	3,06	1,1	0,2	Cv	0,8	0,2	Cv
5	3,06	1,4	0,3	Cv	1,0	0,2	Cv
6	3,06	1,6	0,2	Cv	1,2	0,2	Cv
7	3,06	1,8	0,2	Cv	1,4	0,2	Cv

8	3,06	2,0	0,2	Cv	1,6	0,2	Cv
9	3,06	2,2	0,1	Cv	1,7	0,2	Cv
10	3,06	2,3	0,1	Cv	1,9	0,2	Cv

Observation 4 :

Dans les deux cas on constate certaine égalité dans le déplacement ce qui nous permis de dire que la géométrie n'a eu d'interférence.

Tableau 5.11. La vérification de l'effort tranchant à la base

Structure 1	Structure 2			
	Effort tranchant a la base (KN)			
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
Méthode modale spectral (vt)	2374,69	2484,42	2228,18	2457,87
Méthode statique équivalente (v)	1995,83	1804,61	1995,83	1804,61
Vt/V	1,18	1,37	1,11	1,36

➤ **L'Effet P. Δ (5.9 de RPA version 2003) :**

L'effet du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à toutes les niveaux :

$$\theta = \frac{pk \cdot \Delta k}{vk \cdot hk} \leq 0.10$$

Pk : poids de la structure au-dessus du niveau considéré.

Vk : Effort tranchant d'étage k.

Δk : Déplacement relatif .

Hk : Hauteur de l'étage (k)

Vérification l'effort P-Δ :

➤ **Bâtiment 1 :**

Niveau	H(cm)	W(KN)	Δk	V _{kx} (KN)	θ_x	OE	Δk	V _{ky} (KN)	θ_y	OB
RDC	306	4286,68	0,2	2374,69	0,0013	cv	0,1	2484,42	0,0006	cv
1	306	4239,69	0,2	2328,79	0,0013	cv	0,1	2436,89	0,0006	cv
2	306	4065,17	0,2	2247,58	0,0013	cv	0,2	2347,92	0,0011	cv
3	306	4052,12	0,2	2133,47	0,0013	cv	0,2	2227,21	0,0012	cv
4	306	4026,41	0,2	1988,18	0,0014	cv	0,2	2078,31	0,0013	cv
5	306	3962,11	0,2	1812,53	0,0023	cv	0,2	1899,62	0,0014	Cv
6	306	3962,11	0,2	1603,92	0,0018	cv	0,2	1687,84	0,0015	cv
7	306	3760,04	0,2	1372,66	0,0020	cv	0,2	1448,64	0,0017	cv
8	306	3760,04	0,2	1106,51	0,0025	cv	0,2	1181,77	0,0021	cv
9	306	3760,04	0,1	804,89	0,0017	cv	0,1	870,63	0,0028	cv
10	306	4378,21	0,1	461,54	0,0035	cv	0,1	502,16	0,0056	cv

➤ **Bâtiment 2 :**

Niveau	H(cm)	W(KN)	Δk	V _{kx} (KN)	θ_x	OE	Δk	V _{ky} (KN)	θ_y	OB
RDC	306	4286,68	0,2	2228,18	0,0013	cv	0,1	2457,87	0,0006	cv
1	306	4239,69	0,2	2179,40	0,0013	cv	0,1	2410,87	0,0006	cv
2	306	4065,17	0,3	2099,05	0,0013	cv	0,1	2323,12	0,0011	cv

3	306	4052,12	0,3	1986,84	0,0013	cv	0,2	2203,87	0,0012	cv
4	306	4026,41	0,2	1841,58	0,0014	cv	0,2	2058,90	0,0013	cv
5	306	3962,11	0,2	1669,23	0,0023	cv	0,2	1887,73	0,0014	Cv
6	306	3962,11	0,2	1468,74	0,0018	cv	0,2	1684,49	0,0015	cv
7	306	3760,04	0,2	1247,11	0,0020	cv	0,2	1453,95	0,0017	cv
8	306	3760,04	0,2	1001,17	0,0025	cv	0,2	1193,98	0,0021	cv
9	306	3760,04	0,1	724,97	0,0017	cv	0,1	886,64	0,0028	cv
10	306	4378,21	0,1	414,45	0,0035	cv	0,1	515,44	0,0056	cv

Vérification de stabilité au renversement :

Le moment de renversement causé par l'action sismique est au plus égale à 2/3 le moment stabilisant, qui sera calculé en prenant le poids de la structure.

$$\frac{\sum M_s}{M_r} \geq 1.5 \quad [5]$$

➤ **Bâtiment 1 :**

Centre de gravité :

Les résultats obtenus indiquent que la position du centre de gravité de la structure est :

X_G=14.26 m

Y_G=9.42 m

➤ **Moment renversant M_R suivant x et y :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

Avec : h c'est la hauteur d'étage

➤ **Moment stabilisant M_{ST} suivant x et y :**

M_{stx}=W x X_G

M_{sty}=W x Y_G

W : poids total de la structure

➤ **Suivant X :**

Niveau	Force FX (KN)	hauteur
RDC.	2374,69	3,06
1ère étage	2328,79	6,12
2ème étage	2247,58	9,18
3ème étage	2133,47	12,24
4ème étage	1988,18	15,30
5ème étage	1812,53	18,36
6ème étage	1603,92	21,42
7ème étage	1372,66	24,48
8ème étage	1106,51	27,54
9ème étage	804,89	30,60
10ème étage	461,54	33,66

➤ **Moments renversement suivant X :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

$$\sum M_R = 270559,38 \text{ kN.m}$$

➤ **Suivant Y :**

Niveau	Force FY (KN)	hauteur
RDC.	2484,42	3,06
1ère étage	2436,89	6,12
2ème étage	2347,92	9,18
3ème étage	2227,21	12,24
4ème étage	2078,31	15,3
5ème étage	1899,62	18,36
6ème étage	1687,84	21,42
7ème étage	1448,64	24,48
8ème étage	1181,77	27,54
9ème étage	870,63	30,60

10ème étage	502,16	33,66
-------------	--------	-------

➤ **Moments renversement suivant Y :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

$$\sum M_R = 285712,38 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments stabilité suivant X :**

$$M_{ST} = 5196138,97 \times 9,42 \Rightarrow M_{ST} = 489476,19 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments stabilité suivant Y :**

$$M_{ST} = 51961,38 \times 14,26 \Rightarrow M_{ST} = 740969,27 \text{ kN.m}$$

	RPA2003	
	SENS X	SENSS-Y
MR	270559,38	285712,38
MS	489476,19	740969,27
α	1,80	2,59
O.B	C.V	C.V

➤ **Bâtiment 2 :**

Centre de gravite :

Les résultats obtenus indiquent que la position du centre de gravité de la structure est :

$$X_G = 14,26 \text{ m}$$

$$Y_G = 9,42 \text{ m}$$

➤ **Moment renversant M_R suivant x et y :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

Avec : h c'est la hauteur d'étage

➤ **Moment stabilisant M_{ST} suivant x et y :**

$$M_{stx} = W \times X_G$$

$$M_{sty} = W \times Y_G$$

W : poids total de la structure

➤ **Suivant X :**

Niveau	Force FX (KN)	hauteur
RDC.	2228,18	3,06
1ère étage	2179,40	6,12
2ème étage	2099,05	9,18
3ème étage	1986,84	12,24
4ème étage	1841,58	15,30
5ème étage	1669,23	18,36
6ème étage	1468,74	21,42
7ème étage	1247,11	24,48
8ème étage	1001,17	27,54
9ème étage	724,97	30,60
10ème étage	414,45	33,66

➤ **Moments renversement suivant X :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

$$\sum M_R = 248263,95 \text{ kN.m}$$

➤ **Suivant Y :**

Niveau	Force FY(KN)	hauteur
RDC.	2457,87	3,06
1ère étage	2410,87	6,12
2ème étage	2323,12	9,18
3ème étage	2203,87	12,24
4ème étage	2058,90	15,30
5ème étage	1887,73	18,36
6ème étage	1684,49	21,42
7ème étage	1453,95	24,48
8ème étage	1193,98	27,54
9ème étage	886,64	30,60
10ème étage	515,44	33,66

➤ **Moments renversement suivant Y :**

$$\sum M_R = F_1 \times h_i + h_{i+1} \times F_2 + \dots \dots \dots h_{i+n} \times F_n$$

$$\sum M_R = 285774,68 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments stabilité suivant X :**

$$M_{ST} = 51961.38 \times 9,42 \Rightarrow M_{ST} = 489476.19 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments stabilité suivant Y :**

$$M_{ST} = 51961.38 \times 14.26 \Rightarrow M_{ST} = 740969.27 \text{ kN.m}$$

	RPA2003	
	SENS X	SENS Y
M_R	248263,95	285774,68
M_S	489476,19	740969,27
α	1,97	2,59
O.B	C.V	C.V

5.7. CONCLUSION

Le respect des normes, la géométrie exacte des poteaux et l'un des atouts de la technique pour une meilleure stabilité de la structure. L'ouvrage finalité en soi même n'est résistant que par un bon dimensionnement et le bon ferrailage des poteaux et autres.

Exemple si un poteau carré, sa position n'influe pas par contre celle d'un poteau rectangulaire doit être bien étudié suivant la trame et afin d'obtenir de bons résultats.

Dans ce chapitre on a essayé de démontrer l'importance et l'impact qu'a la géométrie des poteaux sur le comportement dynamique en vers une activité sismique ou une force provoqué par un événement influent. Le résultat obtenu démontre que le bâtiment avec les poteaux potinés au sens X (partie longitudinale) présente une meilleure souplesse vis-à-vis du séisme (période, déplacement et effort tranchant).

➤ **Références utilisée :**

[1]...sigespoc.brgm.Fr.

[2]... RPA99version2003/4.2.1.

[3]...RPA99 version 2003/3.5.1.a.

[4]...RPA99/v2003 4.3.2.

[5]...docs.autodesk.com.

[6]...Article 4.1.2/3.5.1 de RPA 2003.

[7]...formule 4.13 de RPA2003.

A green scroll graphic with a black outline, featuring a rolled-up top edge and a rolled-up bottom edge. The text is centered on the scroll.

CHAPITRE 6

ETUDE

PORTIQUE

6. ETUDE DES PORTIQUES

6.1. INTRODUCTION

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto-stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (**ROBOT 2014**), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Le ferrailage de ces éléments devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

☞ Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en compression simple ou en flexion composée.

☞ Poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

☞ Flexion simple :

Une section est sollicitée en flexion simple lorsqu'elle soumise a :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort tranchant (T)

Le calcul en flexion simple se décompose en deux étapes :

- ✓ Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELUR) :

Il s'agit de déterminer les armatures de section conformément aux règles **BAEL91**.

- ✓ Après avoir fait un choix d'armatures à l'ELUR nous devons procédés aux vérifications suivant :
 - Condition de non fragilité.
 - Vérification vis-à-vis de l'effort normale.
 - Vérification a l'état limite de service.
 - Vérification de la flexion.

↪ Flexion composée :

Une section est sollicitée en flexion composée lorsqu'elle est soumise à :

- Un moment fléchissant (M).
- Un effort normal (N).
- Un effort tranchant (T).

Dans le calcul de flexion composée deux états limite sont à considérer en plus de deux déjà cités :

- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.
- ✓ Etat limite de service.

6.2. ETUDE DES PORTIQUES

6.2.1. Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant de déformations imposées (retrait, fluage, variation de température) :

- ↪ Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- ↪ Action variable notée Q.
- ↪ Action accidentelle notée E.

6.2.2. Les sollicitations

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et les moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaison d'action, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.

6.2.3. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les combinaisons prises en compte sont :

❖ Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91}).$$

❖ **Combinaisons accidentelles :**

D'après le **RPA99 (Art5.2)** on a les cas suivants :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots (1).$
- ✓ $0,8G \pm E \dots\dots (2).$
- ✓ $G + Q \pm 1,2\dots\dots (3).$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation non pondérées.} \\ E : \text{action du séisme représentée par ses composantes horizontales.} \end{array} \right.$

6.3. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dallesauxpoteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

On a deux types de poutres à étudier :

- ✓ **Poutre principale** : $(30 \times 40) \text{ cm}^2.$
- ✓ **Poutre secondaire** : $(30 \times 35) \text{ cm}^2.$

➤ **La section d'armatures imposées par le RPA99 (7.5.2) :**

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le **RPA 99** :

- 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.

➤ **La longueur minimale de recouvrement est de :**

- $40\emptyset$ en zone I et II.
- $50\emptyset$ en zone III.

➤ **Armatures transversales :**

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{La largeur de la section.} \\ S : \text{L'espacement des armatures transversales.} \end{array} \right.$

D'après RPA 99 :

→ $S = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) \Rightarrow$ Dans la zone nodale.

Avec: ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal.

→ $S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow$ En dehors de la zone nodale.

Avec : h : La hauteur de la section.

Evaluation des moments pour les différents types des poutres :

0.1 Tableau 6.1. Tableau des sollicitations pour les différentes poutres

Type de poutre	Moment en travée (KN.m)		Moment en appui (KN.m)		Effort Tranchant (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
Poutre Principale (30×40)cm²	35,63	26,12	-71,26	-52,24	-101,79
Poutre Secondaire (30×35) cm²	7,34	5,37	-11,40	-8,44	15.08

➤ **Exemple de calcul (Poutres principales) : (30 × 40) cm² :**

- **Calcul des armatures longitudinales selon le RPA 99 :**

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2. \\ A_{\min} = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone courante.} \\ A_{\min} = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

a) En travée :

✓ **A l'ELU :**

$$M_t = 35,63 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{35,63 \times 1000}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,064$$

avec : $d = 0,9 \cdot h = 36 \text{ cm}$ On prend $d = 36 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \neq$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,082$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,967$$

$$\alpha = 0,082 \text{ et } \beta = 0,96$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35630}{0,96 \times 36 \times 348} = 2,96 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 26,12 \text{ KN.m}$$

{ Fissuration peu nuisible
Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
Section rectangulaire

✓ Acier FeE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{35630}{26120} = 1,36$$

$$\alpha = 0,082 < 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

b) En appui :

✓ **Détermination des armatures à l'ELU :**

$$M_a = -71,26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{71,26 \times 1000}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,129$$

avec : $d = 0,9 \cdot h = 36 \text{ cm}$ On prend $d = 36 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A \nexists$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,173$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

$$\alpha = 0,173 \text{ et } \beta = 0,93$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{71260}{0,93 \times 36 \times 348} = 6,11 \text{ cm}^2$$

✓ **La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = 6,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T12 + 3T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = -52,24 \text{ KN.m}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^- \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right.$

✓ Acier FeE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{71260}{52240} = 1,36$$

$\alpha = 0,173 < 0,43$ Condition vérifiée.

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant dans la poutre principale :**

Lorsque les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

$$\tau_u \leq \tau_u^-$$

$$V_{u\max} = 101,79 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{101790}{300 \times 360} = 0,942 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \min \left\{ \begin{array}{l} 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 p 192}) \right.$$

$$\tau_u = 0,942 \text{ MPa} < \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **Donc le Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{L\min} \right) \quad (\text{BAEL 91 p 196})$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h: \text{Hauteur totale de la poutre.} \\ \phi_L: \text{Diamètre maximale des armatures longitudinales.} \\ b: \text{Largeur.} \end{array} \right.$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 12 \text{ mm} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (11,42 ; 30 ; 12) = 11,42 \text{ mm}$$

⇒ On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

➤ **Choix des barres :**

$$4\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'espacement des armatures transversales:**

- $K = 1$: en flexion simple. (BAEL 91 p 195)

$$- St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(32,4; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$- St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm} \rightarrow St_2 \leq 39,36 \text{ cm}$$

$$- St_3 \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_{et}}{b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{ij}^*)}$$

$$K = 1 \begin{cases} \text{flexion simple;} \\ \text{fissuration peu nuisible;} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$f_{ij}^* = \min(3,3; f_{ij}) = \min(2,1; 3,3) = 2,1 \text{MPa}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \cdot 2,01 \cdot 235}{30(0,94 - 0,3 \cdot 1,2,1)} = 45,71 \text{cm}$$

$$St \leq \min(St_1; St_2; St_3) = 39,36 \text{cm}$$

$St = 15 \text{cm}$ en zone courante.

$St = 10 \text{cm}$ en zone nodale.

Les espacements choisis vérifient la condition.

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \quad \text{en zone I}$$

$$L_r = 40 \cdot 1,2 = 48 \text{cm} \quad \text{soit } L_r = 50 \text{cm}$$

➤ **Poutre secondaire (30×35) cm² :**

✓ **Armatures longitudinales :**

Avec le même principe de calcul, on trouve les résultats suivants :

a) En travée :

$$A = 0,63 \text{cm}^2 \text{ Soit : } A_t = 3T12 = 3,39 \text{cm}^2$$

b) En appui :

$$A = 1,06 \text{cm}^2 \text{ Soit : } A_t = 3T12 = 3,39 \text{cm}^2$$

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$V_{u \max} = 15,08 \text{kN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{15080}{300 \cdot 315} = 0,15 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3,33 \text{Mpa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales droites } \alpha = 90^\circ.$$

✓ **Armatures transversales :**a) Le diamètre (ϕ_t) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 12; 30) \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm},$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.b) Section des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,003 \cdot St \cdot b$$

$$St = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

c) Espacement (St) :

$$\blacksquare St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(28,35; 40 \text{ cm}) = 28,35 \text{ cm}$$

$$\blacksquare St_2 \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} = 39,36 \text{ cm} \rightarrow St_2 \leq 39,36 \text{ cm}$$

$$\blacksquare St_3 \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_{et}}{b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{ij}^*)}$$

$$K = 1 \begin{cases} \text{flexion simple;} \\ \text{fissuration peu nuisible;} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$f_{ij}^* = \min(3,3; f_{ij}) = \min(2,1; 3,3) = 2,1 \text{ MPa}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \cdot 2,01 \cdot 235}{30(0,21 - 0,3 \cdot 2,1)} < 0$$

$$St = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

$$St = 10 \text{ cm en zone nodale.}$$

Les espacements choisis vérifient la condition.

➤ **Recouvrement des barres longitudinales :**

$$L_r = 40\phi \text{ en zone I}$$

$$L_r = 40.1,2 = 48\text{cm} \quad \text{soit } L_r = 50\text{cm}$$

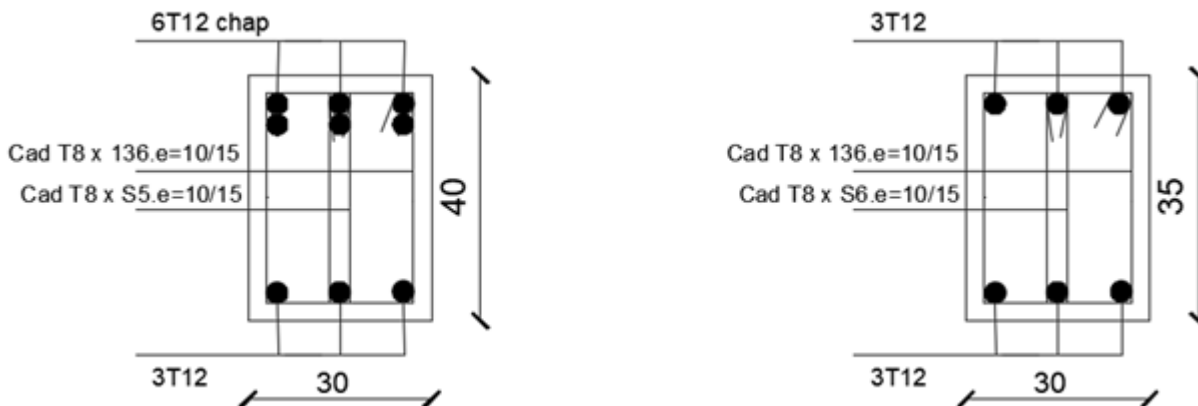


Figure 6.1. Schéma de ferrailage des poutres

6.4. ETUDE DES POTEAUX

On a 4 types des poteaux à étudier :

- Type 1.....(40 × 60) cm².
- Type 2.....(35 × 55) cm².
- Type 3.....(35 × 50) cm².
- Type 4.....(30 × 40) cm².

➤ **Armatures longitudinales proposée par le RPA :**

- Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.
- Le pourcentage minimum imposé par le **RPA 99** est :

$A_{min} = 0,7\%$ de la section totale : en zone I.

- Le pourcentage maximum imposé par le **RPA99** est :

$$\begin{cases} A_{max} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante.} \\ A_{max} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.} \end{cases}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est : $\phi_{min} = 12$ mm.
- La longueur de recouvrement est : 40ϕ .
- La distance entre les barres verticales doit être ≤ 25 cm.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (**RPA99**) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec : $\begin{cases} V_u : \text{l'effort tranchant de calcul.} \\ h_1 : \text{hauteur totale de la section brute.} \\ f_e : \text{contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.} \end{cases}$

Et : $\rho_a = \begin{cases} 2,5 \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \Rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Avec :

- λ_g : L'élanement géométrique du poteau = $\left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right.$
- t : L'espacement des armatures transversales :
- ↪ Dans la zone nodale : $\begin{cases} t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$
- ↪ Dans la zone courante : $\begin{cases} t' \leq 15\phi_l \Rightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l\right) \Rightarrow \text{en zone III.} \end{cases}$
- La quantité d'armatures transversales minimale donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3 \% . \\ \text{Si : } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8 \% . \\ \text{Si : } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limite précédents.} \end{cases}$$

6.4.1. La zone nodale

La zone nodale est considérée par le nœud poteau poutre proprement dit ; la détermination de cette zone est nécessaire parce que c'est à ce niveau qu'on va disposer les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit, donc, les jonctions par recouvrement doivent être faibles si possible, à l'extérieur des zones nodales les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figures ci-dessous.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$$L' = 2h$$

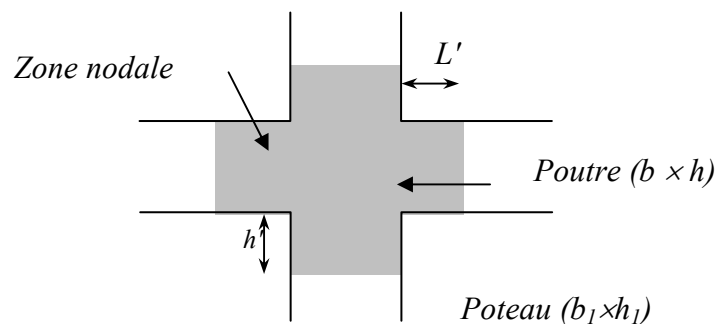


Figure 6.2. Schéma du zone nodale

Tableau 6.2. Les sollicitations pour les différents poteaux

		Poteau	Poteau	Poteau	Poteau
		(40 × 60)	(35 × 55)	(35 × 50)	(30 × 40)
ELU	M_{corr}	24.87	18.08	12.24	0.16
	N_{max}	1149.19	893.94	579.81	366.53
	T_{max}	69.52	55.09	38.23	25.57
ELS	M_{corr}	18.15	13.19	8.93	0.12
	N_{max}	838.34	652.27	423.13	366.53
	T_{max}	50.74	40.57	27.90	18.67
G + P ± E	M_{max}	19.27	43.62	32.18	16.98
	N_{corr}	1180.01	906.94	613.79	396.34
0,8G ± E	T_{max}	129.33	109.97	82.21	51.00

6.4.2. Exemple de calcul (Poteau RDC 40 × 60 cm²)

Le ferrailage des poteaux se calcule en fonction de l'excentricité due à la présence d'un effort de compression et du moment fléchissant dans les deux directions.

➤ **Exemple de calcul :**

✓ **ELU :**

$$N_{max} = 1149,19 \text{ KN} \quad ; \quad M_{corr} = 24,87 \text{ KN.m}$$

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

$$e_t = e_1 + e_a + e_2.$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{24,87}{1149,19} = 0,021 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_a = \text{Max}\left\{2 \text{ cm}, \frac{L}{250} = \max\left\{2 \text{ cm}, \frac{306}{250} = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}\right.\right\}$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5 \cdot M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{24,87}{1,5 \times 18,15}\right) = 0,86$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 \cdot h}(2 + \alpha\emptyset) = \frac{3 \times 2,14^2}{10^4 \times 0,60}(2 + 0,86 \times 2) = 0,0851 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = e_1 + e_2 + e_a = 0,021 + 0,02 + 0,0851 = 0,126 \text{ m}$$

↳ L'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$\Rightarrow N_{b_{max}} = b \cdot h \cdot f_{bc} = 400 \times 600 \times 14,17 = 3400800 \text{ N}$$

↳ Coefficient de remplissage Ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b_{max}}} = \frac{1149,19 \times 10^3}{3400800} = 0,33 < 0,81 \text{ et } \Psi_1 < \frac{2}{3} \Rightarrow \text{on calcule } e_{N_C} .$$

$$\Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{3,24}{20,97} = 0,154 \quad ; \quad \varepsilon : \text{L'excentricité critique relative.}$$

$$\Rightarrow e_{N_C} = \varepsilon \times h = 0,154 \times 0,60 = 0,092 \text{ m}$$

$$e_{N_C} = 0,092 \text{ m} > e_t = 0,0615 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimées.}$$

$$A'_s = 4 \times \text{Périmètre de la section.}$$

$$\Rightarrow A'_s = 4 \times [(0,40 + 0,60)] \times 2 = 8,00 \text{ m}$$

$$A_s = 0$$

✓ **ELS:**

$$N_{ser} = 838,34 \text{ KN} \quad ; \quad M_{ser} = 18,15 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{18,15}{838,34} = 0,021 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,60}{6} = 0,10 \text{ m} \quad ; \quad \frac{h}{4} = \frac{0,60}{4} = 0,15 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,021 \text{ m} \leq \frac{h}{6} = 0,100 \text{ m} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

– On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$$

$$S = (40 \times 60) + 15 \cdot (8) = 2520 \text{ cm}^2.$$

La position du centre de gravité résistante qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$A'_s = 0$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \cdot h + 15(A_s + A'_s)} = 15 \frac{8 \left(\frac{60}{2} - 5\right)}{2520} = 1,19 \text{ cm}$$

↳ L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

$$I = \frac{40 \times 60^3}{12} + 40 \times 60 \times 1,19^2 + 15 \left[8 \left(\frac{60}{2} - 5 - 1,19\right)^2 \right] = 791428,57 \text{ cm}^4$$

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{838,34 \times 10^3}{2520 \times 10^2} + \frac{838,34 \times 10^3 \cdot (21 - 11,9) \cdot (300 - 11,9)}{791428,57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{sup} = 3,60 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} = \frac{835,31 \times 10^3}{2520 \times 10^2} - \frac{835,31 \times 10^3 \cdot (33 - 11,9) \cdot (300 - 11,9)}{791428,57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{inf} = 3,04 \text{ MPA}$$

$$\text{Max} (\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 3,60 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 12 \text{ MPA}$$

⇒ Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

✓ Combinaisons accidentelles :

$$M_{\max} = 19,27 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{corr} = 1180,01 \text{ KN.}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{corr}} = \frac{19,27}{1180,01} = 0,016 \quad ; \quad e_a = 0,02 \text{ m} \quad ; \quad e_2 = 0,017$$

$$\Rightarrow e_t = e_1 + e_a + e_2 = 0,080 + 0,02 + 0,017 = 0,117 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Psi_1 = \frac{N_{corr}}{N_{b\max}} = \frac{118,01 \times 10^3}{3400800} = 0,34$$

$$\Psi_1 = 0,34 \leq 0,81 \text{ et } \Psi_1 > \frac{2}{3} \Rightarrow \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = \frac{3,21}{20,87} = 0,153$$

ε : L'excentricité critique relative.

$$\Rightarrow e_{Nc} = \varepsilon \times h = 0,153 \times 0,60 = 0,091 \text{ m}$$

$e_{Nc} = 0,091 \text{ m} > e_t = 0,059 \text{ m} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimées (ELU non atteint).

$A'_s = 4 \times$ Périmètre de la section.

$$\Rightarrow A'_s = 4 \times [(0,4 + 0,60)] \times 2 = 8,00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0$$

- On prend alors comme section A_s la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$\Rightarrow A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{b \cdot h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s \geq \text{Max} \{ 2,4 ; 3,45 \} = 3,45 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 0,7\% \times b \cdot h = 0,007 \times 40 \times 60 = 16,8 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = \text{max}(A_{su} ; A_{sacc} ; A_{RPA}) = 16,8 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

Lorsque que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition :

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

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{129330}{40 \times 54 \times 100} = 0,59 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u^- = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{5 \text{ MPa}} ; \min \left\{ \frac{3,75 \text{ MPa}}{5 \text{ MPa}} \right\} \right\} = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{(BAEL 91 p 192).}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures transversales:

- Selon le RPA 99 :

✓ Dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\phi_l ; 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow t \leq \min (10 \times 12 ; 15 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{2,14}{0,60} = 3,56 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3,56$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,56 \times 129330 \times 15}{60 \times 235 \times 100} = 4,89 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,785\%b.h = 0,785\% \times 0,40 \times 0,60 = 0,18 \text{ cm}^2$$

✓ Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_t \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow t' \leq 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,56 \times 129330 \times 18}{60 \times 235 \times 100} = 5,87 \text{ cm}^2$$

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau (40 × 60) cm². Le reste des calculs est présenté dans le tableau et qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau et selon les règlements utilisés **BAEL 91** et le **RPA 99**.

Tableau 6.3. Récapitulation de calcul des armatures longitudinales

Poteau (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{RPA} (cm ²)	A_{Adop} (cm ²)	Section (cm ²)	A_{trans} (cm ²)	Section (cm ²)	S_t (cm ²)	S_t' (cm ²)
40 × 60	8	16,8	16,8	8T16+ 4T14= 19,16	6Ø8	3,02	10	15
35 × 55	7,2	13,47	13,47	4T16+ 4T14= 14,20	6Ø8	3,02	10	15
35 × 50	6,8	12,25	12,25	8T14= 12,32	6Ø8	3,02	10	15
30 × 40	5,6	8,4	8,4	8T12= 9,05	6Ø8	3,02	10	15

➤ **Longueur de recouvrement :**

✓ Selon le R.P.A 99 :

$$L_r = 40\phi \Rightarrow \text{en zone I.}$$

$$\Rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

• **Détermination de la zone nodale :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \\ L' = 2h \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h' = \max\left(\frac{306}{6}, 40, 60, 60 \text{ cm}\right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

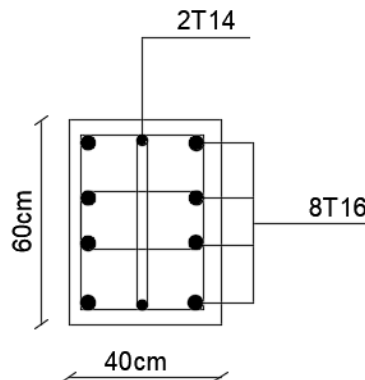


Figure 6.3. Schéma de ferrailage du poteau (40×60)

6.3. ETUDE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT

6.3.1. Introduction

Les voiles sont des éléments destinés à reprendre les efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire.

6.3.2. Combinaison d'action

Les voiles seront calculés dans les deux directions horizontale et verticale, à la flexion composée sous un effort normal de compression (F) et un moment de flexion (M), tirés à partir des fichiers résultats du **ROBOT 2014**, sous les combinaisons de calcul suivantes :

- ✓ $G + Q + E \dots\dots (1).$
- ✓ $0,8G \pm E \dots\dots (2).$
- ✓ $G + Q \pm 1,2\dots\dots (3).$

6.3.3. Ferrailage des trumeaux

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1) Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2) Détermination de la nature de la section en flexion composée selon 3 cas :
 - ↳ Soit section entièrement tendue.
 - ↳ Soit section entièrement comprimée.
 - ↳ Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que : $\begin{cases} N > 0 \text{ effort de compression.} \\ N < 0 \text{ effort de traction.} \end{cases}$

- 3) Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➤ **Ferrailage minimum :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

→ Globalement dans la section du voile : $A_{\min}=0,15\%.h.b$

→ En zone courante : $A_{\min}=0,10\%.h .b^{[1]}$

On devra disposer le ferrailage suivant :

- ✓ Des aciers verticaux.
- ✓ Des aciers horizontaux.

a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontales 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 du voile.

- Si des efforts importants de compression 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. Mais au niveau des parties courantes, la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement) .

- A chaque extrémité du voile (trumeaux) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile (voir figure VII.4) cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

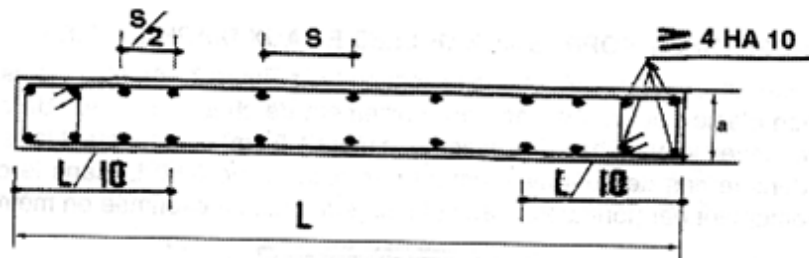


Figure 6.4. Ferrailage du voile

b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° 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 encrage droit.

• **Remarque** :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1,5b$.
- $S_t \leq 30 \text{ cm}$.

Avec :

{b : L'épaisseur du voile en (cm).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m^2). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.

- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

6.3.4. Calcul du Ferrailage

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.

➤ Les sollicitations (M, N, T) :

On calcule une bande de largeur 1m et de 20 cm d'épaisseur.

✓ **Verticalement :** $\begin{cases} N_{max} = -2774,83 \text{ KN} \\ M_{max} = 2,08 \text{ KN.m} \end{cases}$

- T = 0,81 KN

✓ **Horizontalement :** $\begin{cases} N_{max} = -195,48 \text{ KN} \\ M_{max} = 2,01 \text{ KN.m} \end{cases}$

- T = 0,34 KN

➤ Exemple de calcul :

a. **Ferrailage de sens vertical :** $\begin{cases} N_{max} = -2774,83 \text{ KN} \\ M_{max} = 2,08 \text{ KN.m} \end{cases}$

↪ Calcul de l'excentricité :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{max}|2|}{N_{max}} = \frac{2,08}{2774,83} = 0,0007 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,03 \Rightarrow \text{on calcul la section à la Flexion simple}$$

$$M = 2,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,08 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,008$$

avec : $d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm}$ On prend $d = 13,5 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \nexists$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$\alpha = 0,010 \text{ et } \beta = 0,99$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,08 \times 10^{-3}}{0,99 \times 13,5 \times 348} \times 10^4 = 0,004 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad (\text{BAEL91 p 275})$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = 0,004 \text{ cm}^2 \quad 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 0,87 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^- \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right.$$

✓ Acier FeE 400

$$\text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,08}{0,87} = 2,39$$

$$\alpha = 0,010 < 2,39 \dots\dots\dots \text{CV}$$

⇒ Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- **Selon BAEL modifier 99 :**

$$A'_s \geq \max\left\{\frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}\right\} \Rightarrow A'_s \geq \max\{1,55 ; 1,63\} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s ; A'_s\} = \{0,004 \text{ cm}^2 ; 1,63 \text{ cm}^2\}$$

- **Selon RPA modifier 99 :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100 \times 15 = 2,25\text{cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2 \text{ par nappe.}$$

b. Ferraillage horizontal :

$$\begin{cases} N_{max} = -195,48 \text{ KN} \\ M_{max} = 2,01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

↳ **Calcul de l'excentricité :**^[2]

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{2,01}{195,48} = 0,010 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,51 \Rightarrow \text{on calcul la section à la Flexion simple}$$

$$M_t = 2,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,01 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,135^2} = 0,007$$

$$\text{avec : } d = 0,9 \cdot h = 13,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } d = 13,5 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$\Rightarrow \text{poivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

$$\alpha = 0,008 \text{ et } \beta = 0,99$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,01 \times 10^{-3}}{0,99 \times 13,5 \times 348} \times 10^4 = 0,004 \text{ cm}^2$$

- La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{(BAEL91 p 275)}$$

➤ **Choix des barres :**

$$A_s = 0,004 \text{ cm}^2 \quad 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_s = 0,87 \text{ KN.m}$$

- ⎧ Fissuration peu nuisible
 - ⎧ Flexion simple $\Rightarrow \sigma_s < \sigma_s^-$
 - ⎧ Section rectangulaire
- ✓ Acier FeE 400

On vérifie si : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,08}{0,87} = 2,39$$

$\alpha = 0,008 < 2,39$ Condition vérifiée.

\Rightarrow Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- **Selon BAEL modifier 99 :**

$$A'_s \geq \max\left\{\frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}\right\} \Rightarrow A'_s \geq \max\{1,55 ; 1,63\} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\{A_s; A'_s\} = \{-0,66 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2\}$$

- **Selon RPA modifier 99 :**

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des barres :**

$$A = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ par nappe}$$

➤ **Références utilisée :**

[1]... BAEL.91 r99/art B.7.4.

[2]...

BAEL.91

r99/art

A.4.3.

CHAPITRE 7

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

7. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

7.1. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Il sera prévu un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau du plancher de sous-sol à fin d'assurer un bon chaînage du bâtiment.

7.1.1. Caractéristiques du voile

D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15m.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%** dans les deux sens horizontal et vertical.
- ✓ Le poids des terres est un élément stabilisateur.

7.1.2. Dimensionnement du mur ^[1]

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \frac{356}{25} = 14,24cm$$

On prend $e = 15cm$

7.1.3. Calcul de la poussée des terres

Le voile périphérique est sollicité par la poussée des terres. Le calcul du voile périphérique se ramène au calcul d'un panneau de la dalle encastré à ses quatre cotés (les poutres, les poteaux et longrine) soumise à la poussée des terres. ^[2]

$$q = Ka \times \gamma_{sol} \times h_e$$

$$Ka = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

Avec : γ poids volumique des terres.

$$\gamma = 17 \text{ KN} / m^3$$

$$h = 3,56m$$

$$\phi = 35^\circ$$

$$q = 0,27 \times 17 \times 3,56$$

$$q = 16,34 \text{ KN} / ml$$

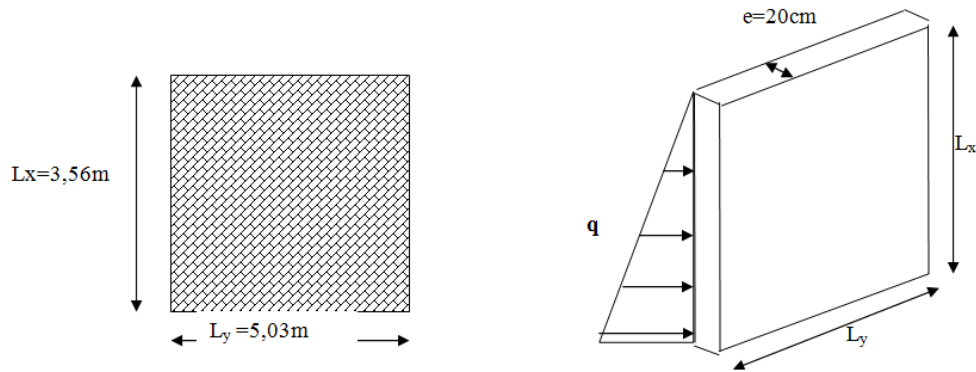


Figure 7.1. Schéma du voile périphérique

Evaluation des charges :

- ELU : $q_u = 1,35 \times q \Rightarrow q_u = 1,35 \times 16,34 \Rightarrow q_u = 22,05 \text{KN} / \text{ml}$
- ELS : $q_s = q \Rightarrow q_s = 16,34 \text{KN} / \text{ml}$

7.1.4. Détermination des sollicitations

➤ Moment statique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{3,56}{5,03}$$

$\Rightarrow \rho = 0,70 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

➤ ELU :

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4320 \end{cases}$$

$$M_{ux} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{ux} = 0,0684 \times 22,05 \times (3,56)^2$$

$$\Rightarrow M_{ux} = 19,11 \text{KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_y \cdot M_{ux} \Rightarrow M_{uy} = 8,25 \text{KN.m}$$

a) Sens X :

- En travée

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_x = 14,33 \text{KN.m}$$

- En appuis

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_x = -9,55 \text{KN.m}$$

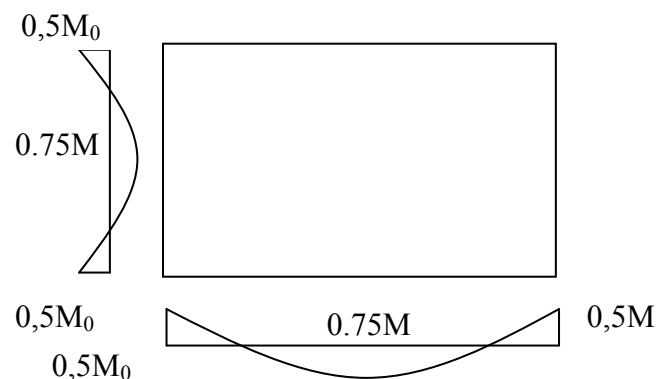


Figure 7.2. Schéma statique du voile périphérique à ELU



b) Sens Y :

- En travée

$$M_{ly} = 0,75.M_y = 6,18KN.m$$

- En appuis

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -4,12KN.m$$

➤ ELS :

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,5817 \end{cases}$$

$$M_{sx} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \Rightarrow M_{sx} = 0,0743 \times 16,34 \times (3,56)^2$$

$$\Rightarrow M_{sx} = 15,38KN.m$$

$$M_{sy} = \mu_y \cdot M_{sx} \Rightarrow M_{sy} = 8,94KN.m$$

a) Sens X :

- En travée

$$M_{lx} = 0,75.M_x = 11,53KN.m$$

- En appuis

$$M_{ax} = -0,5.M_x = -7,69KN.m$$

b) Sens Y :

- En travée

$$M_{ly} = 0,75.M_y = 6,70KN.m$$

- En appuis

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -4,47KN.m$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 7.1. Sollicitations maximales des moments

Sens	XX		YY	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis

Moment (KNm)	ELU	14,33	-9,55	6,18	-4,12
	ELS	11,53	-7,69	6,70	-4,47

7.1.5. Calcul de ferrailage

a) Sens X :

➤ ELU

- En travée

$$M_{tx} = 14,33 \text{ KN.m}$$

$$d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,055 < \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,070$$

$$\beta = 0,97$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d \cdot \sigma_s} = 3,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_{tx} = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales :

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

[BAEL.91.r.99/art B 7.4]

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{ymin} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 3,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

$$L' \text{écartement des armatures } S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[3]}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$3T12 \rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$\text{disposition de première barre } e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$$

-Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{14,33}{11,53} = 1,24$$

$$\rightarrow \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \alpha = 0,070 \text{ cv}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

fissuration peu nuisible
aucune vérification pour σ_s } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **En appuis :**

➤ **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$

$$M_u^a = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,036 < \mu_{AB} = 0,392 \quad C_v$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée.

$$A'_u = 0 ; \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,045$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,132 \text{ m}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\beta.d.\sigma_s}$$

$$A_u^t = 2,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Calcul des armatures minimales :

-Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases} \quad [\text{BAEL.91.r.99/art B 7.4}]$$

$$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$$

$$A_y = 0,0008h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} . A_{y \min} = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 2,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

$$L'écarterment des armatures \quad S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[3]}$$

➤ Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$2T12 \rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :

$$\text{disposition de première barre} \quad e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$$

-Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
 section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$
 acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_x^u}{Ma_x^s} = \frac{9,55}{7,69} = 1,24$$

$$\rightarrow \frac{1,24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 > \alpha = 0,045 \text{ cv}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

fissuration peu nuisible }
 (aucune vérification pour σ_s) } Les armatures calculées en ELU sont maintenues

➤ **Armatures transversale :**

Sens yy :

➤ **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_u^t = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,023 < \mu_{AB} = 0,392 \text{ Cv}$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \rightarrow \alpha = 0,029$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,133$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s}$$

$$A_u^t = 1,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Calcul des armatures minimales :**

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases} \quad [\text{BAEL.91.r.99/art B 7.4}]$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x \text{ min}} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \text{ min}} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \text{ min}}) = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures \quad S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}^{[3]}$$

- Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$2T12 \rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte du béton :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \overline{\langle \sigma_b \rangle}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M t_x^u}{M t_x^s} = \frac{6,18}{6,70} = 0,92$$

$$\rightarrow \frac{0,92-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,21 > \alpha = 0,029 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \overline{\langle \sigma_b \rangle} = 15 \text{ MPA}$$

fissuration peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s) } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **Armatures transversale :**

Sens yy :

➤ **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_a^u = 4,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,015 \prec \mu_{AB} = 0,392 \text{ Cv}$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,018$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,134$$

$$A_u^a = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s}$$

$$A_u^a = 0,88 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8 = 1,01 cm²

- Calcul des armatures minimales :

- Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases} \quad [\text{BAEL.91.r.99/art B 7.4}]$$

$$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \text{ min}} = \frac{3-\alpha}{2} . A_{y \text{ min}} = 1,38 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \text{ min}}) = 1,38 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

$$\text{L'écartement des armatures } S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33\text{cm}^{[3]}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$2T12 \rightarrow A = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \overline{\langle \sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = \frac{4,12}{4,47} = 0,92$$

$$\rightarrow \frac{0,92-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,21 > \alpha = 0,018 \text{ cv}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \overline{\langle \sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

fissuration peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s) } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

7.1.6. Vérification d'effort tranchant

La fissuration peu préjudiciable donc :

• **Contrainte tangente :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

• **Contrainte tangente limite :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPA} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_x = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow T_x = \frac{22,05 \times 3,56}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,7}{2}} \dots\dots\dots (IV-1)$$

$$\Rightarrow T_x = 29,07 KN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} \Rightarrow T_y = 26,16 KN$$

Tableau 7.2. Vérification d'effort tranchant

Sens	L(m)	d(cm)	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ _u ⁻ (MPa)	τ _u ≤ τ _u ⁻ (MPa)
XX	3,56	13,5	29,07	0,21	3.33	CV
YY	5,03	13,5	26,16	0,19	3.33	CV

7.2. Etude des Fondations

7.2.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions est réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (radier, semelle simple sur le sol), soit par l'intermédiaire d'un autre organe (pieux). [4]

7.2.2. Choix du type de fondation

Lorsque le sol de fondation ne peut supporter les contraintes créées par la semelle isolées ou filantes, on exécute souvent un radier générale constitué par une dalle nervurée s'étendant sur toute la surface du bâtiment.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées pour la superstructure, ainsi que l'existante des voiles dans notre construction, donc le choix d'un radier général est la bonne solution qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre au sol la totalité des efforts.
- Eviter les tassements différentiels.

A. Semelle filante :

Nous proposons en premier cas des semelles filantes, pour cela il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface total du bâtiment $\frac{S_s}{S_b} < 0,5$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N_{ser}}{S_s} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S_s \geq \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec :

N_{ser} : L'effort normal de la structure à état limite de service donnée par logiciel ROBOT2014

$$N_{ser} = 2025,93Kn$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2bars = 200Kn/m^2$$

$$S_s = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}} = \frac{2025,93}{200} = 10,12 m^2$$

La surface totale de l'immeuble est de 628,95 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévus un débord minimum

$$S' = S + S_{débordement} = 220m^2$$

On a :

La surface totale des semelles : 10,12m²

La surface totale du bâtiment : 628,95 m²

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{10,12}{628,95} = 0,01 < 0,5$$

Donc notre choix portera sur un radier général, qui est un système de fondation composé d'une dalle et occupant la totalité de la surface de l'emprise de la structure, il présente les avantages suivants :

- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

B. Radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalle, nervure et poutre) débordent l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes du sol.

7.2.3. Sollicitation

Les sollicitations sont obtenues par les fichiers résultats de **ROBOT 2014** :

Tableau 7.3. Les sollicitations des fondations

Combinaison	Sens		
	N_x (KN)	M_{Ry} (KN.m)	T_x (KN)
ELU	2774.83	2.08	0.81
ELS	2025.93	0.87	0.63
ACC	2456.70	302.33	508.53

7.2.4. Pré dimensionnement

$$L = 5,03 \text{ m}$$

L : La plus grande longueur entre les poteaux.

A. Radier (Dalle) :

❖ Epaisseur de la dalle :

$$h \geq \frac{L}{20} \Rightarrow h \geq \frac{503}{20} \Rightarrow h \geq 25,15 \text{ cm}$$

On prend : $e = 45 \text{ cm}$

❖ Poutre de libage (nervure) :

$$h \geq \frac{L}{10} \Rightarrow h \geq \frac{503}{10} \Rightarrow h \geq 50,3 \text{ cm}$$

On prend : $h = 90 \text{ cm}$ et $b = 50 \text{ cm}$

Il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

N : Effort normale de la structure à l'état limite de service $N = N_{ser} + P_s + P_p + P_r$.

P_s : Poids de la semelle (radier).

P_p : Poids de la poutre de libage.

P_r : Poids du remblai.

A : La section du bâtiment ; $A = 628,95m^2$

$$A_{radier} = 628,95m^2 .$$

$$P_s = A.h.\rho_b \Rightarrow P_s = 628,95 \times 0,45 \times 25$$

$$\Rightarrow P_s = 7075,68KN$$

$$P_p = b.h.L.\rho_b \Rightarrow P_p = 0,50 \times 0,90 \times 503 \times 25$$

$$\Rightarrow P_p = 5658,75KN$$

$$P_r = \gamma.A_{rad} \cdot b \Rightarrow P_r = 18 \times 220 \times 0,50$$

$$\Rightarrow P_r = 1980KN$$

$$N_{ser} = 2025,93KN$$

$$\text{Donc : } N = 2025,93 + 7075,68 + 5658,75 + 1980 \Rightarrow N = 16740,36 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } \sigma = \frac{N}{A} \Rightarrow \sigma = \frac{16740,36}{220} \Rightarrow \sigma = 76,09KPa$$

$$\sigma = 76,09KPa \leq \sigma_{sol} = 200KPa \dots \dots \dots \text{CV}$$

7.2.5. Vérification au poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq \overline{N}_u = 0,045.U_c.h.f_{c28}$

$$N_u = 2774,83KN$$

$$h = 0,45m$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,4 + 0,5 + 2 \times 1,35)$$

$$h_r = e + h \text{ (libage)}$$

$$\text{Donc : } \mu_c = 7,2m$$

$$\overline{N}_u = 0,045 \times 7,2 \times 0,45 \times 25 \times 10^3 \Rightarrow \overline{N}_u = 3645 \text{KN}$$

$$N_u = 2774,83 \text{KN} < \overline{N}_u = 3645 \text{KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

7.2.6. Condition de non cisaillement

D'après le BAEL91

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \tau_u \leq \overline{\tau}_u = \text{mi} \left(\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{Mpa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{T}{b \cdot (0,9h)} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{T}{0,9 \overline{\tau}_u \times b}$$

$$T = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L_{\max}}{2} = 33626,25 \text{N}$$

$$h \geq 18,68 \text{cm}$$

Pour le calcul de la dalle de forme régulière :

$$T_{\max} = \max(T_x ; T_y)$$

$$T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_t} = 76,09 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$T_x = 100,03 \text{KN} / \text{ml}$$

$$T_y = 90,29$$

$$T_{\max} = \max(100,03 ; 90,29) = 100,03 \text{KN} / \text{ml}$$

7.2.7. Calcul de ferrailage de la semelle ^[1]

Le radier est assimilé à un plancher renversé sollicité par la réaction du sol qui résulte de l'action du projet sur ce dernier et appuyer sur les poteaux qu'ils supportent.

A. Calcul du radier :

Le radier sera calculer pour une bonde de 1ml .

- **Evaluation des sollicitations :**

$$q = \frac{N}{S} \cdot 1$$

N : L'effort total de la structure pour la combinaison la plus défavorable.

$$\text{Donc : } q_u = \frac{2774,83}{220} \times 1 \Rightarrow q_u = 12,61 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = \frac{2025,93}{220} \times 1 \Rightarrow q_{ser} = 9,20 \text{ KN/ml}$$

$$0,40 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow \text{Le panneau porte dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Avec :

$$\mu_x \text{ Et } \mu_y \text{ coefficient dépend de } \nu \text{ (coefficient de poisson) et } \alpha \left(\alpha = \frac{L_x}{L_y} \right).$$

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y}$$

- **En appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{0x}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{0y}$$

➤ **Calcul des moments :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

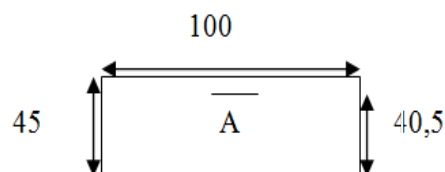
Tableau 7.4. Récapitulative des moments adoptés pour le calcul aux états limites

Le panneau considéré	ELU	ELS
L_x (m)	4,60	4,60

L_y (m)		5,03	5,03
ρ		0,91	0,91
μ_x		0,0448	0,0519
μ_y		0,798	0,861
Moment isostatique	M_{0x} (KN.m)	11,953	13,848
	M_{0y} (KN.m)	9,536	11,923
Moment en travée	M_{tx} (KN.m)	8,964	10,386
	M_{ty} (KN.m)	6,723	8,942
Moment en appuis	M_{ax} (KN.m)	-5,976	-6,924
	M_{ay} (KN.m)	-4,768	-5,961

✓ **Ferraillage du radier :**

Sens XX :



- **En travée**

▪ **ELU**

$$M_u^t = 8,964 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = 0,003 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,003$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot \sigma_s \cdot d} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_u^t = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8 = 1,01 cm²

- **Calcul des armatures minimales :**

- **Condition de non fragilité :**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \min} = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **espacement maximale des armatures :**

$$L'écartement des armatures \quad S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[3]}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12 \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :

$$\text{disposition de première barre} \quad e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$$

-**Vérification de la contrainte du béton :**

$$\begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{section rectangulaire} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \sqrt{\sigma_b} \\ \text{acier FeE400} \end{array}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Mt_x^u}{Mt_x^s} = 0,86$$

$$\rightarrow \frac{0,86-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,18 > \alpha = 0,006 \quad \dots\dots\dots CV$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \overline{\langle \sigma_b \rangle} = 15 MPA$$

fissuration peu nuisible }
aucune vérification pour σ_s }

Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **En appuis :**

➤ **ELU :**

le calcul sera fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 15) \text{cm}^2$

$$M_a^t = 5,976 \text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,002 < \mu_{AB} = 0,392 \text{ Cv}$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée.

$$A_u' = 0 \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,003$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad \rightarrow \quad Z_b = 0,404 \text{m}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_u^t = 0,425 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8 = 1,01 cm²

- **Calcul des armatures minimales :**

-Condition de non fragilité :

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \min} = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- espacement maximale des armatures :

$$L'écarterment des armatures \quad S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[3]}$$

➤ Choix des armatures :

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12 \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :

$$\text{disposition de première barre} \quad e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
section rectangulaire $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \overline{\sigma_b}$
acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_x^u}{Ma_x^s} = \frac{5,976}{6,924} = 0,86$$

$$\rightarrow \frac{0,86-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,18 > \alpha = 0,003 \text{ cv}$$

➤ Conclusion :

$$\sigma_b \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

fissuration peu nuisible }
(aucune vérification pour σ_s) }

Les armatures calculées en ELU sont maintenues

➤ **Armatures transversale :**

Sens yy :

➤ **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_u^t = 6,723 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2.\sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,002 < \mu_{AB} = 0,392 \text{ Cv}$$

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A_u' = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,002$$

$$Z_b = d.(1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,404$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta.d.\sigma_s}$$

$$A_u^t = 0,478 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8 = 1,01 cm²

- **Calcul des armatures minimales :**

- **Condition de non fragilité :**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b.h_0}$$

$$A_y = 0,0008h_0 \times b = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \min} = 3,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 3,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **espacement maximale des armatures :**

$$L' \text{ écartement des armatures } S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[3]}$$

- **Choix des armatures :**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

$$4T12 \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : disposition de première barre } e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte du béton :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \langle \overline{\sigma_b}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = 0,75$$

$$\rightarrow \frac{0,75-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,125 > \alpha = 0,003 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b \langle \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$$

fissuration peu nuisible }
(aucune vérification pour σ_s) }

Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

➤ **Armatures transversale :**

Sens yy :

➤ **En appuis :**

➤ **ELU :**

$$M_a^u = 4,768 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\rightarrow \mu_u = 0,002 < \mu_{AB} = 0,392$$

CV

Donc il n'a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A'_u = 0 ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,002$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4\alpha) \rightarrow Z_b = 0,404$$

$$A_u^a = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_u^a = 0,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix de la section appliquée :

On prend : 2T8 = 1,01 cm²

- **Calcul des armatures minimales :**

- **Condition de non fragilité :**

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE 400)

$$\rho_m = \begin{cases} 0,0012 & \text{rondlisse (215,235)} \\ 0,0008 & \text{FeE 400 [BAEL.91.r.99/art B 7.4]} \\ 0,0006 & \text{FeE500} \end{cases}$$

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y = 0,0008 h_0 \times b = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \cdot A_{y \min} = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{calculé}}; A_{x \min}) = 3,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **espacement maximale des armatures :**

$$L'écartement des armatures \quad S_t \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}^{[3]}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$T12 \rightarrow e = 33 \text{ cm}$$

4T12 → A=4,52 cm²/ml

Avec :disposition de première barre $e_1 = e/2 = 16,5 \text{ cm}$

- Vérification de la contrainte du béton :

flexion simple
 section rectangulaire → $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ → $\sigma_b \overline{\sigma_b}$
 acier FeE400

Avec :

$\gamma = \frac{Ma_y^u}{Ma_y^s} = 0,79$

→ $\frac{0,79-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,145 > \alpha = 0,002$ CV

➤ **Conclusion :**

$\sigma_b \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPA}$

fissuration peu nuisible }
 (aucune vérification pour σ_s) } Les armatures calculées en ELU sont maintenues.

✚ **Remarque :**

Pour des raisons constructives il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure. Les chaises sont des armatures sous forme bateau.

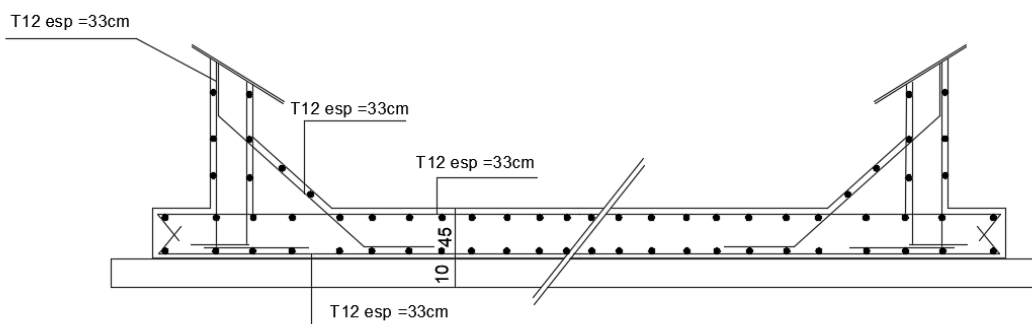


Figure 7.3. Ferrailage du radier

B. Calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 1m$ et d'épaisseur $h = 45cm$

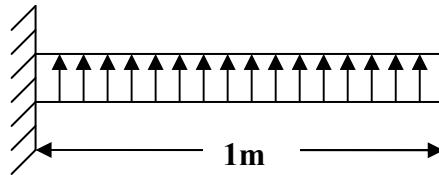


Figure 7.4. Schéma statique de débord

- **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_u = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = 4,60 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,002 < \mu_{AB} = 0,186$$

$$\alpha = 0,002 \quad ; \quad \beta = 0,999$$

$$A_s = 0,44 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{0,44}{4} \Rightarrow A_r = 0,11 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 4,89 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : 5T14 $\rightarrow A_s = 7,70 \text{ cm}^2$

Pour les armatures longitudinales et de répartitions.

- **Vérification à ELS :**

$$M_{ser}^t = 4,60 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

▪ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 \cdot y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$y_1 = 7,94 \text{ cm}$$

▪ **Moment statique au niveau de l'axe neutre :**

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b_0 \cdot y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I_{y_1 y_1'} = 119255,40 \text{ cm}^4$$

▪ **Calcul de K :**

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = 0,38$$

$$\sigma_{bc} = K \times y_1 = 3,01 \text{ Mpa}$$

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

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$ → Les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• **Vérification d'effort tranchant :**

- **Contrainte tangente :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d}$$

- **Contrainte limite :**

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = q_u \cdot L \Rightarrow T_{\max} = 12,61 \times 1 \Rightarrow T_{\max} = 12,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,405} \Rightarrow \tau_u = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,03MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa \dots\dots\dots C.V$$

C. Calcul de la poutre de libage (nervure) :

▪ Sollicitation de la nervure :

La nervure comme le cas des poutres dans les dalles sont supportées une charge sous forme trapèze pour L_y (la grande portée) et triangle pour L_x (la petite portée). Pour notre cas on prend la poutre la plus sollicité.

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0u} = \frac{12,61 \times (4,6)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,91)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0u} = 24,14KN.m$$

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \cdot L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \Rightarrow M_{0ser} = \frac{9,20 \times (4,6)^2}{8} \times \left(1 - \frac{(0,91)^2}{3}\right)$$

$$\Rightarrow M_{0ser} = 17,61KN.m$$

• En travées :

$$M_{ut} = 0,75M_{ou} \Rightarrow M_{ut} = 18,10KN.m$$

$$M_{sert} = 0,75M_{0ser} \Rightarrow M_{sert} = 13,20KN.m$$

• En appuis :

$$M_{ua} = 0,50M_{ou} \Rightarrow M_{ua} = 12,07KN.m$$

$$M_{sera} = 0,50M_{0ser} \Rightarrow M_{sera} = 8,80KN.m$$

▪ Ferraillage de la poutre :

• En travées :

$$M_{ut} = 18,10KN.m \quad ; \quad h = 0,60m \quad ; \quad b = 0,50m$$

$$d = 0,9.h \Rightarrow d = 0,54m$$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b.d^2.\sigma_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{18,10 \times 10^{-3}}{0,50 \times (0,54)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,008 < \mu_{AB} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,010$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0,96 \text{ cm}^2$$

• **En appuis :**

$$M_{ua} = 12,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,005 < \mu_{lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_s = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 0,64 \text{ cm}^2$$

▪ **La section minimale :**

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} < A_{min} \text{ Donc on prend } A_{min} = A_{sa} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{min} \text{ Donc on prend } A_{min} = A_{st} = 3,26 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armatures :**

- En travées : 2T16

$$A_{st} = 4,02 \text{ cm}^2$$

- En appuis : 2T16

$$A_{sa} = 4,02 \text{ cm}^2$$

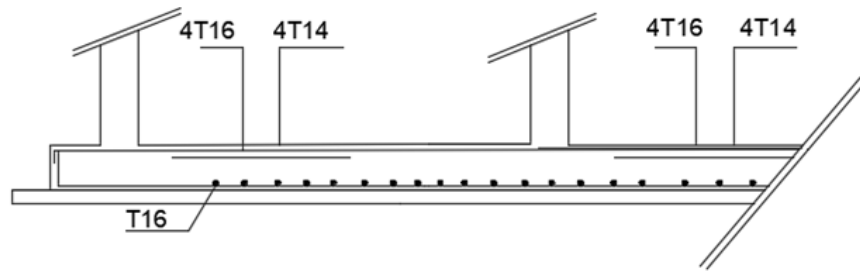


Figure 7.5. Schéma de ferrailage de la nervure

7.4. CONCLUSION

Dans ce dernier chapitre nous avons calculé le ferrailage du voile périphérique selon les règlements (RPA, BAEL) ; ce dernier a été calculé à la flexion simple sous l'effet de la pousser des terres. Nous avons aussi étudié une fondation de type radié générale nervurés.

➤ Références utilisée :

[1]... BAEL91.

[2]...cours mécanique des sols Mr.SEKKAL.

[3]... BAEL.91.r.99/art A 8.2.42.

[4]...DTU 13.12.



CONCLUSION

GENERALE

CONCLUSION GENERALE

En guise de conclusion on peut avancer l'idée que l'étude d'une tour menée par notre groupe a connu différentes phases théoriques et techniques s'adaptant de façon continue aux questions et hypothèses proposées et confirmés par l'encadreur [expérimenté et l'homme de terrain et ou les différents outils d'intervention et de test on été tour à tour expérimentés.

Les hypothèses de calcul et de redimensionnement de la structure ainsi que les différents éléments secondaires ajoutés a la vérification dynamique et séismique on été vérifier sur le terrain sur insistance de l'encadreur ce qui s'est traduit par l'acquisition de l'expérience et de comprendre le recours indispensable aux normes et au différents calculs technique ce qui nous permis en tant que futur ingénieur en génie civil d'être polyvalent ,capable de définir un cadre générale ,de trouver des solutions aux problèmes techniques ,d'estimer les couts ,d'exécuter et de suivre convenablement les différentes taches.



REFERENSES

BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENSES BIBLIOGRAPHIQUES

REGLEMENTS

1. *BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-Pierre Mogin)*
2. *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algérienne (RPA99/2003).*
3. *Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C.2.2).*
4. *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé.*
5. *DTU 13.12.*

LIVRES

- *Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armée*
- *Béton armé Application de l'euro code 2*

Les mémoires fin d'études

- *Etude d'un bâtiment (R+9) en béton a usage d'habitation.*
- *Etude d'un hôtel en béton armé (R+18) A usage multiple.*

Outils informatiques

- *Logiciel AUTO-CAD*
- *Logiciel ROBOT2014*
- *Logiciel EXEL*
-

COURS

- *Cour de réalisation des chantiers Mr RABHI.*
- *Cour de recherche documentaire et conception de mémoire Mr REZGANI.*
- *Cour résistance des matériaux Mr KACI.*
- *Cour mécanique des sols Mr SEKKAL.*

II-REFERENSES SITIOPGRAPHIQUES :

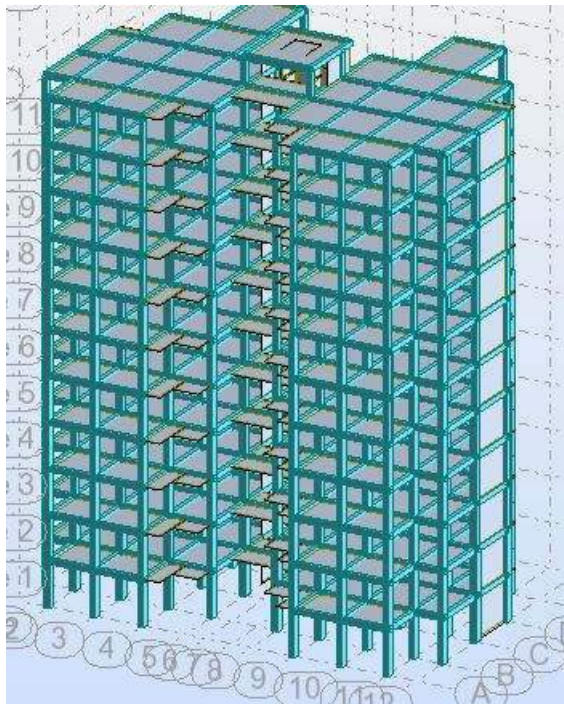
- **[nL.pinterest.com.](https://www.pinterest.com)**
- **[cours_Genie_civil.com.](https://www.cours_Genie_civil.com)**
- **[civilmania.com.](https://www.civilmania.com)**
- **NFP-82-210.**
- **[docs.autodesk.com.](https://docs.autodesk.com)**
- **[sigespoc.brgm.Fr.](https://sigespoc.brgm.fr)**



ANNEXE

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage : OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	



ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SISA : SAIDA	Date 11/06/20	

Maîtres de l'ouvrage : OPGI Saida.

ANEXE DE CALCULE

Propriétés du projet: **PROJET ANNEXE ZONE 01**

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 13.910 (m)

Y = 10.295 (m)

Z = 17.830 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 13.910 (m)

Y = 9.233 (m)

Z = 17.001 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 230711266.249 (kg*m²)

I_y = 308906234.545 (kg*m²)

I_z = 175358580.716 (kg*m²)

Masse = 1836092.035 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

X = 13.910 (m)

Y = 9.175 (m)

Z = 17.406 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses statiques globales:

I_x = 358135864.308 (kg*m²)

I_y = 401828620.899 (kg*m²)

I_z = 247559191.501 (kg*m²)

Masse = 2616362.038 (kg)

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 14.100 (m)

Y = 9.345 (m)

Z = 17.406 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 483978941.670 (kg*m2)

Iy = 699440191.500 (kg*m2)

Iz = 671013839.464 (kg*m2)

Masse = 5044920.241 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	16202
Nombre de barres:	1372
Eléments finis linéiques:	3534
Eléments finis surfaciques:	14717
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	2035
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	129
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	20
Combinaisons:	14

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	96438
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	11
Durée max itér. sur sous-espace:	52
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	157
Espace disque et mémoire utilisés [o]	
Espace totale du disque utilisé:	275851392
Espace pour fichier TMP solveur:	0
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	20059312
Mémoire:	53720456

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition:

8.343374e+006

2.477971e+016

Précision:

5

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : **p**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :

0.00000e+000 (kN*m)

Précision :

0.00000e+000

Cas 2 : **G**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :

0.00000e+000 (kN*m)

Précision :

0.00000e+000

Cas 3 : **Q**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle :

0.00000e+000 (kN*m)

Précision :

0.00000e+000

ANNEXE

<u>Maîtres de l'ouvrage :</u> OPGI SAIDA	<u>Projet :</u> PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
<u>SIS A :</u> SAIDA	Date 11/06/20	

Cas 4 : **Modale**
Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée avec rotations
Nombre de modes : 10
Nombre d'itérations : 40
Tolérance : 1.00000e-004
Amortissement : 0.070
Limites : 0.000
Coefficient des masses participantes : 0.000

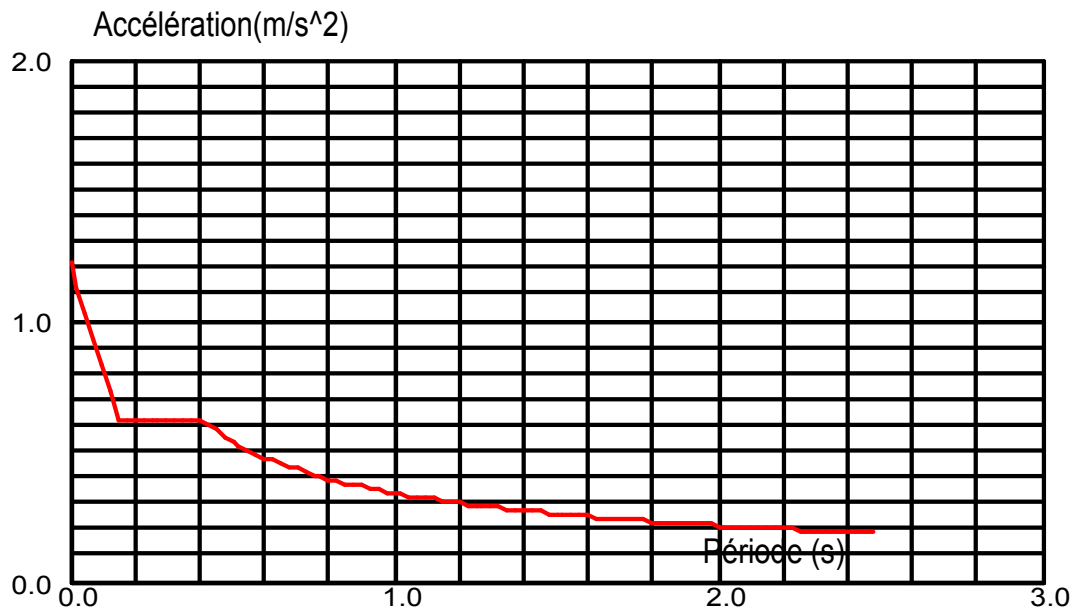
Cas 5 : **EX**
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000
Y = 0.000
Z = 0.000

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	



Données:

Zone : 1
Usage : 2
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.150

Coefficient de comportement : 5.000
Amortissement : $\gamma = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$
 $A = 0.100$
 $T_1 = 0.150$ $T_2 = 0.400$

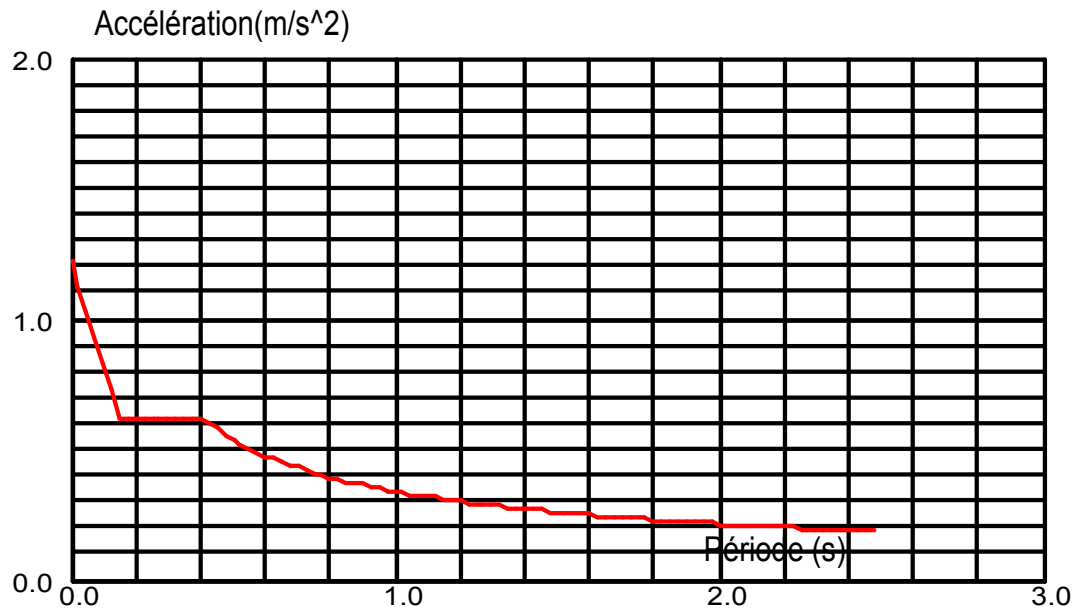
Cas 6 : **EY**
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000
Y = 1.000
Z = 0.000

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage : OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	



Données:

Zone : 1
 Usage : 2
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.150
 Coefficient de comportement : 5.000
 Amortissement : $\alpha = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.100

T₁ = 0.150

T₂ = 0.400

Cas 7 : 1.35G+1.5Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	

Cas 8 : G+Q
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q+Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q-Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q+Ey
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : G+Q-Ey
Type d'analyse: Combinaison linéaire

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	

Cas 13 : G+Q+1.2Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : G+Q-1.2Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : G+Q+1.2Ey
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q-1.2Ey
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : 0,8G+Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

ANNEXE

<u>Maitres de l'ouvrage :OPGI SAIDA</u>	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	

Cas 18 : 0,8G-Ex
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : 0,8G+Ey
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : 0,8G-Ey
Type d'analyse: Combinaison linéaire

propriétés des profilés

Caractéristiques de la section:

chainage30*35

ANNEXE

Maîtres de l'ouvrage :OPGI SAIDA	Projet : PROJET D'ANNEXE bâtiment (R+10) ZONE 01 -SAIDA-	17
SIS A : SAIDA	Date 11/06/20	



HY=30,0, HZ=35,0 [cm]

AX=1050,000 [cm²]
IX=153294.340, IY=107187.502, IZ=78750.000 [cm⁴]
Matériau=BETON

poutre30*40



HY=30,0, HZ=40,0 [cm]
AX=1200,000 [cm²]
IX=338741,455, IY=194898.000, IZ=90000.000 [cm⁴]
Matériau=BETON

poteaux 40*60



HY=40,0, HZ=60,0 [cm]
AX=2400,000 [cm²]
IX=751736.670, IY=720000.000, IZ=320000.000 [cm⁴]
Matériau=BETON

ANNEXE

poteaux 35*55



HY=35,0, HZ=55,0 [cm]
AX=1925,000 [cm²]
IX=475268.120, IY=485260.420, IZ=196510.420 [cm⁴]
Matériau=BETON

poteaux 35*50



HY=35,0, HZ=50,0 [cm]
AX=1750,000 [cm²]
IX=406315.311, IY=64583.330, IZ=178645.830 [cm⁴]
Matériau=BETON

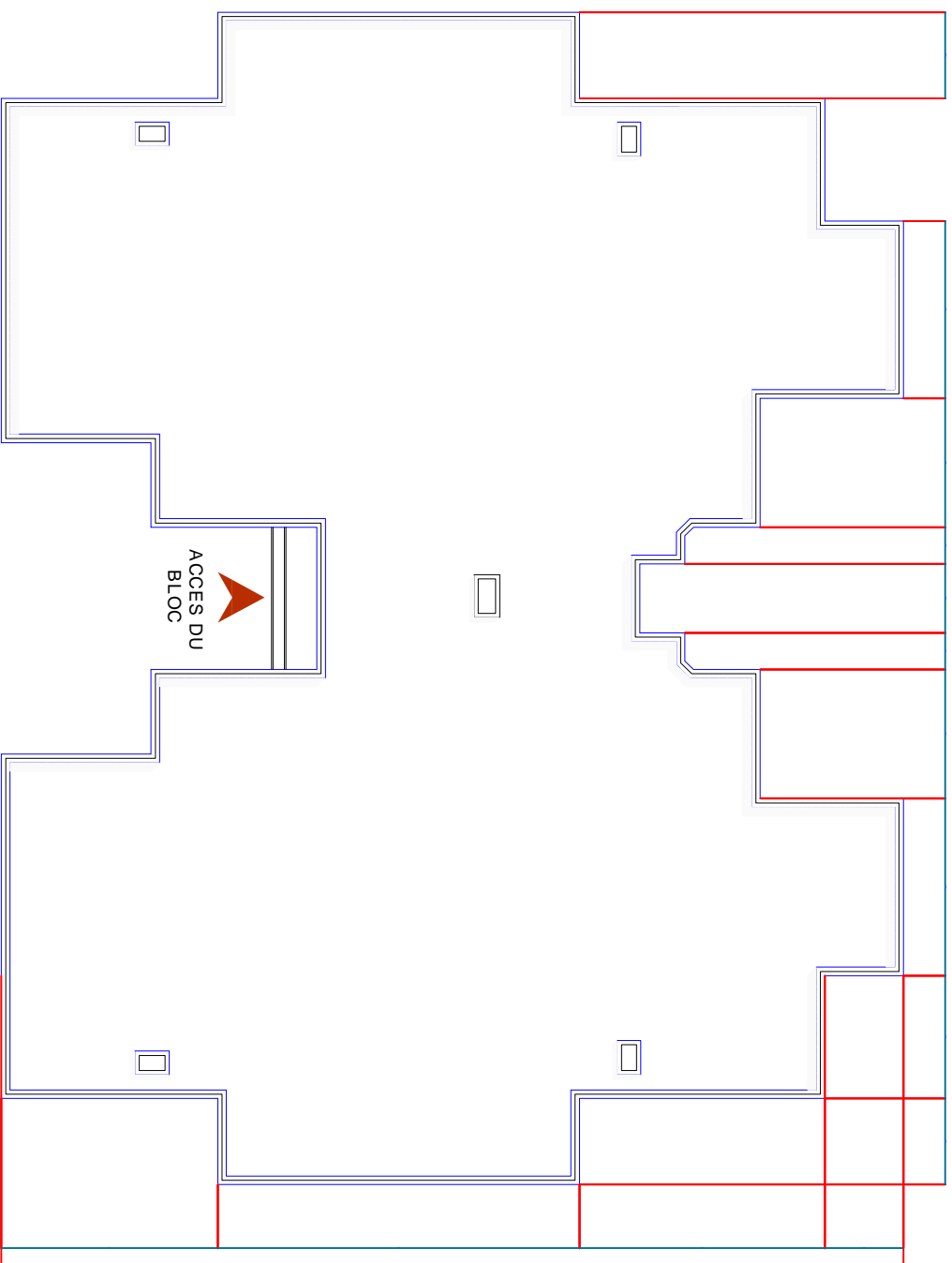
poteaux 30*40



HY=40,0, HZ=60,0 [cm]
AX=1200,000 [cm²]
IX=194898.784, IY=160000.000, IZ=90000.003 [cm⁴]
Matériau=BETON

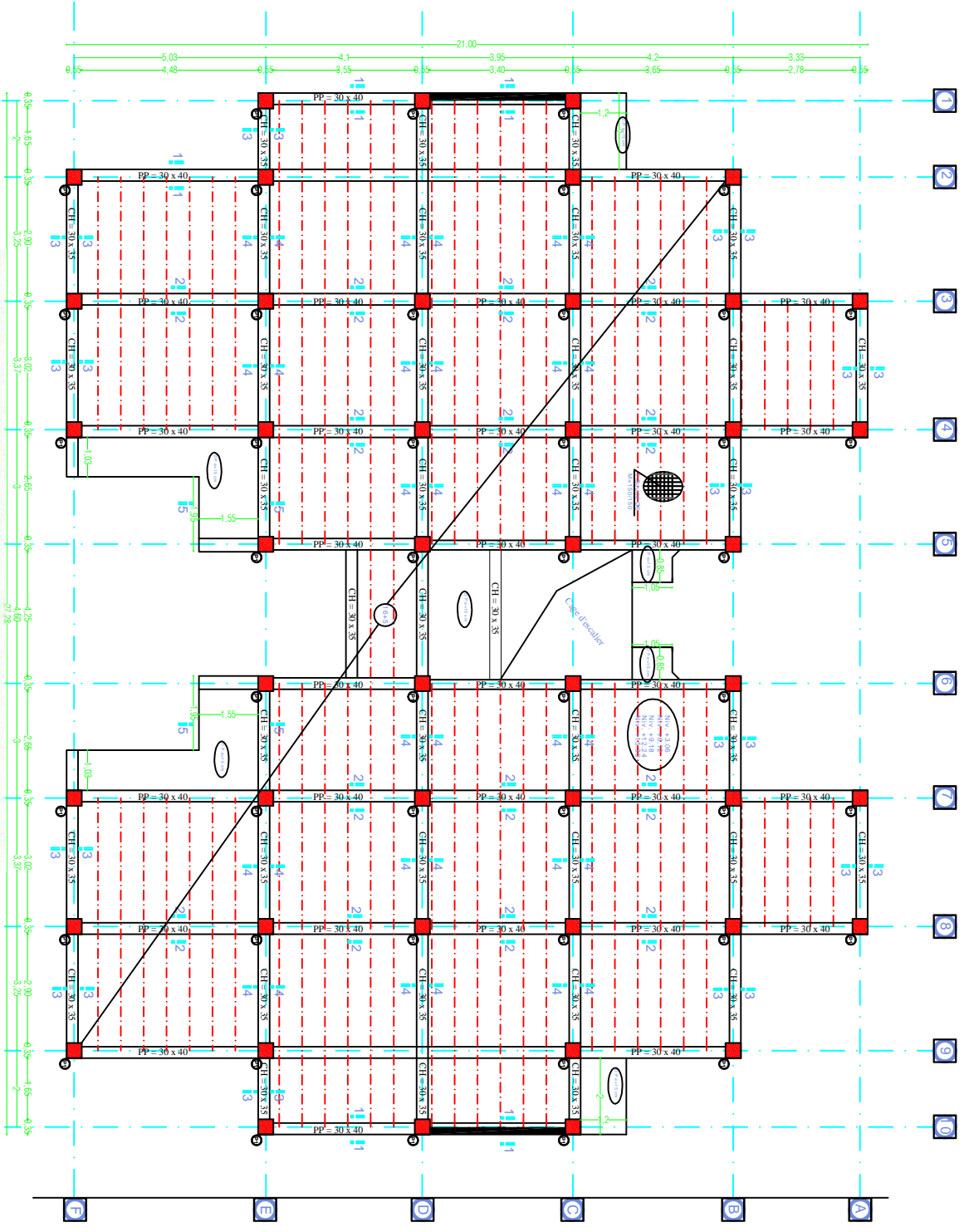
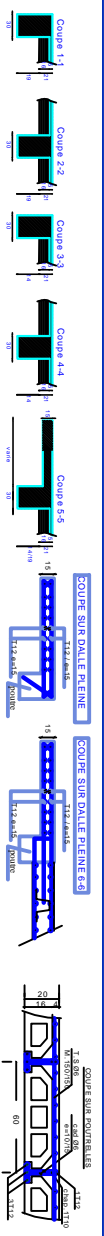
A green scroll graphic with a black outline, featuring a rolled-up top edge and a rolled-up bottom edge. The text "LES PLANS" is centered on the scroll in a bold, black, serif font.

LES PLANS



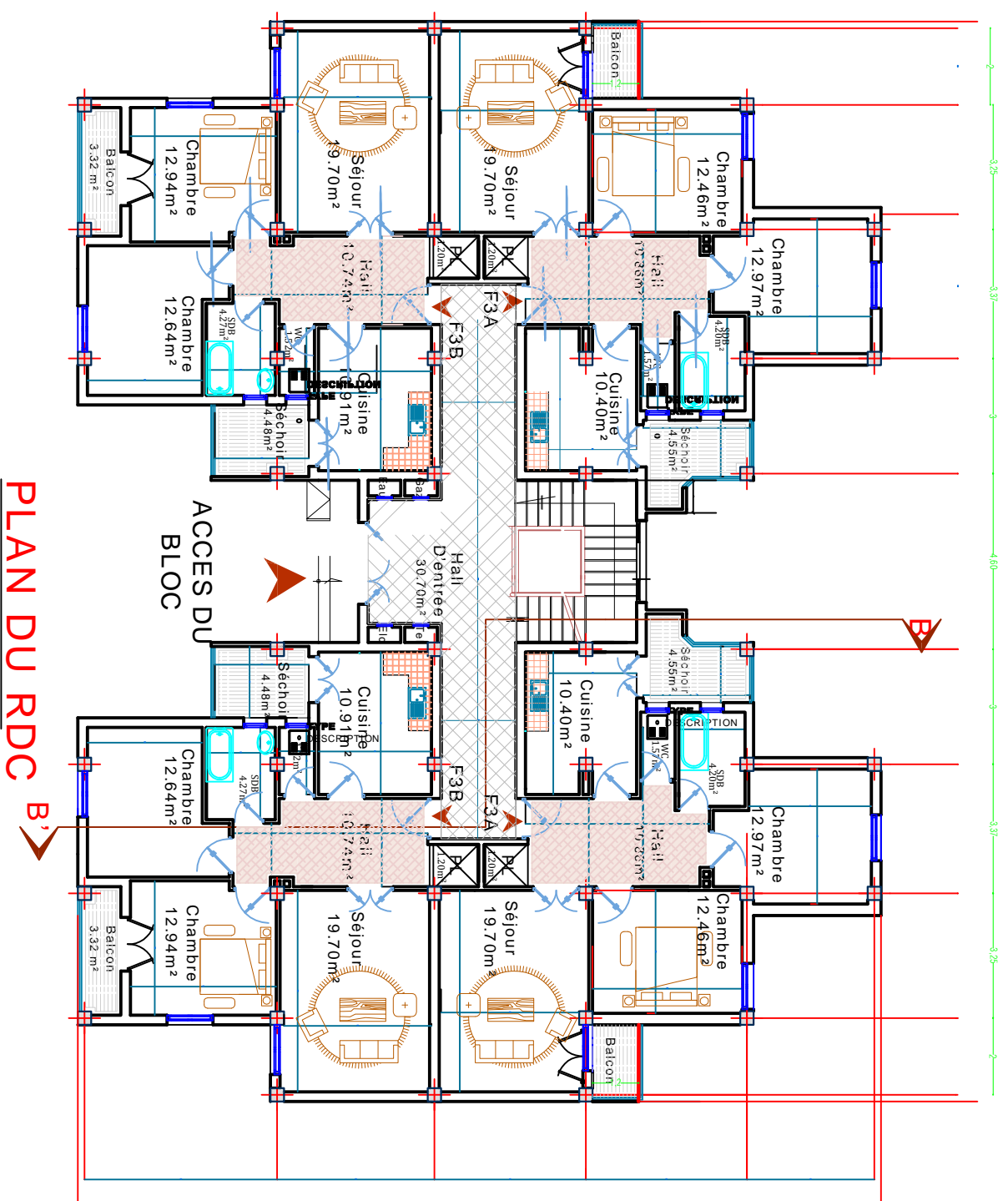
PLAN DE TERRASSE

PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



PLAN DU PLANCHER NIV: 9.18m 12.24m 15.30 ech:1/50

PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



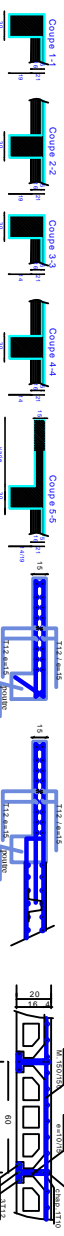
PLAN DU RDC

TABLEAUX SURFACIQUES

LOGEMENT TYPE F3-A- RDC		
DESIGNATION	NB	SURFACE
-SALON	01	19.70
-CHAMBRE 01	01	12.97
-CHAMBRE 02	01	12.46
-CUISINE	01	10.40
-CIRCULATION	01	10.86
-S.D.B+WC	01	5.77
SURFACE HABITABLE		72.16 M ²
-SECHOIRE	01	5.13
-L06691A	01	3.85
SURFACE UTILE		81.84 M ²

LOGEMENT TYPE F3-B- RDC		
DESIGNATION	NB	SURFACE
-SALON	01	19.70
-CHAMBRE 01	01	12.94
-CHAMBRE 02	01	12.64
-CUISINE	01	10.91
-CIRCULATION	01	10.74
-S.D.B+WC	01	5.79
SURFACE HABITABLE		72.72 M ²
-SECHOIRE	01	4.45
-L06691A	01	3.32
SURFACE UTILE		80.50 M ²

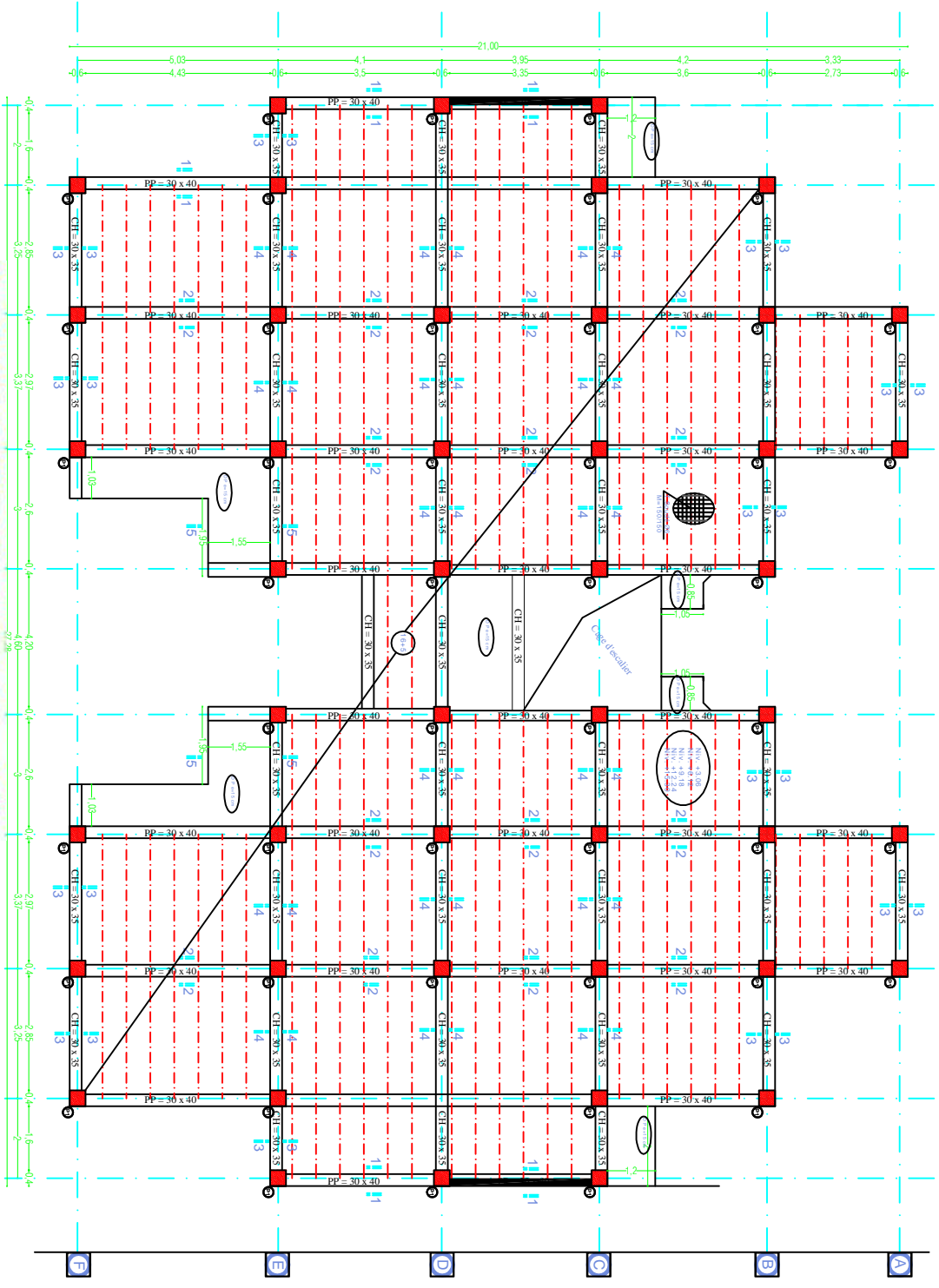
PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



COUPE SUR DAILE PLAINE

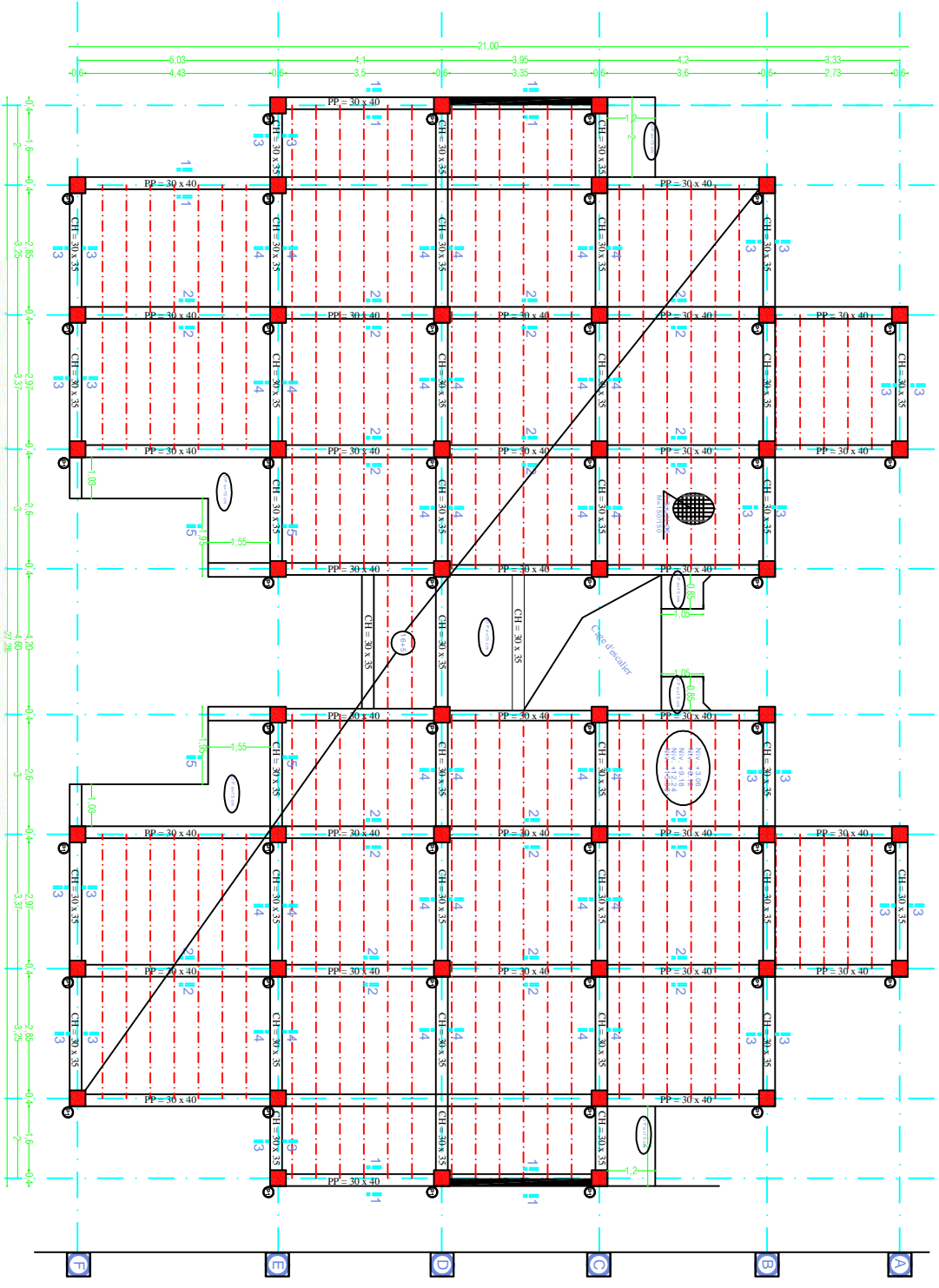
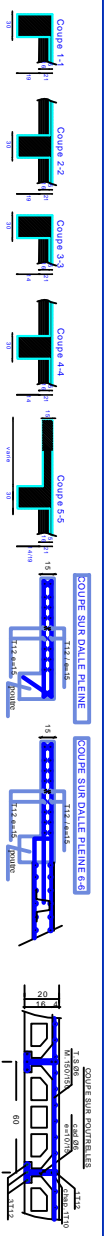
COUPE SUR DAILE RENVERSEE

COUPE SUR DAILE DOUBLE LEE



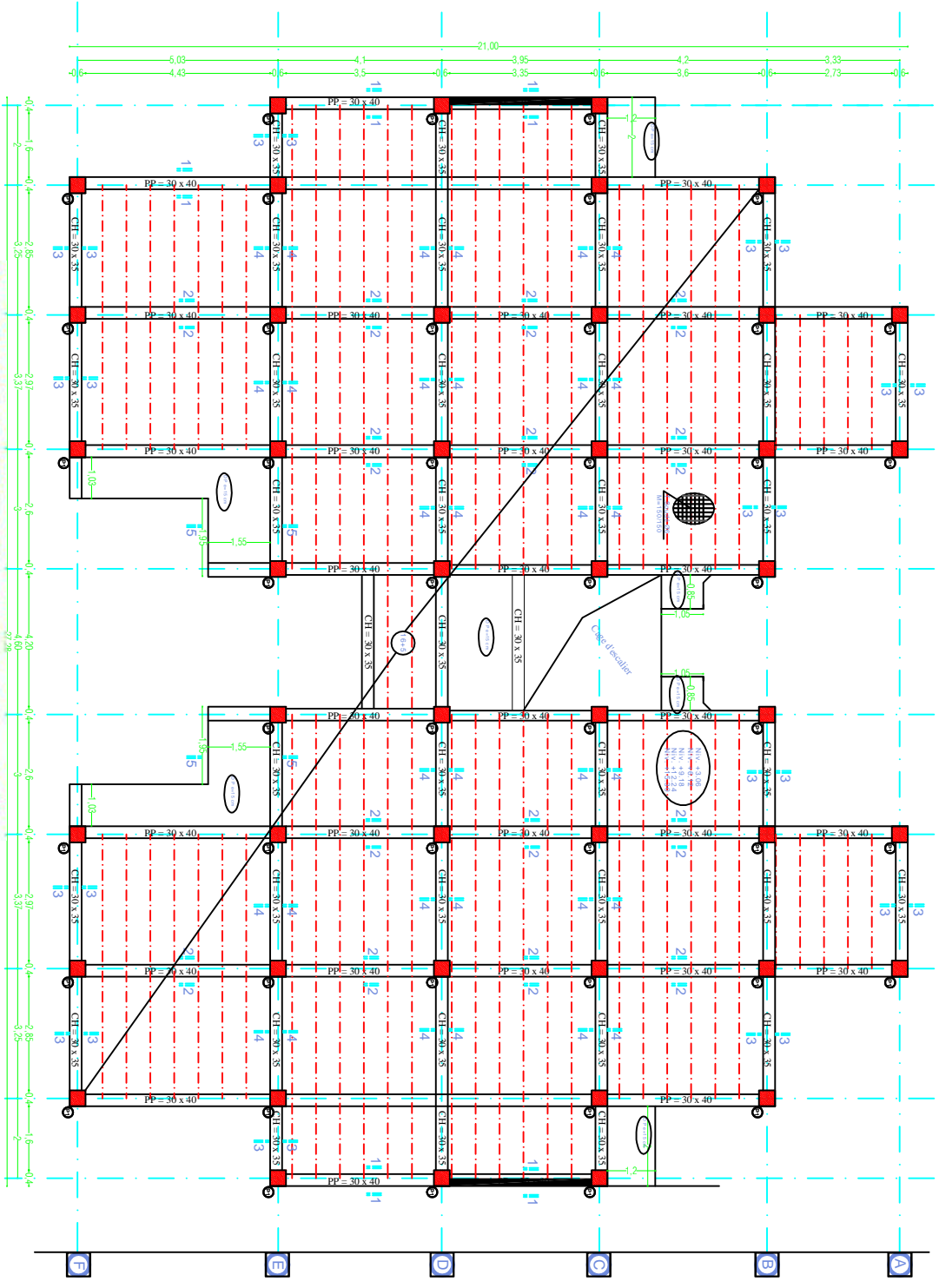
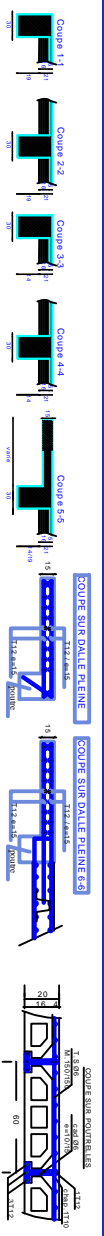
PLAN DU PLANCHER NIV: 3.06m 6.12m ech:1/50

PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



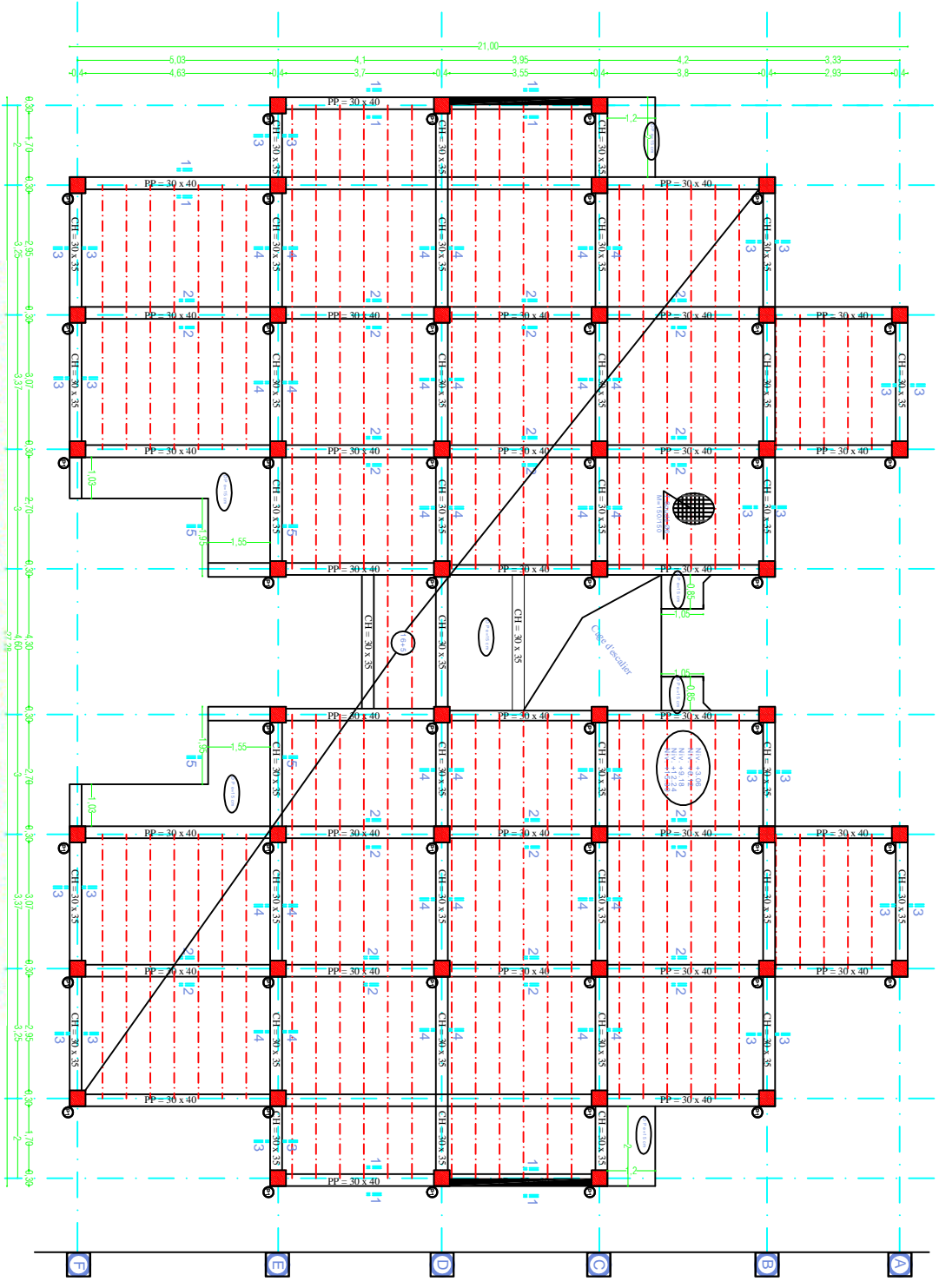
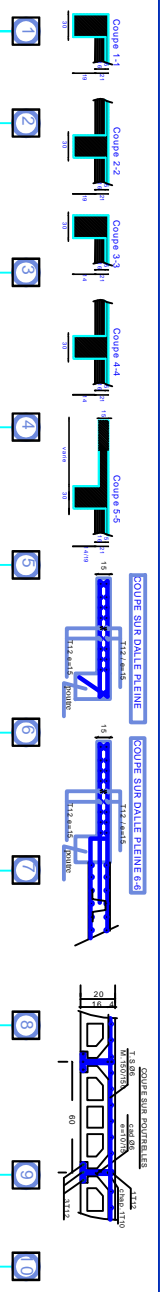
PLAN DU PLANCHER NIV: 3.06m 6.12m ech:1/50

PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



PLAN DU PLANCHER NIV: 3.06m 6.12m ech:1/50

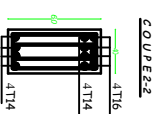
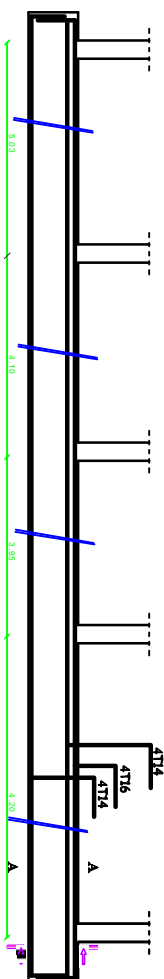
PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



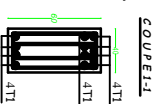
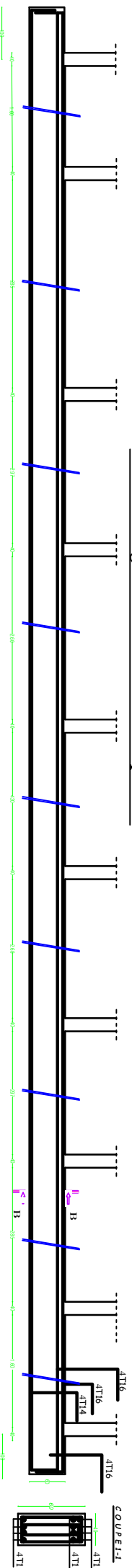
PLAN DU PLANCHER NIV: 24.48m 27.54m 30.66m 33.66m ech:1/50

PROJET FIN DE ETUDE BLOC K+10

Poutre libage sens porteur coupe 2-2



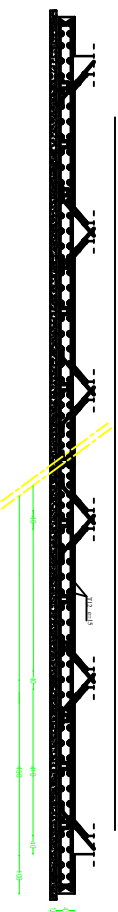
Poutre libage sens secondaire coupe 1-1



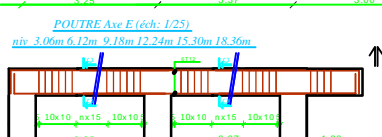
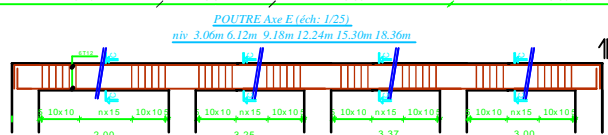
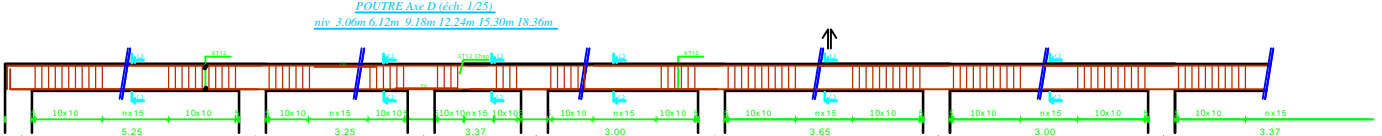
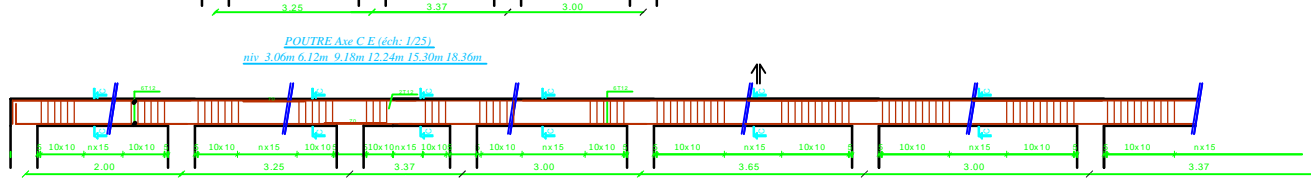
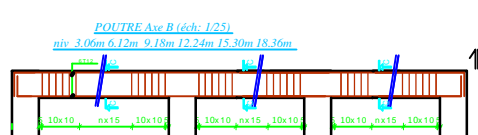
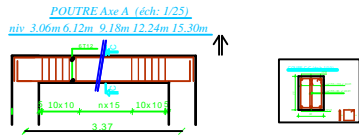
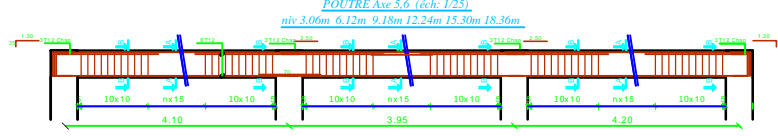
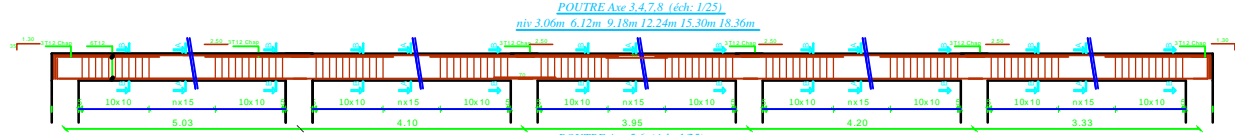
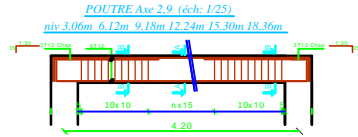
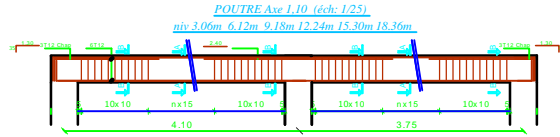
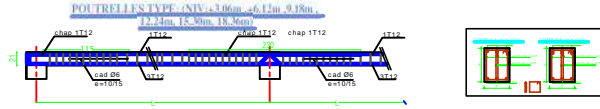
DETAIL RADIER SENS PORTEUR COUPE 4-4



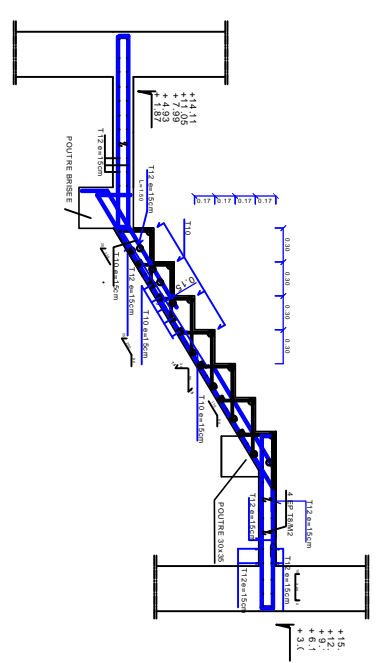
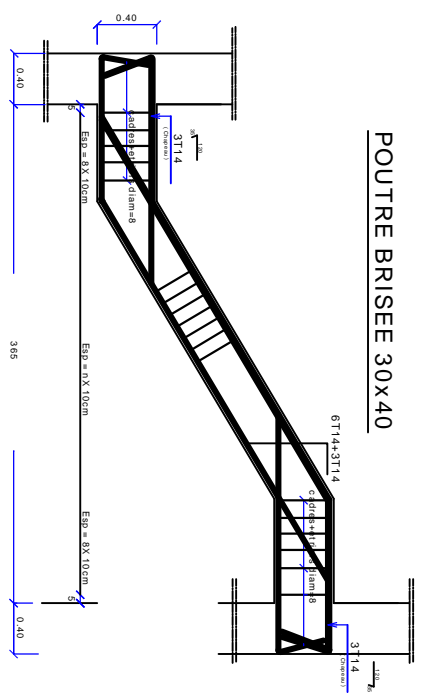
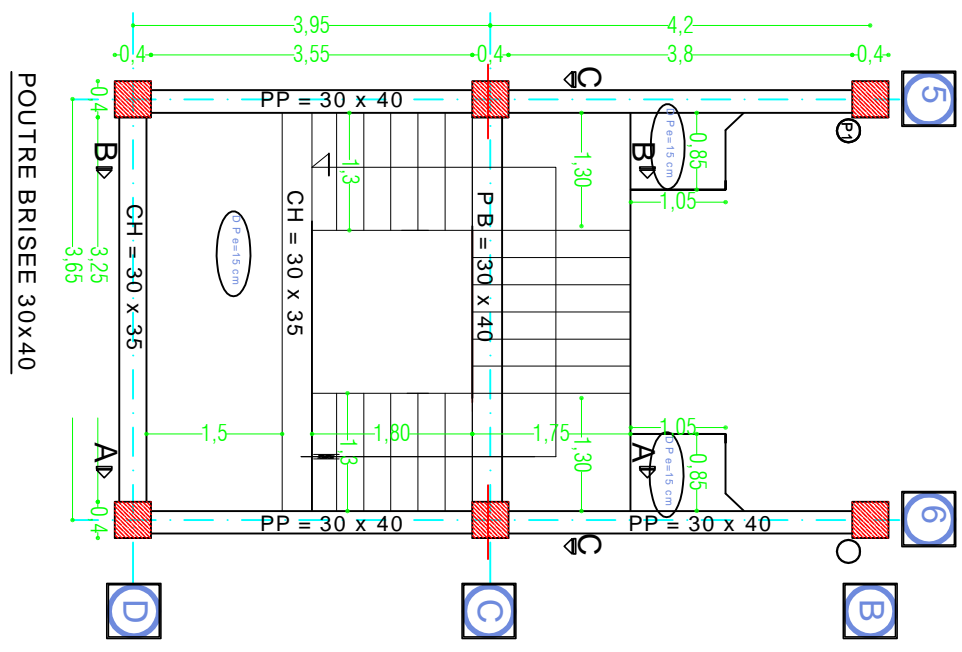
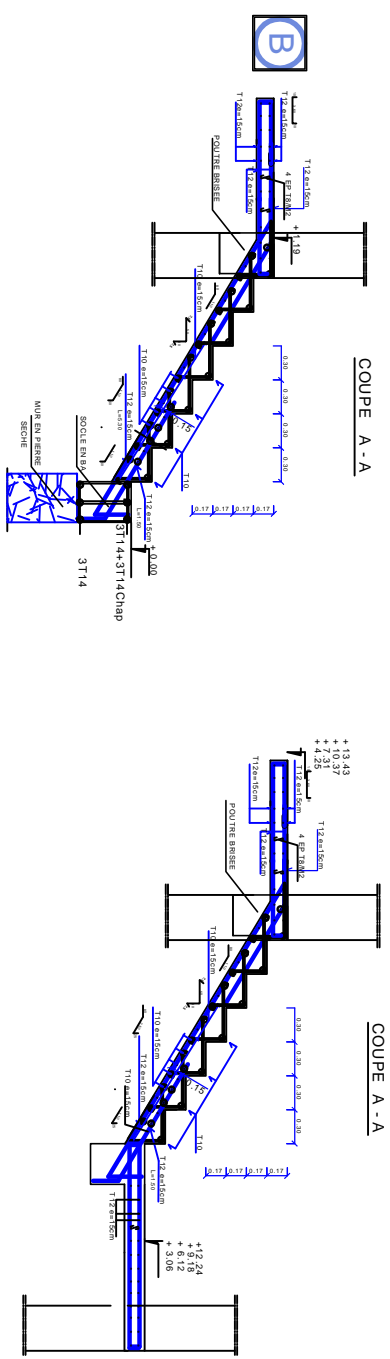
DETAIL RADIER SENS SECONDAIRE COUPE 3-3



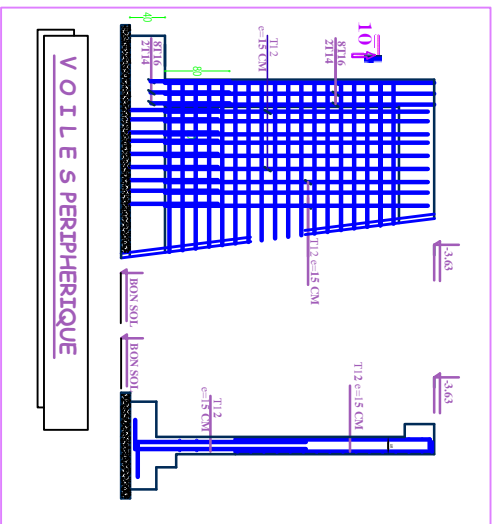
PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



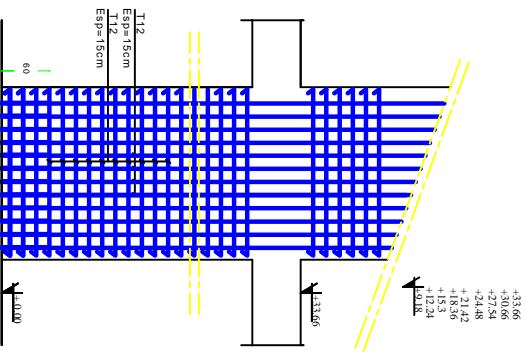
PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



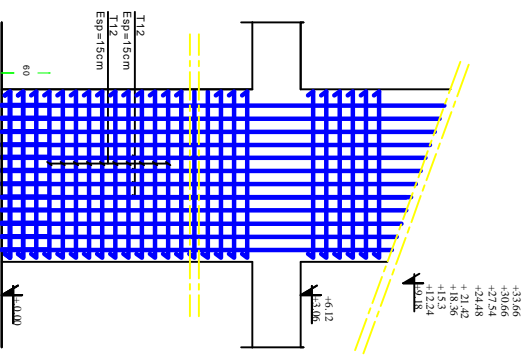
PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



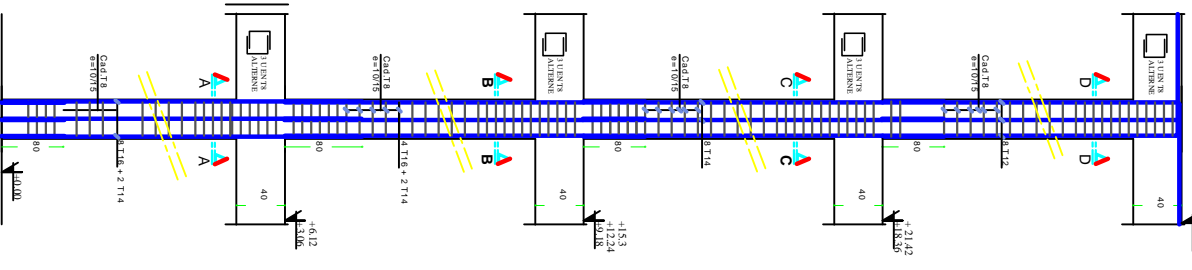
COUPE SUR VOIE DE CONCRETEMENTANT V1



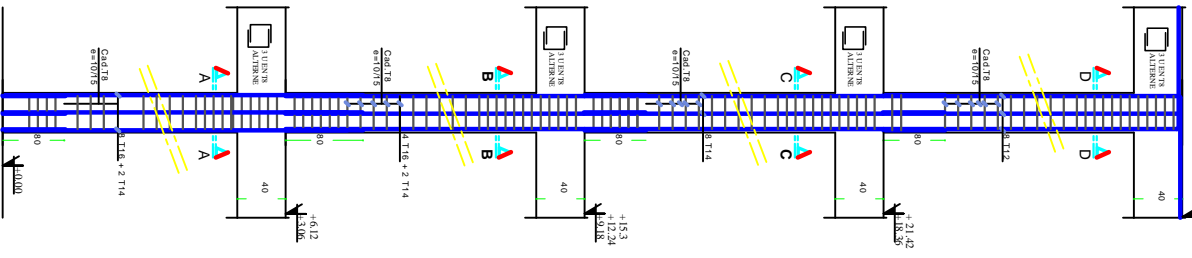
COUPE SUR VOIE DE CONCRETEMENTANT V2



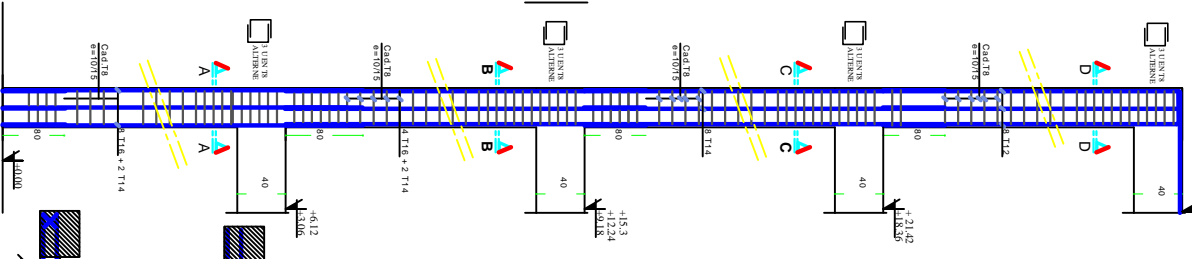
POTEAUX CENTRAUX-PI



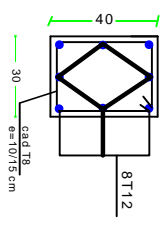
POTEAUX RIVE-PI



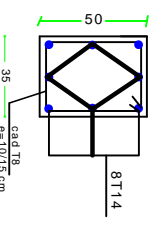
POTEAUX ANGLE-PI



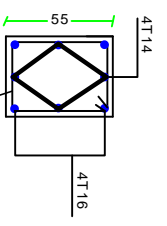
**COUPE SUR POTEAU PI
COUPE DD**



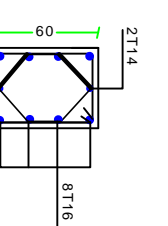
**COUPE SUR POTEAU PI
COUPE CC**



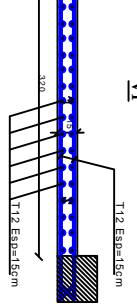
**COUPE SUR POTEAU PI
COUPE BB**



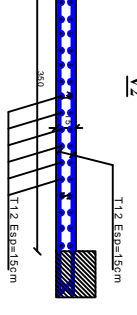
**COUPE SUR POTEAU PI
COUPE AA**



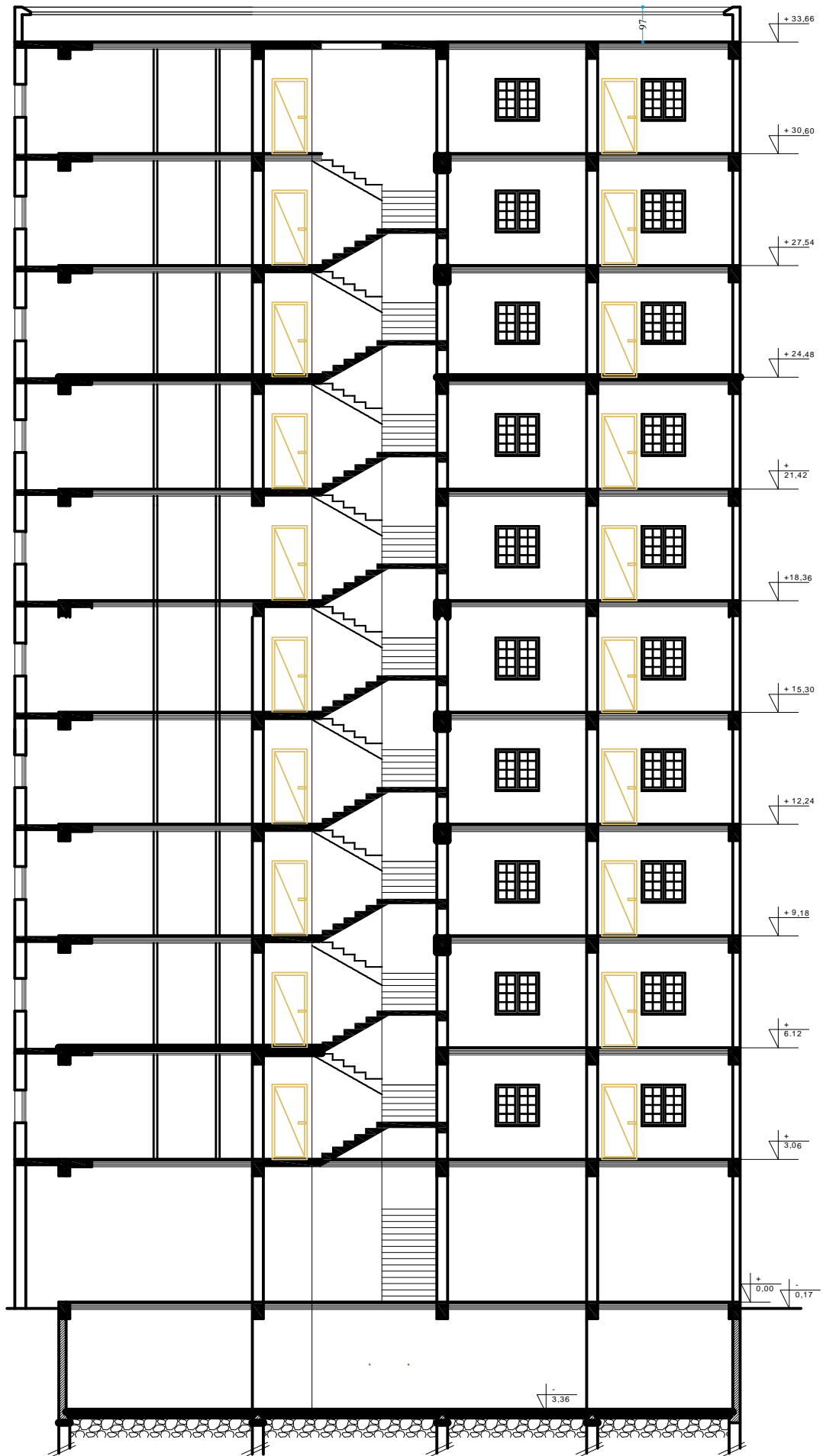
**COUPE SUR VOIE
COUPE V1**



**COUPE SUR VOIE
COUPE V2**

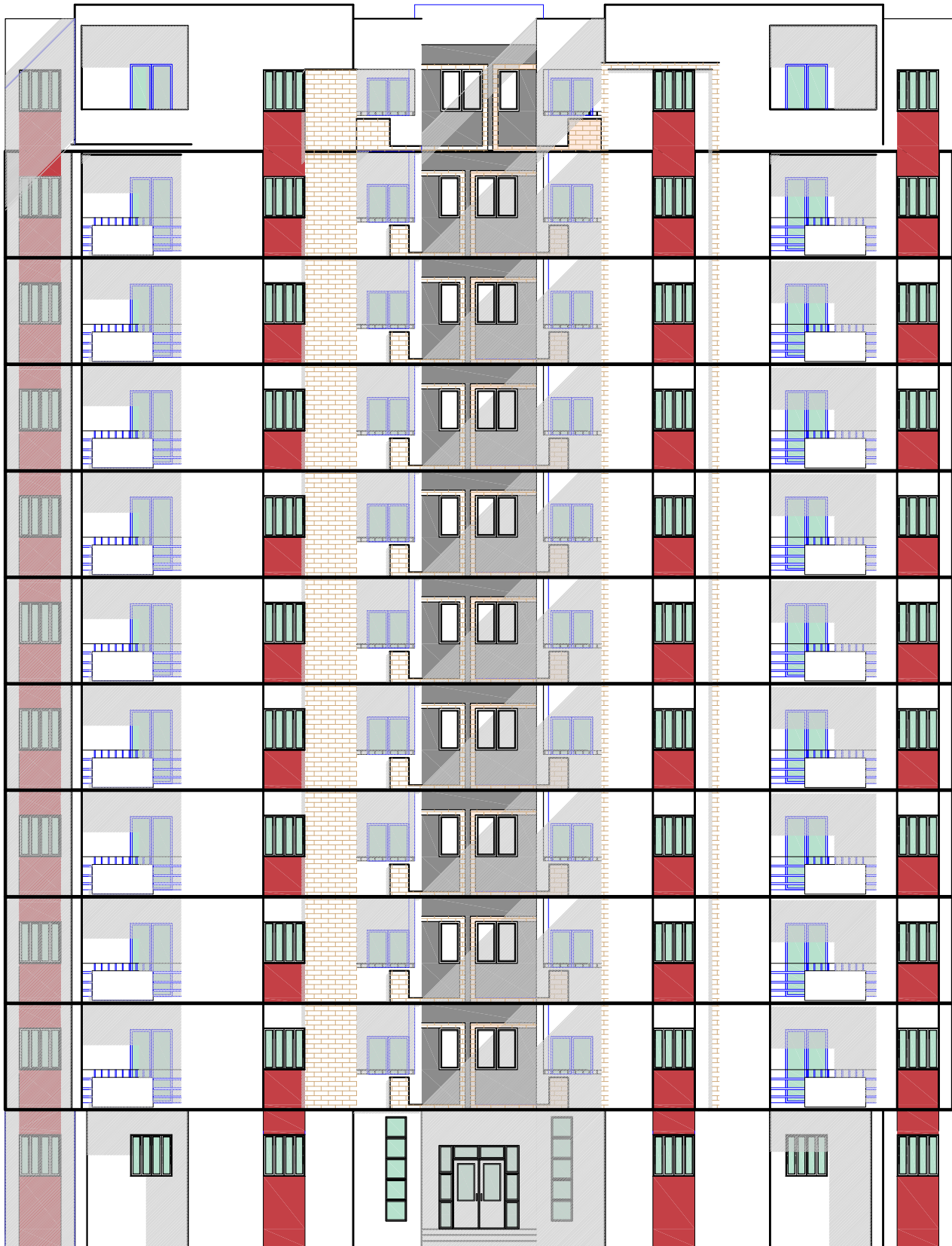


PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



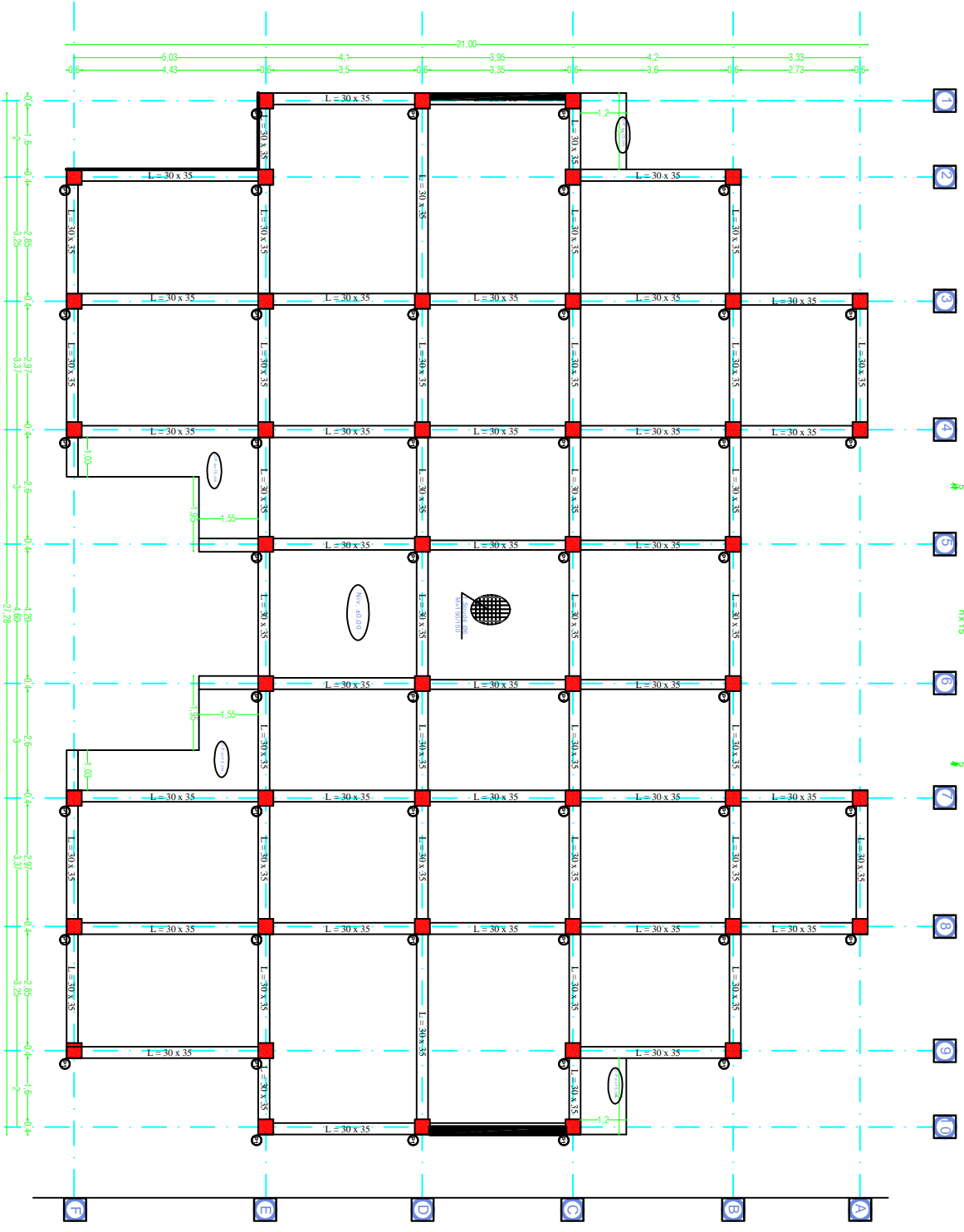
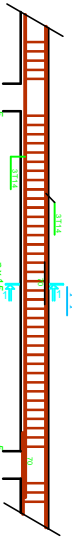
COUPE A A

PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10

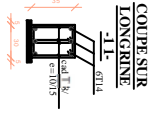


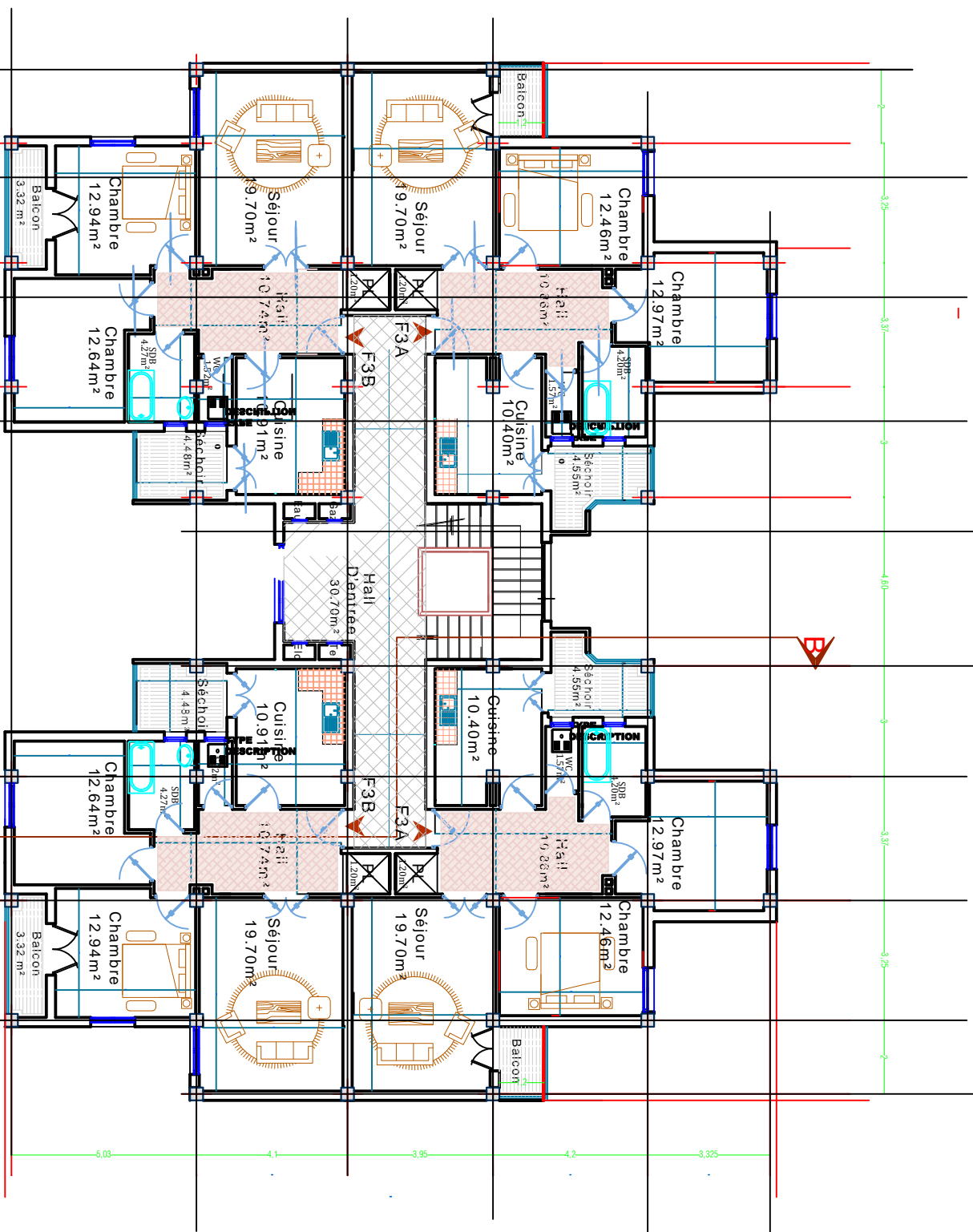
PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10

DETAL FERRAILLAGE LONGRINES MV+0.00



PLAN DU DALLAGE ET LONGRINES ech:1/50





PLAN DE L'ETAGE COURANT

TABLEAUX SURFACIQUES

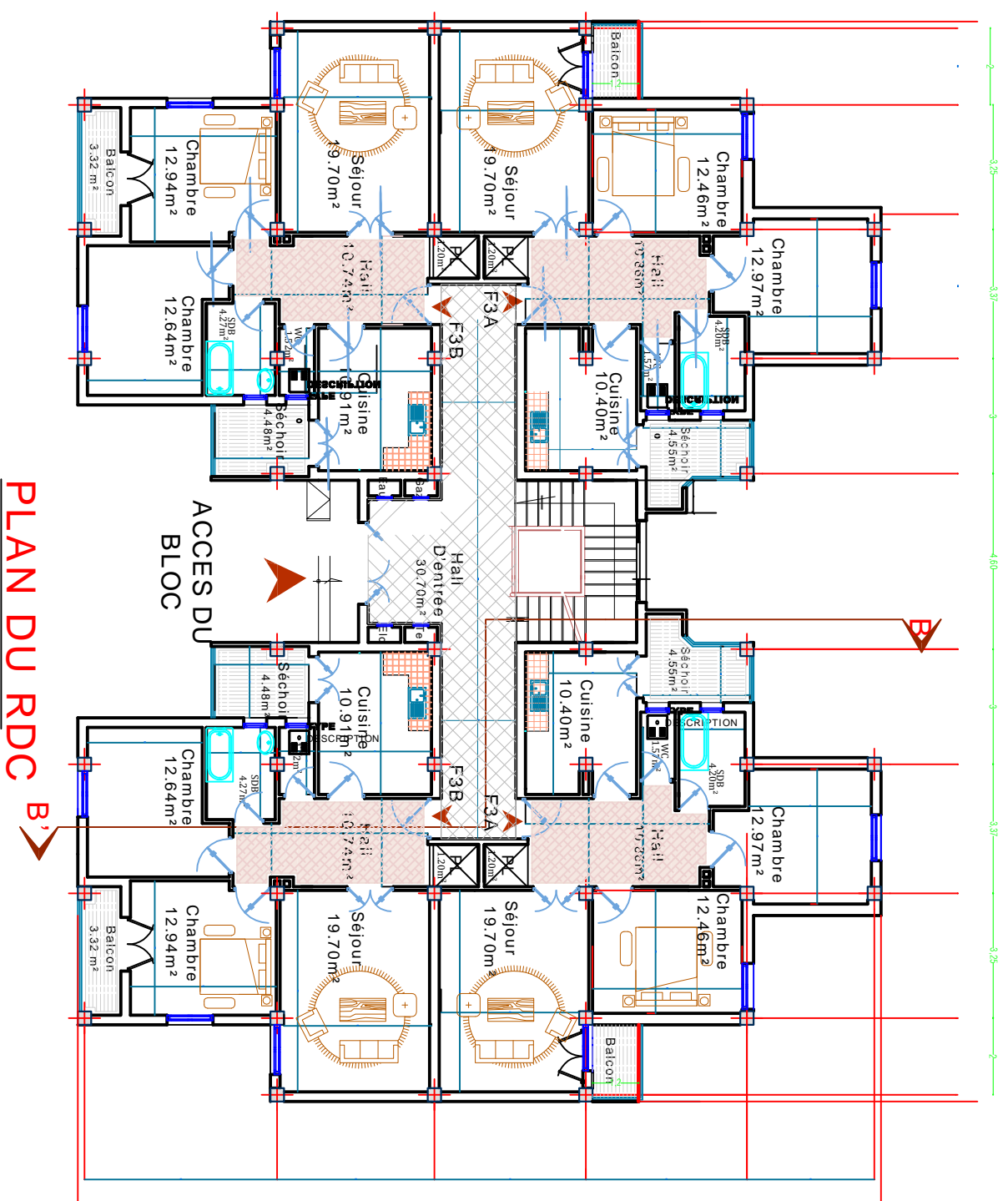
LOGEMENT TYPE F3 -A- 1ere étage

DESIGNATION	NB	SURFACE
-SALON	01	19.70
-CHAMBRE 01	01	12.97
-CHAMBRE 02	01	12.46
-CUISINE	01	10.40
-CIRCULATION	01	10.86
-S.D.B+WC	01	5.77
SURFACE HABITABLE		72.16 M²
-SECHOIRE	01	5.13
-L0691A	01	3.85
SURFACE UTILE		81.84 M²

LOGEMENT TYPE F3 -B- 1ere étage

DESIGNATION	NB	SURFACE
-SALON	01	19.70
-CHAMBRE 01	01	12.94
-CHAMBRE 02	01	12.64
-CUISINE	01	10.91
-CIRCULATION	01	10.74
-S.D.B+WC	01	5.79
SURFACE HABITABLE		72.72 M²
-SECHOIRE	01	4.45
-L0691A	01	3.32
SURFACE UTILE		80.50 M²

PROJET FIN D'ETUDE BLOC R+10



PLAN DU RDC

TABLEAUX SURFACIQUES

LOGEMENT TYPE F3-A- RDC		
DESIGNATION	NB	SURFACE
-SALON	01	19.70
-CHAMBRE 01	01	12.97
-CHAMBRE 02	01	12.46
-CUISINE	01	10.40
-CIRCULATION	01	10.86
-S.D.B+WC	01	5.77
SURFACE HABITABLE		72.16 M ²
-SECHOIRE	01	5.13
-L06691A	01	3.85
SURFACE UTILE		81.84 M ²

LOGEMENT TYPE F3-B- RDC		
DESIGNATION	NB	SURFACE
-SALON	01	19.70
-CHAMBRE 01	01	12.94
-CHAMBRE 02	01	12.64
-CUISINE	01	10.91
-CIRCULATION	01	10.74
-S.D.B+WC	01	5.79
SURFACE HABITABLE		72.72 M ²
-SECHOIRE	01	4.45
-L06691A	01	3.32
SURFACE UTILE		80.50 M ²