

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Ahmed Draia Adrar

Faculté Des Sciences et de Technologies

Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du Diplôme:

Master En Génie Civil

Option: Structure

THEME

***Conception et dimensionnement d'une banque avec
sous sol***

Présenté par:

****Ben youcef Aicha****

****Ben dahir Fatiha****

Membres de jury d'évaluations:

Dr: Bennacer Lyacine	Uni d'Adrar	Examineur.
Dr: Mahmoudi Abdelkader	Uni d'Adrar	Examineur.
Dr: Balegh Benamar	Uni d'Adrar	Encadreur.

Année Universitaire 2021-2022

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne populaire et démocratique
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE AHMED DRAYA - ADRAR

BIBLIOTHÈQUE CENTRALE

Service de recherche bibliographique

N°.....B.C/S.R.B//U.A/2021



جامعة احمد دراية - ادرار

المكتبة المركزية

مصلحة البحث البيبليوغرافي

الرقم.....م.م/م.ب.ب /ج.أ/2021

شهادة الترخيص بالإيداع

انا الأستاذ(ة): بالغ بن عمر

المشرف مذكرة الماستر.

الموسومة بـ: Conception et dimensionnement d'une banque avec
Sous Sol.

من إنجاز الطالب(ة): بن يوسف عايشة

و الطالب(ة): بن حاميير فتيحة

كلية: العلوم والتكنولوجيا

القسم: العلوم والتكنولوجيا

التخصص: هياكل

تاريخ تقييم / مناقشة: 12 جوان 2022

أشهد ان الطلبة قد قاموا بالتعديلات والتصحيحات المطلوبة من طرف لجنة التقييم / المناقشة، وان المطابقة بين
النسخة الورقية والإلكترونية استوفت جميع شروطها.
وبإمكانهم إيداع النسخ الورقية (02) والإلكترونية (PDF).

- امضاء المشرف:

ادرار في: 09...2...جوان...2022

مساعد رئيس القسم:

رضوي رمضان

مساعد رئيس قسم علوم التكنولوجيا مكلف بالتدريس
والتعليم في القدرج بكلية العلوم والتكنولوجيا

ملاحظة: لا تقبل أي شهادة بدون التوقيع والمصادقة.

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions ALLAH, de nous avoir donné le courage de
Mener à bien ce modeste travail de fin d'étude.

Sans oublier nos parents et nos familles qui nous ont donné tout le soutien
Durant notre carrière scolaire.

Pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous
A apporté.

Et nous remercions les membres de jury qui ont accepté
De juger avec sagesse et honnêteté le présent travail de fin d'étude

الإهداء

الحمد لله الذي فتح لي أبواب النجاح، وعوضني عما فآنتني.
شكرا للعثرات التي علمتني أن من لا يتألم لا يتعلم وأن السقوط بداية النجاح.
إلى من تتسارع لهم عبارات الحب والامتنان على ما قدمه لي لأكون كما أنا الآن.. إلى رجل تحدى الكون
ليسعدنا ويعلمنا إلى أبي العزيز *العايش*.. إلى من سهرت وعلمتني معنى الصبر أمي الغالية *فاطمة*
حفظكما الله لنا وبارك لي فيكما.
إلى من علماني لذة النجاح ومتعته.. إلى من لم تمنحهم الحياة عمرا طويلا.. إلى أرواح لطالما تمنيتها
بجانبي اليوم.. إلى فقيدتي الغالية جدتي أم الخير رحمها الله و زميلي شهيد العلم عبد الله رحمه الله.
إلى من يتسابقون واحدا تلو الآخر لتقديم الدعم لي.. إلى ثمرات أمي وأبي إخواني أحمد* عبد السلام* عبد
الله* زينب* أمينة* إكرام* ووصال.
إلى كل عائلتي الكريمة* عائلة بن يوسف.
إهداء من القلب إلى صديقاتي وأخص بالذكر من شاركتني وسطرت معي النجاح الأكبر بدعمها المتواصل
فتيحة.
إلى كل من كان له دور في مساندتي، وإلى من سيدخل حياتي لاحقا.
إلى أستاذي الفاضل بالغ بن عمر الذي لطالما بذل مابوسعه لإظهار مشروع التخرج كما يجب.

B.AICHA

الإهداء

الحمد لله نحمده حمدا طيبااا مباركا فيه

أما بعد

أهدي ثمرة جهدي هذا إلى أعز وأعلى إنسانة في حياتي أمي غاليتي فاتي رحمها الله وأسكنها فسيح جنانه والى من شقا وسعى من أجل راحتنا ومن علمني أن الدنيا كفاح و سلاحها العلم والمعرفة والى أعظم رجل في الكون أبي العزيز بوجمعة حفظه الله ورعاه و إلى من حبهم يسري في عروقي إخواني أحمد وعبد الناصر و أحمد وشرف الدين ويونس وعبد الفاتح والى زوجي الغالي أحمد أدامه الله لي سندا في هذه الحياة وأخواتي فاطمة وزكية وفضيلة وعائشة وشيماء ودعاء وأنفال جعلهم الله لي سندا وحفظهم من كل سوء وبلاء والى عمي وعماتي وأخوالي وخالاتي بارك الله فيهم والى كل عائلة بن ضاهير وإلى من سرنا معا ونحن نشق طريق النجاح صديقتي الغاليات أخص بالذكر صديقتي عائشة كانت سندا لي و زميلتي منذ الطفولة تنافسنا واجتهدنا لنيل أعلى الرتب وهانحن اليوم نختم مسيرتنا الدراسية بتوفيق من الله جعل الله عملها في ميزان الحسنات إلى من علموني حروف من ذهب وعبارات من درر أساتذتي الأفاضل رفع الله قدرهم والى الأستاذ المشرف بن عمر بالغ جزاه الله خيرا إلى كل هؤلاء أهدي هذا العمل المتواضع.

B.FATIHA

Résumé:

Le présent travail s'articule autour de la conception et le dimensionnement d'une banque avec sous-sol, situé dans la ville de Ghriss Wilaya de Mascara. Le bâtiment se compose d'une ossature de portiques en béton armé. L'étude a été effectuée en respectant les normes de construction en vigueur et selon les règlements parasismiques Algérien pour le dimensionnement des éléments de la structure en béton armé. La conception et le pré-dimensionnement des éléments structuraux ont été réalisés en tenant compte l'aspect architecturales et structurales avec la prise en compte l'aspect sécuritaire des banques. La modélisation est faites par logiciels Robot structural analysés pour concevoir un modèle de la structure et pour la détermination des divers résultats des périodes, masse modales, efforts, moment, déplacement ainsi que la vérification de la stabilité de l'ouvrage, la résistance du système de contreventement.

Mots clés: Structure, conception, pré dimensionnement, sécurité, modélisation, stabilité.

Abstract:

The present work revolves around the design and dimensioning of a bank with basement, located in the city of Ghriss wilaya de Mascara. The building consists of q framework of reinforced concrete porticoes. The study was carried out in compliance with the current construction standards and in accordance with the Algerian earthquake regulations for the dimensioning of the elements of the reinforced concrete structure. The design and pre-dimensioning of the structural elements were carried out taking into account the architectural and structural aspect and taking into account the security aspect of the banks. The modeling is done by software Robot structural analysis to design a model of the structure and for the determination of the various results of the periods, model mass, forces, moments, displacement as well as checking the stability of the structure, the strength of the bracing system.

Keywords: Structure, design, pre-design, security, modeling, stability.

الخلاصة:

يدور العمل الحالي حول تصميم وأبعاد بنك بطابق سفلي يقع في غريس بولاية معسكر. يتكون المبنى من روافد و أعمدة من الخرسانة المسلحة، و أجريت الدراسات وفقا لمعايير التشييد الحالية ووفقا للأنظمة الجزائرية المتعلقة بالزلازل من اجل تحديد أبعاد عناصر الهيكل الخرساني المسلح، و جرى تصميم العناصر الهيكلية وأبعادها المسبقة مع مراعاة الجانب المعماري و الهيكلية ومراعاة الجانب الأمني للمصارف، تتم النمذجة من خلال التحليل الهيكلي للبرمجيات روبو لتصميم نموذج للهيكل ولتحديد النتائج المختلفة للوقت، الكتلة الذاتية، قوى ونزوح بالإضافة إلى التحقق من استقرار الهيكل وقوة نظام التقوية.

الكلمات الرئيسية: الهيكل ، التصميم ، التصميم المسبق ، الأمن ، النمذجة ، الاستقرار.

TABLE DES MATIÈRES

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I PRESENTATION DU PROJET	
I. Règles du calcul.....	4
I.1 Principe des basses de contreventement de structure.....	4
I.2 Caractéristiques de Contreventement.....	4
I.3 Choix du contreventement.....	5
I.4 Contreventement général des bâtiments.....	6
I.5 Noyau de stabilité des immeubles-tours.....	8
I.6 Choix structural.....	8
I.7 Caractéristiques des matériaux.....	10
CHAPITRE II Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges	
II.1 Predimensionnement des Poutres.....	16
II.2 Pré-dimensionnement des planchers:.....	20
II.3 Pré-dimensionnement des voiles:.....	24
II.4 Murs:.....	26
II.5 Pré-dimensionnement des Poteaux:.....	26
II.6 Vérification:.....	39
CHAPITRE III ETUDE DES PLANCHERS	
III. ETUDE DES PLANCHERS.....	43
III.1 Introduction.....	43
III.2 Les planchers à corps creux:.....	43
III.3 Calcul des sollicitations sur les poutrelles:.....	45
III.4 Méthode forfaitaire:.....	56
CHAPITRE IV ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	
IV. ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	64
IV.1 Etude de l'acrotère.....	64
IV.2 Balcons (dalle pleine).....	71
IV.3 Les escaliers.....	75
CHAPITRE V ETUDE SISMIQUE	
V. Etude sismique.....	87
V.1 Introduction.....	87
V.2 Objectif de l'étude dynamique.....	87

TABLE DES MATIÈRES

V.3	Stratégies adoptée	87
V.4	Présentation du logiciel de calcul	87
V.5	Modélisation	88
V.6	Choix de la méthode de calcul : (RPA99/Version 2003)	89
V.7	Choix de la méthode:	90
V.8	Application de la méthode d'analyse modale spectrale	90
V.9	Etude sismique	91
V.10	La résultante des forces sismiques de calcul:	95
V.11	Analyse Modale:	96
V.12	Vérifications réglementaires:	103
CHAPITRE VI ETUDE DES PORTIQUES		
VI.1	Introduction	109
VI.2	Ferraillage des portiques:	109
VI.3	Ferraillage des poteaux.....	114
VI.4	Ferraillage des voiles de contreventement	119
CHAPITRE VII FONDATION		
VII.1	Introduction	127
VII.2	Etude du sol de fondation.....	128
VII.3	Pré-dimensionnement des semelles	129
VII.4	Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau	130
VII.5	Etude du radier général:	131
VII.6	Ferraillage du radier:	135
VII.7	Calcul de Ferraillage de nervure.....	137
<i>CONCLUSION</i>		141

LISTE DES FIGURES

Figures	Page
Figure I.1: Diagramme déformations-contraintes du béton.....	11
Figure I.2: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier.....	13
Figure II.1: Poutre principale(P)	16
Figure II.2: Section chaînage	17
Figure II.3: dimensions de plancher	21
Figure II.4: Disposition des matériaux pour un plancher à étage courant.....	21
Figure II.5: Disposition des matériaux pour une dalle pleine.....	23
Figure II.6: type de voile.....	25
Figure II.7: Loi de la dégression des sur charges	28
Figure II.8: Poteau central	30
Figure II.9: Poteau de rive	34
Figure II.10: Poteau d'angle	36
Figure III.1: <i>Schéma de la poutrelle</i>	43
Figure III.2: Différents type de poutrelle.....	44
Figure III.3: poutrelle type 1	45
Figure III.4: Diagramme des Moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	48
Figure III.5: Section de calcul ($b_0 \times h$).....	49
Figure III.6: étriers de la poutrelle.....	54
Figure III.7: poutrelle type 1(AB).....	54
Figure III.8: M(x) et T(x) de la poutrelle (type1-AB).....	56
Figure III.9: poutrelle type 2.....	56
Figure III.10: Sollicitations sur appuis.....	57
Figure III.11: diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant (terrasse).....	61
Figure IV.1: Schéma réel « Schéma statique »	64
Figure IV.2: Schéma de ferrailage d'acrotère	69
Figure IV.3: Schéma statique de balcon	71
Figure IV.4: Schéma de ferrailage du balcon	73
Figure IV.5: Terminologie des escaliers.....	76
Figure IV.6: RDC vers 1 ^{er} étage.....	77
Figure IV.7: Etage courant.....	77
Figure IV.8: Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 1et 3).....	79
Figure IV.9: Diagramme du moment	81
Figure IV.10: Le ferrailage des escaliers type 1	84
Figure V.1: Modèle de construction 3D	88
Figure V.2: Vue sur fondation (avec voile)	89
Figure V.3: Représentations de la structure en mode 1	99
Figure V.4: Représentations de la structure en mode 2.....	99
Figure VI.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau.....	115
Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poteaux	118
Figure VI.3: Ferrailage des voiles	125
Figure VII.1: Les type des fondations superficielles	127
Figure VII.2: vue fondation	128
Figure VII.3: schéma de semelle isolée.....	129
Figure VII.4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	131
Figure VII.5: Dimensions adoptées pour le radier	133
Figure VII.6: vue fondation avec voiles	135
Figure VII.7: Schéma de ferrailage du radier	140

Tableau I.1: Valeurs de Coefficient d'application (θ)	12
Tableau I.2: Valeurs de $\overline{\tau}_u$	12
Tableau II.1: Descente de plancher terrasse inaccessible (corps creux).....	21
Tableau II.2: Descente de charge plancher étage courant (corps creux).	22
Tableau II.3: Descente de charge plancher étage courant (dalle pleine).	23
Tableau II.4: Valeurs des surcharges.....	24
Tableau II.5: Descente de charge d'un mur extérieur (30cm).	26
Tableau II.6: Descente de charge d'un mur de séparation (25cm).	26
Tableau II.7: Des poteaux plus sollicité	29
Tableau II.8: Loi de dégression des surcharges	29
Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux centraux.....	32
Tableau II.10: Pré dimensionnement des poteaux centraux (Circle).	34
Tableau II.11: Pré dimensionnement des poteaux de rive.	36
Tableau II.12: Pré dimensionnement des poteaux d'angle.....	38
Tableau II.13: Pré dimensionnement final des poteaux par étage.....	39
Tableau II.14: Vérification à l'état limite de stabilité de forme.....	39
Tableau II.15: Vérification critère de la résistance de section.	40
Tableau II.16: vérification de flambent.	41
Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle	43
Tableau III.2: Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.....	44
Tableau III.3: Evaluation de charges revenantes aux poutrelles.....	44
Tableau III.4: Récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type1)	46
Tableau III.5: Récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type1).....	47
Tableau III.6: Ferrailages de la poutrelle (type1) en travées et en appuis.	53
Tableau III.7: Récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type1-AB)	55
Tableau III.8: Récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type1-AB).	55
Tableau III.9: Ferrailages de la poutrelle (type1-AB).	55
Tableau III.10: Récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 2).	60
Tableau III.11: Récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type2).....	60
Tableau III.12: Ferrailage de la poutrelle (type2) en travées et en appuis.	62
Tableau IV.1: Ferrailage de l'acrotère.	70
Tableau IV.2: Sollicitations et contre poids des parties en saillie.....	74
Tableau IV.3: Ferrailage des parties en saillie.	75
Tableau IV.4: Ferrailage des escaliers.....	85
Tableau V.1: coefficient d'accélération de zone A.	91
Tableau V.2: le pourcentage d'amortissement ξ	92
Tableau V.3: Valeur de T_1 et T_2	92
Tableau V.4: Calcul de facteur d'amplification dynamique Suivant x-x.	93
Tableau V.5: Calcul de facteur d'amplification dynamique suivant y-y.....	93
Tableau V.6: Valeurs des pénalités P_q	94
Tableau V.7: Choix valeurs des pénalités P_q	94
Tableau V.8: Vérification de l'effort tranchant sens longitudinal et transversal.	96
Tableau V.9: Résultats de l'analyse modale (structure avec voile).	97
Tableau V.10: Les propriétés modales de structure.	99
Tableau V.11: Distribution des efforts tranchant sens longitudinale (structure avec voile) sens xx.	100
Tableau V.12: Distribution des efforts tranchant sens longitudinale (structure avec voile) sens vv.	100

Tableau V.13: Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage (structure avec voile).	101
Tableau V.14: Excentricité accidentelle de chaque étage (xx).	102
Tableau V.15: Excentricité accidentelle de chaque étage (yy).	102
Tableau V.16: Récapitulatif de la période dans la structure avec voile.	103
Tableau V.17: Récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.	104
Tableau V.18: Déplacement relatif toléré (avec voile).	105
Tableau V.19: Les résultats des déplacements inter étages (avec voile).	105
Tableau V.20: Vérification au renversement (structure avec voile)	106
Tableau V.21: Vérification de l'effort normal réduit	107
Tableau V.22: Taux de participation sismique des portiques et les voile (X-X).	107
Tableau V.23: Taux de participation sismique des portiques et les voile (Y-Y).	107
Tableau VI.1: Ferrailage total des poutres pour la structure (avec voile).	113
Tableau VI.2: ferrailage des poteaux (structure avec voiles).	118
Tableau VI.3: Ferrailage des voiles.	125
Tableau VII.1: Pré-dimensionnement de semelle isolée	130
Tableau VII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles.	130
Tableau VII.3: Surface des semelles filantes sous les poteaux.	131
Tableau VII.4: Pré-dimensionnement et ferrailage de radier dans structure (avec voile).	139

Notations en majuscules

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés
Ar	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme
A _{ser}	Section d'aciers pour l'ELS
A _u	Section d'aciers pour l'ELU
A _{min}	Section minimal
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
CV	Condition vérifié
CNV	Condition non vérifié
D	coefficient d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
E _v	Module de déformation différé du béton
E _i	Module de déformation instantané du béton
E _j	Module d'élasticité instantanée
E _s	Module de d'élasticité de l'acier
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Action permanente
I	Moment d'inertie
I _f	Moment d'inertie fictif
K	coefficient empirique sans dimension dit coefficient de Ritter-Mörsch
L	Longueur ou portée
L _x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine
L _y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine
M	Moment en général

Ma	Moment sur appui
Mt	Moment en travée
M _u	Moment de calcul ultime
M _{ser}	Moment de calcul de service
N	Effort normal
N _u	Effort normal ultime
N _{ser}	Effort normal en service
P	Charge concentrée appliquée, périmètre
Pp	Poutre principale
Ps	Poutre secondaire
Q	Action variable quelconque ; facteur de qualité
R	Rayon ; coefficient de comportement de la structure
S	Surface
T	effort tranchant, diamètre d'armature longitudinale, moment de torsion
T _x	période fondamentale dans le sens x-x
T _y	période fondamentale dans le sens y-y
W	poids total de la structure

Notation en Minuscules

A	Longueur ; distance ; dimension
B	Largeur
b ₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section
D	Hauteur utile
E	Excentricité, épaisseur, Enrobage
Fe	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}	Resistance à la compression du béton calculé à 28 jours
f _{t28}	Resistance de la traction du béton calculé à 28 jours.
h ₀	Épaisseur 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
L _f	Longueur de flambement
R	Rayon de courbure
s _t	Espacement des armatures transversales
T	Période
V	Vitesse
X	Abscisse
Y	Ordonnée
Z	Bras de levier

Minuscules grecques

α	Angle, coefficient sans dimension
γ	Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
β	Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
ε	Coefficient de réponse
η	Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
λ	Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
μ	Coefficient sans dimension dit de perméabilité, moment réduit
ν	Coefficient de poisson
ρ	Rapport de deux dimensions, rapport de section d'armature à celle du béton
σ_{bc}	Contrainte du béton comprime
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus
π	Contrainte tangentielle ou de cisaillement (tau)
ξ	Pourcentage d'amortissement critique

Symboles

Δ	Variation, rapport de deux déplacements horizontaux
Σ	Sommation
ϕ	Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Ce mémoire vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en **béton armé**. En effet **une modélisation** d'une structure en **(R+3) avec sous-sol** en béton armé située dans une zone de **ismicité moyenne (zone IIa)**.

Le présent mémoire expose l'étude de structure représentée par une banque, est contreventés par des voiles de contreventement. Cette étude démontrera en quoi les bâtiments sont contreventés, ce qui oblige à analyser la structure par une modélisation dynamique à l'aide de logiciel Robot structurel. Ensuite, l'ensemble des hypothèses de l'analyse modale et du calcul sismique est exposé ainsi les résultats issus des modélisations sont exploités. Cet effet et pour mener à terme ce travail, nous avons réalisé une bonne partie bibliographique, riche en informations et qui comporte sept chapitres:

-Le premier chapitre: contient toutes les généralités, présentation de projet, géométrie, la sécurité urbain de la banque site et les hypothèses de calcul.

-Le deuxième chapitre: est consacré au Pré-dimensionnement des éléments structuraux pour le structure à savoir poteaux, poutres, voiles de contreventement selon les normes et règles RPA 2003.

-Le troisième chapitre: est l'étude des planchers et vérifications des flèches selon les normes.

-Le quatrième chapitre: est l'étude des éléments secondaire notamment l'escalier, acrotère, balcon selon les normes.

-Le cinquième chapitre: est le chapitre primordiale dans notre recherche qui est consacré à l'étude sismique, des vérifications jugées nécessaires pour assurer la stabilité dynamique de structure et vérification de la période fondamentale, l'effort tranchant à la base, des déplacements latéraux inter étage, en plus vérification au renversement, excentricité entre centre de gravité et centre de torsion et ce selon les réglementations en vigueur de construction appliquées en Algérie

-Le sixième chapitre: est consacré à l'étude des portiques (poteaux, poutres, voiles de contreventement) y compris le calcul de ferrailage et vérifications de contrainte dans les combinaisons normales et accidentelles.

-Le septième chapitre: est consacré à l'étude de l'infrastructure ensuite le calcul de ferrailage et vérifications des contraintes.

Introduction générale

Nous terminons notre travail par une conclusion générale indiquant une synthèse sur notre travail de recherche.

CHAPITRE I
PRESENTATION DU PROJET

I. Règles du calcul

Nous utilisons pour l'étude de ce projet les règlements suivants:

- **Les règles parasismiques algériennes (R PA 99/version 2003 DTR-BC-2-48);**
- **Charges permanentes et surcharges (DTR-BC-2-48);**
- **Les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91).**

I.1 Principe des basses de contreventement de structure

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries. A l'opposé les formes en U ou Le sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

I.2 Caractéristiques de Contreventement

I.2.1 Description du contreventement

Imaginez un cadre en bois ou en métal (carré ou rectangle vide à l'intérieur). Si vous appuyez sur un des côtés, il se déforme. Si, en revanche, vous fixez un morceau de bois en diagonale d'un coin à l'autre de l'intérieur de cadre, il résiste. Enfin, Si vous poussez le cadre de l'autre côté, le morceau de bois sera tout aussi efficace.

Dans le premier cas, le morceau de bois est utilisé en compression, dans le second cas en tension. Si vous exercez une force de torsion, le morceau de bois évite aussi la déformation.

En conclusion, le bois triangle ou contrevente l'ensemble du cadre, ce qui résume le principe de contreventement.

I.2.2 Utilité

Le contreventement est un principe constructif servant a stabiliser et rigidifier une structure. Il est utilisé:

- **en toiture dans les parties inclinées : on parle alors de poutres au vent ;**
- **en façade dans les parties verticales : on parle de palées de stabilité.**

Le terme de contreventement est employé au sein de différent corps de métiers du bâtiment en ossature métallique, en charpente, en menuiserie ou même en maçonnerie.

I.2.3 Le rôle de contreventement

- **l'aptitude que doit avoir ce système de contreventement à acheminer les charges horizontales aux fondations. (Continuité);**
- **L'aptitude que devra avoir ce système de contreventement pour éviter à la structure de se ruiner –(Rigidité);**
- **Plus encore ce système de contreventement doit limiter la déformation de la structure pour que cette dernière reste dans une fourchette acceptable définie par les normes et règlements en vigueur. (Compatibilité);**

Ainsi la bonne conception des structures suppose la réalisation d'un ensemble formé par les planchers et les murs ou les portiques en béton armé, disposés dans deux directions du plan constituant un réseau tridimensionnel plus ou moins continu obtenu par :

- **le fonctionnement en « diaphragmes » des planchers, rôle essentiel dans le comportement sismique d'ensemble;**
- **Le fonctionnement en diaphragme vertical, « contreventement » des murs ou portiques en béton armé, obtenue par une disposition des éléments structuraux avec une résistance et rigidité équivalentes dans les deux directions principales et descendus en ligne droite (plombés) jusqu'aux fondations. Leur rigidité a aussi pour effet de protéger les éléments non-structuraux fragiles contrairement aux structures en portiques.**

I.3 Choix du contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure

Lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que:

- **leur nombre: au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage;**
- **leur disposition: elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante;**

➤ **leur distribution verticale : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.**

I.4 Contreventement général des bâtiments

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées

I.4.1 Contreventement assuré par portiques

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

I.4.2 Contreventement assuré par pans rigides

La rigidité des pans de contreventement peut être assurée:

- **soit par des triangulations en béton armé;**
- **soit par des voiles en béton armé;**
- **soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé.**

I.4.3 Contreventement triangulé

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement : on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages.

La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile.

Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés

particulières: il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds.

I.4.4 Contreventement avec voile en béton

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue: très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales (RPA99. § 4), sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié: banches et coffrages-tunnel.

Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités.

Le calcul du contreventement par voiles en béton armé soulève notamment deux problèmes:

- **celui, d'ailleurs général, de la répartition des forces horizontales s'exerçant sur un bâtiment entre les différents pans de contreventement;**
- **celui de la détermination des efforts dans les éléments de liaison (linteaux) des voiles disposés dans un même plan.**

I.4.5 Contreventement par remplissage en maçonnerie

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (percement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, des séparations entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués tant en France qu'à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage. On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on fixe la

largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause.

I.5 Noyau de stabilité des immeubles-tours

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc).

I.6 Choix structural

Avant d'entamer n'importe quel projet, tout d'abord il faut faire un bon choix structural qui est le plus important pour l'ingénieur, en tenant compte de la conception architecturale, la nature du sol, ...etc.

Ce choix dépend aux deux éléments principaux:

- **Système des planchers (portiques Auto-stable);**
- **Éléments de contreventement (portique contreventé par des voiles).**

I.6.1 Présentation d'ouvrage

Le Projet de Fin d'Etudes (P.F.E.) est une étude d'une **AGENCE BANCAIRE** à usage multiple. Sa structure est de type **R+3 avec sous-sol**.

Le structure est implanté à **GHRISS** dans le coté est de la wilaya **d'MASCARA**. Cette région est classée en zone de **moyenne sismicité (zone IIa)** selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99-version 2003).

Notre travail consiste à concevoir une structurale capable de résister aux sollicitations, ensuite à bien transmettre toutes les charges de l'immeuble au sol de fondation et enfin à proposer des méthodes de mise en œuvre des matériaux et des plans d'exécution.

1. a: Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

1. b: La terrasse sera inaccessible.

I.6.2 La conception sécuritaire des coffres de banque

Les banques sont dotées de coffres. Ceux-ci garantissent aux clients un espace sécurisé dans lequel disposer argent, objets de valeur et autres documents. Les biens sont ainsi protégés par des murs blindés et une porte équipée d'une serrure complexe. La technologie liée à la construction de ces espaces a été développée au fil du temps pour faire face aux armements

des braqueurs, les fabricants de coffres trouvent des moyens novateurs de les déjouer. La construction des murs dans lesquels se trouvent les biens reste ainsi bel et bien la première de la sécurité! Certaines voutes du XIXe et du début du XXe siècle sont si bien construites qu'aujourd'hui, elles sont presque impossibles à détruire. Ces anciennes voutes sont généralement réalisées en béton armé. Et les murs ont généralement une épaisseur d'au moins 31 cm. La porte elle-même dispose d'une épaisseur de 110 cm. Le poids total, lui, atteint bien sur des centaines de tonnes. Aujourd'hui, les voutes sont fabriquées avec des matériaux plus minces et plus légers. Bien que sécurisés, ils sont plus faciles à démonter que leurs homologues plus anciens.

Les coffres bancaires sont construits comme des commandes personnalisées. Le coffre-fort est généralement le premier aspect d'un nouveau bâtiment de banque conçu et construit. Le processus de fabrication commence par la conception de la chambre forte. Le reste de la banque étant construit autour de celle-ci. Le fabricant du coffre-fort consulte le client pour déterminer des facteurs tels que la taille totale du coffre-fort, la forme souhaitée et l'emplacement de la porte. Une fois la conception validée par le client, le fabricant configure l'équipement pour la fabrication des panneaux de voute et de la porte.

I.6.3 Caractéristiques de la structure

Le bâtiment a une hauteur réelle 13.6m et une surface:

- **Longueur totale : 28m;**
- **Largeur total: 19m;**
- **La hauteur d'étage: 3,4m;**
- **Hauteur de RDC: 3,4m;**
- **Hauteur de S-SOL: 3,4m;**
- **Hauteur de l'acrotère: 0,6m.**

D'où le système de contreventement est assuré par des portiques auto-stables.

I.6.4 Données du site

- **bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de forte sismicité (Zone IIa);**
- **L'ouvrage appartient au groupe d'usage B;**
- **Le site est considéré comme site ferme : catégorie S3;**
- **Contrainte admissible du sol : $\sigma = 2.5$ bars;**

➤ **La structure du bâtiment présente une régularité en plan et irrégularité en élévation.**

I.6.5 Système des planchers

De fait que le système de contreventement est assuré par des portiques auto-stables. Le système des planchers préférable à utiliser est un plancher à corps creux et plancher dalle pleine.

I.7 Caractéristiques des matériaux

Le calcul des ouvrages en BA est effectué à partir d'hypothèses des études qui tiennent compte, en particulier, des caractéristiques physiques, chimiques et mécaniques des matériaux (béton, acier).

Les critères des matériaux concernant :

- les résistances caractéristiques à la compression et à la traction;
- Les déformations (allongement et raccourcissement);
- Les diagrammes déformations contraintes.
- ✓ Béton (BAEL 91 Art-A.1.1) :

Un béton est un matériau artificiel : résultant de mélange en proportions définies des composants suivants :

- **Granulats naturels ou artificiels (sables, gravier);**
- **Liants normalisés : ciments artificiels;**
- **Eau de mouillage des granulats en d'hydratation du liant;**

Pour ce projet on accepte le dosage suivant :

- **sable 400 l/m³;**
- **graviers 800 l/m³ ($\Phi \leq 25cm$ de type 8/15, 15/25);**
- **ciments 350 kg/m³ (CPJ 45);**
- **eau 180 l/m³.**

- ✓ Résistances caractéristiques à la compression à j jour (symbole f_{cj}) :

Elle définit par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de "28" jours par essais sur une éprouvette cylindrique ($\phi 16cm$, $h=32$, surface $200cm^2$).

- Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25Mpa$:

$$F_{cj} = 0.68 * F_{c28} * \log(j-1) \quad [MPA].$$

- ✓ Résistances caractéristiques à la traction à j jour (symbole f_{ij}): (BAEL 91 Art-A.2.1.2)

Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation suivante:

$$(F_{t28} = 2.1MPA)$$

- $F_{tj} = 0.6 + 0.06F_{cj}$ [MPA];
- Déformation longitudinal (BAEL 91 Art-A.2.1.2 et Art-A.2.1.2.2).

Elle est traduite par le coefficient de poisson: $\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$

- Le coefficient de poisson est pris égale à:
 - $\nu = 0.20$ Pour la justification aux E L S (section non fissurée);
 - $\nu = 0$ Dans le cas des E L U.

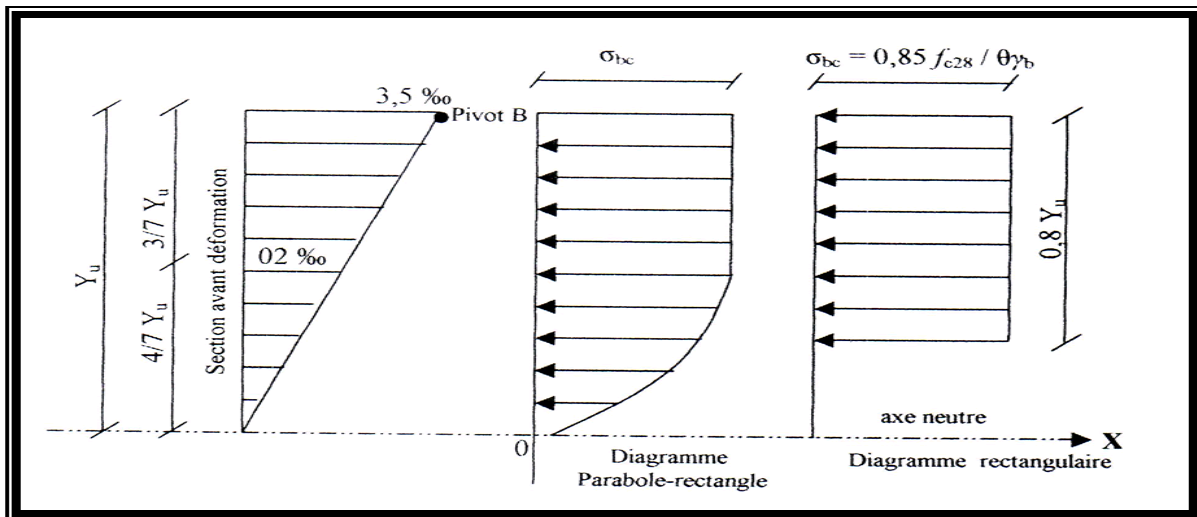


Figure I.1: Diagramme déformations-contraintes du béton.

- ✓ Contraintes de calcul du béton (symbole σ_{bc})

Elle est définie par $f_{bc} = \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

σ_{bc} : Contrainte de calcul

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{: Pour les combinaisons des cas courantes} \\ 1,15 & \text{: pour les combinaisons des cas accidentels} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14,17 \text{ Mpa} & \text{: situation durable} \\ 21,74 \text{ Mpa} & \text{: situation accidentelle Si durée < 1h} \end{cases}$$

Tableau I.1: Valeurs de Coefficient d'application (θ)

Coefficient d'application (θ)	
θ	Durée d'application
1	> 24 heure
0.9	1h < Durée < 24h
0.85	Si durée < 1h

- ✓ Contraintes tangente limite (symbole τ_u) BAEL 91 Art-A.5.1, 2.1.1 et Art A.5.1.2.1.2)

La détermination de la contrainte tangente limite ultime dépend descasrencontrés:

- **Cas des armatures transversales droites** $\left(\alpha = \frac{\pi}{2}\right)$;
- **Fissuration peu préjudiciable** $\bar{\tau}_u = \min \{0.20 f_{cj} / \gamma_b; 5Mpa\}$;
- **Fissuration préjudiciable** $\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa\}$;
- **Fissuration très préjudiciable** $\bar{\tau}_u = \min \{0.15 f_{cj} / \gamma_b; 4Mpa\}$.

Tableau I.2: Valeurs de $\bar{\tau}_u$

$f_{cj} Mpa$	Cas de fissuration	$\bar{\tau}_u$ (MPa)
25	peu préjudiciable	3.33
25	Préjudiciable	2.5
25	très préjudiciable	2.5

- ✓ Etat limite de compression du béton à l'ELS (symbole $\bar{\sigma}_{bc}$) (BAEL 91 Art-A.4.5.2)

La contrainte de compression du béton est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj}$

$$f_{c28} = 25MPa \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

I.7.1 Acier (BAEL 91 Art-A.2.2):

Le caractère mécanique, qui sert de baser aux justifications dans le cadre des états limites est la limite d'élasticité (symbole F_e):

- **Le module d'élasticité longitudinal, (symbole E_s) BAEL 91 Art-A.2.2.1), est pris égal: $E_s = 200000$ Mpa;**

➤ **Diagramme de déformations,(BAEL 91 Art-A.2.2.1) : c'est un diagramme conventionnel, facile à utiliser pour le calcul des contraintes et des déformations.**

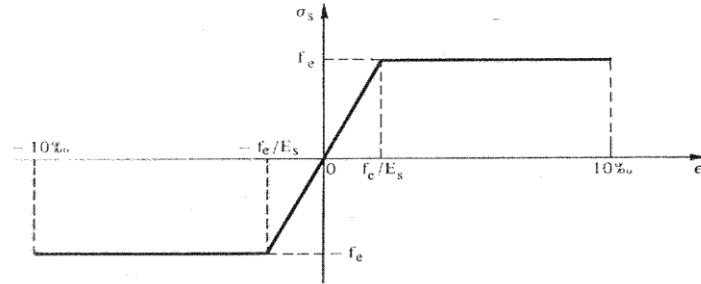


Figure I.2: Diagramme conventionnel déformations-contraintes de l'acier

- Etats limite d'ouverture des fissures (BAEL 91 Art-A.4.5.3)

Contraintes limites de traction des aciers.

Fissuration	Conditions particulières	Contraintes de la traction en (Mpa)
peu préjudiciable	Locaux ouverts et clos non soumis à condensations.	$\bar{\sigma}_s \leq f_e$ BAEL91 (Article A.4.5.3.2)
Préjudiciable	Coefficient defissuration (symbole η) $\eta=1$ pour ronds lisses $\eta=1.6$ pour acier HA $\eta=1.3$ pour aciers HA si diamètre <6 mm (*)	$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ \frac{2}{3} f_e 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right\}$ BAEL 91 (Article A.4.5.3.3)
Très préjudiciable	Diamètre des aciers >8 mm (**)	$\bar{\sigma}_s = \inf \left\{ 0.5 f_e 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\}$ (BAEL 91 (Article A.4.5.3.4))
NB: aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60cm) (*) 3 cm ² par mètre de longueur parement dans le cas de fissuration (**) 5 cm ² par mètre de longueur parement dans le cas de fissuration très préjudiciable		

Les aciers utilisés sont de type : HA (Fe E 400)

D'après tout qui est écrit avant on obtient :

- limite élastique : $F_e = 400 \text{ MPa}$
- **le module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$**
- **Fissuration peu préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \dots \text{ pour les combinaisons accidentelles} \\ 347 \text{ MPa} & \dots \text{ pour les cas courants} \end{cases}$**

Remarque : aucune vérification à effectuer pour $\overline{\sigma}_s$

- Fissuration préjudiciable: $\overline{\sigma}_s = \begin{cases} 159.405 \text{ MPa} & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 201.633 \text{ MPa} & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$
- Fissuration très préjudiciable: $\overline{\sigma}_s = \begin{cases} 130.422 \text{ MPa} & \dots \text{ pour } \eta = 1 \\ 164.972 \text{ MPa} & \dots \text{ pour } \eta = 1.6 \end{cases}$

On adopte comme valeurs à utiliser :

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 32146.2 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 14.17 \text{ MPa} : \text{situation durable} \\ 21,74 \text{ MPa} : \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\tau_u = \begin{cases} 3.33 \text{ MPa} : \text{fissuration peu nuisible} \\ 2.5 \text{ MPa} : \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{cases}$$

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

F_eE400 Fe = 400 MPa : pour les armatures hautes adhérence.

F_eE235 Fe = 235 MPa : pour les armatures lisses.

$\overline{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$: Fissuration préjudiciable pour les H.A.

Conclusion:

Dans le premier chapitre, nous avons exposé la majorité des hypothèses nécessaires aux calculs des éléments en commençant par la présentation du projet, les règles de calcul et les caractéristiques des matériaux utilisés.

CHAPITRE II
PREDIMENSIONNEMENT

II. Pré-dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Le Pré-dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre tout en respectant les règles générales en vigueur BAEL 91 et RPA99Version 2003.

II.1 Predimensionnement des Poutres

D'après les règles de BAEL 91, le coffrage d'une poutre compris entre les valeurs suivantes :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,5h$$

h: hauteur de poutre.

L_{max} : portée de la poutre.

b: largeur du poutre.

Selon les règles de RPA 99/version 2003 (Art 7.5.1), il faut vérifier les conditions suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$$

$$b_{max} \leq 1,5h + b$$

II.1.1 Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, leurs sections doivent respecter le critère de rigidité selon BAEL91 ainsi que les conditions imposées par le règlement parasismique algérien.

✓ Critère de rigidité:

La hauteur doit vérifier la condition suivante

Poutre (p):

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

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

$$L_{max} = 800 - 35 = 765\text{cm}$$

h_p : La hauteur de la poutre(P)

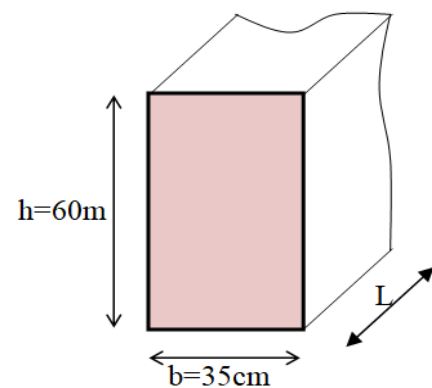


Figure II.1: Poutre principale(P)

$$\frac{765}{15} \leq h_p \leq \frac{765}{10} \Rightarrow 51\text{cm} \leq h_p \leq 77\text{cm}$$

On adopte: $h_p = 60\text{ cm}$.

La largeur de la poutre (p):

$$0,4 h_p \leq b_p \leq 0,8 h_p$$

$$26\text{cm} \leq b_p \leq 52\text{cm}$$

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

➤ **Vérification des conditions du RPA:**

$$b = 35\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = 1,63 \leq 4 \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche pour les poutres principales:**

$$\frac{h_p}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{60}{765} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,078 \geq 0,062 \quad \text{CV}$$

✓ *Conclusion :*

La section des poutres principales : $(60 \times 35)\text{ cm}^2$.

II.1.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires:

✓ Critère de rigidité:

Chainage (CH) :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{CH} < \frac{L_{max}}{10}$$

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

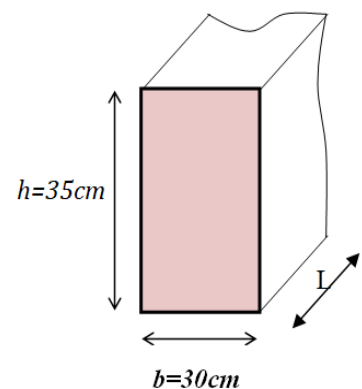


Figure II.2: Section chainage

$$L_{max} = 400 - 35 = 365\text{cm}$$

h_{c1} : hauteur du chaînage(CH)

$$\frac{365}{15} \leq h_{CH} \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h_{CH} \leq 37\text{cm}$$

On adopte: $h_{CH} = 35\text{cm}$

➤ **largeur du chaînage (CH):**

$$0,4 h_{CH} \leq b_{CH} \leq 0,8 h_{CH}$$

$$12\text{cm} \leq b_{CH} \leq 24\text{cm}$$

On adopte: $b_{CH} = 30 \text{ cm}$

➤ **Vérification des conditions du RPA**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 \leq 4 \quad \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche pour les poutres secondaires :**

$$\frac{h_{cH}}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{365} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,096 \geq 0,062 \quad \text{CV}$$

Conclusion :

La section des poutres secondaires (CH) : (30×35) cm².

✓ Critère de résistance:

Selon B.A.E.L 91 :

$$k \times B \times N_u \leq \frac{\theta \times B_r \times f_{bu}}{0,9} + 0,85 \times f_{ed} \times A \Rightarrow Br \geq \frac{k \times N_u \times B}{\theta \times \frac{f_{bu}}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{B} \times f_{ed}}$$

Tel que :

- B_r : Section réduite du béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérie du poteau pour tenir compte les défauts d'exécution notamment pour les poteaux de faible section transversale;

$$\text{D'où } Br = (a-2)(b-2) \text{ on a } a = b \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2.$$

- $\theta = 1$ on suppose que la durée d'action de la combinaison est $>$ a 24 heures;
- $k = 1$ on suppose que moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} \gamma_b = 1,50. \\ f_{c28} = 25MPa. \end{cases}$$

$$\text{Donc : } f_{bu} = 14,2MPa.$$

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

β : Coefficient de flambement des poteaux

λ : Élancement géométrique

On cherche d'atteindre $\lambda \approx 35$ pour que toute les armatures principales participent à la résistance (les armatures augmentent le plus efficacement la rigidité dans le plan du flambement).

$$\text{D'où } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

On peut prendre:

$$\frac{A}{B_r} = \frac{1}{100} = 1\%$$

Avec : A : section d'acier (armatures longitudinaux).

B : section du béton.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa.$$

Donc:

$$Br \geq \frac{1 \times 1,2}{1 \times \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times 0,01 \times 348} N_u$$

$$\Rightarrow B_r \geq 0,064 \times N_u$$

À partir de B_r , seront fixées les sections des poteaux telle que :

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

Avec :

- G : Charge permanente;
- Q : Charge d'exploitation;
- N_u : Effort normal ultime.

II.2 Pré-dimensionnement des planchers:

Un plancher c'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés reprendre les charge d'exploitation, les charge permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteau, voiles, murs...). Dans ce projet les planchers utilisés sont en deux types: corps creux et dalle pleine.

II.2.1 Planchers des corps creux:

✓ Définition:

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée.

Les nervures sont en bétons arme, coulées sur place ou préfabriquées, et reposant sur des poutres principales ou des voiles.

Le corps creux le plus couramment utilisé est de dimension (60 cm).

Alors: $L_0 = 60 \text{ cm}$.

➤ Descente de charge:

✓ Plancher terrasse:

-Charges permanentes:

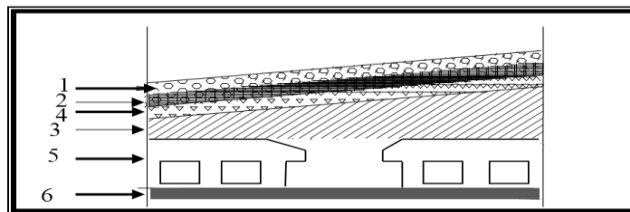


Figure II.5 : Disposition des matériaux pour plancher a corps creux (terrasse)

➤ La descente des charges (plancher terrasse inaccessible)

✓ Plancher corps creux:

Tableau II.1: Descente de plancher terrasse inaccessible (corps creux).

1	Protection en gravillon épaisseur 5cm (5×0.2)	1 KN/m ²
2	Étanchéité multicouche épaisseur 2cm	0,12KN/ m ²
3	Forme de pente épaisseur moyenne 10cm ; $\gamma = 22$; (22×0,1)	2,2KN/ m ²
4	Isolation thermique épaisseur 4cm	0,16KN/ m ²
5	Plancher corps creux (16 + 4) cm	2,8KN/ m ²
6	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0,10×2)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G = 6,49KN/ m ²

Surcharge d'exploitation Q = 1KN

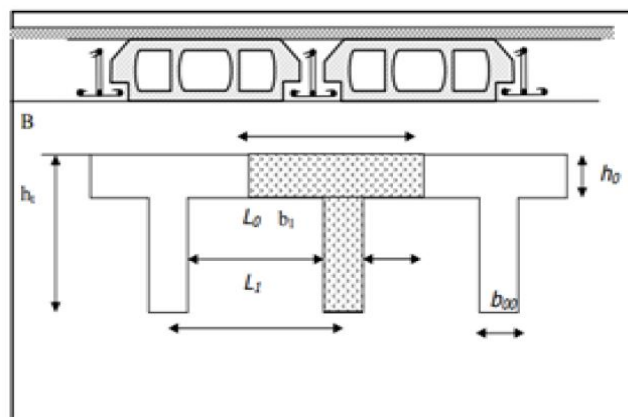


Figure II.3: dimensions de plancher

✓ Plancher étage courant:

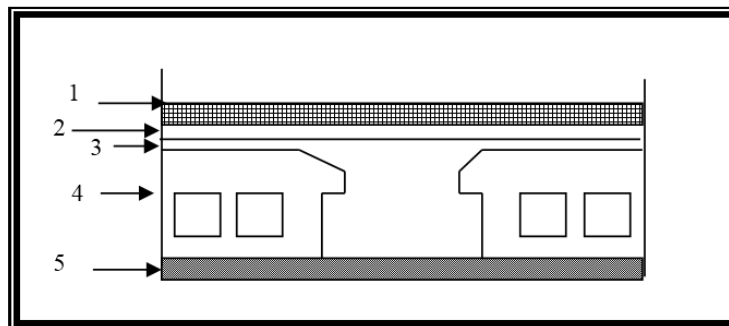


Figure II.4: Disposition des matériaux pour un plancher à étage courant

➤ **La descente des chargés (plancher étage courant):**

✓ **Plancher corps creux:**

Tableau II.2: Descente de charge plancher étage courant (corps creux).

1	Carrelage d'épaisseur 2cm	0,40KN/m ²
2	Mortier de pose épaisseur 3cm (3 × 0.20)	0,60KN/ m ²
3	Lit de sable épaisseur 3cm	0,66KN/ m ²
4	Plancher corps creux (16 + 4) cm	2,8KN/ m ²
5	Enduit en plâtre sous plafond épaisseur 2cm (0.10 × 2)	0,20KN/ m ²
6	Cloison de répartition	1,00KN/ m ²
Charge permanente		G = 5,66KN/ m ²

Surcharge d'exploitation Q = 2,5KN/m²

II.2.2 Plancher à dalle pleine:

✓ **Définition:**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par-rapport aux autres dimensions.

On utilise pour le plancher du RDC, une dalle pleine à poutres apparentes qui résistent mieux aux effets des efforts horizontaux:

Le type de la dalle:

•Dalle porte dans un seul sens (dalle pleine sur 2 appuis) : $\rho = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$;

•Dalle porte dans deux directions (dalle pleine sur 4 appuis) : $0.4 \leq \rho \leq 1$.

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

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle est donnée par :

➤ $\alpha = L_x / L_y \leq 0.4 \Rightarrow$ Dalle travaille dans un seul sens $\Rightarrow L_x/35 \leq h \leq L_y/30$;

➤ $0.4 \leq L_x / L_y \leq 1 \Rightarrow$ Dalle travaille dans les deux sens $\Rightarrow L_x/45 \leq h \leq L_y/40$.

L_x: La petite portée du panneau de la dalle $\Rightarrow L_x = 400$ cm

L_y: La grande portée du panneau de la dalle $\Rightarrow L_y = 410$ cm

$\alpha = (L_x/L_y) = 400/410 = 0,98 \Rightarrow 0,4 < \alpha \leq 1$

Donc la dalle travaille dans deux sens La dalle est uniformément chargée.

Donc l'épaisseur de la dalle à partir du critère de rigidité:

$$Lx/45 \leq hd_p \leq Lx/40 \Rightarrow 400/45 \leq hd_p \leq 400/40 \Rightarrow 8,89 \leq hd_p \leq 10$$

On prend l'épaisseur de la dalle pleine: $hd_p = 12 \text{ cm}$

✓ Condition d'isolation acoustique:

Selon l'isolation acoustique (loi de masse) $\geq 16 \text{ cm}$

✓ Condition de sécurité en matière d'incendie:

$h_d = 7 \text{ cm}$ Pour 01 heure de coupe de feu

$h_d = 11 \text{ cm}$ Pour 02 heures de coupe de feu

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend l'épaisseur de la dalle pleine: $h_d = 25 \text{ cm}$

➤ **Descente de charge:**

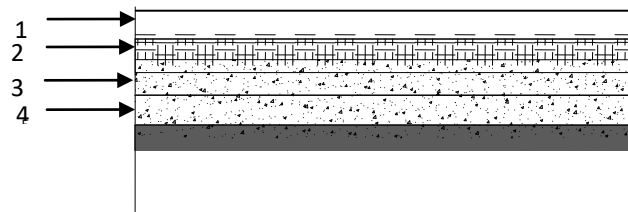


Figure II.5: Disposition des matériaux pour une dalle pleine

✓ Plancher dalle pleine:

Tableau II.3: Descente de charge plancher étage courant (dalle pleine).

1	carrelage (ep = 2cm) ; (2×0.20)	0,4KN/m ²
2	Mortier de pose (ep = 3cm) ; (3×0.20)	0.6KN/ m ²
3	Lit de sable (ep = 3cm)	0,66KN/ m ²
4	Plancher dalle pleine (ep = 15cm) ; (15×0.25)	3,75KN/ m ²
5	Enduit de ciment (ep = 2cm) ; (2×0.18)	0,36KN/ m ²
6	Cloison de répartition	1KN/ m ²
Charge permanente		G = 6,77KN/ m ²

Tableau II.4: Valeurs des surcharges.

Elément	Surcharge (daN/m ²)
Plancher terrasse	100
Plancher étage courant	250
Sous-sol	250

II.3 Pré-dimensionnement des voiles:

Voile de contreventement : Selon le (RPA 99/V2003 ; Article 7.7.1):

L'épaisseur "a" du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm

De plus, l'épaisseur doit être en fonction de la hauteur libre d'étage "h_e" et des conditions de rigidité aux extrémités

$$a \geq \frac{h_e}{22} \quad \text{Avec } h_e = h - h_p$$

h_p : L'épaisseur du plancher

$$I \geq 4a$$

I: longueur du voile

✓ Remarque:

Le cas premier n'est pas recommandé dans notre cas. Donc on admet le dernier cas

$$a \geq \frac{340 - 30}{22} \Rightarrow a \geq 14,09 \text{ cm}$$

Donc: on adoptera: a = 15 cm

➤ **Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 0,7 \frac{l}{i}; i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}} \text{ Avec ; } \lambda < 50$$

$$i = \sqrt{\frac{1968,75}{51}} = 6,21$$

$$\lambda = 0,7 \frac{l}{i} = 0,7 \frac{340}{6,21} = 38,33 \quad \lambda < 50 \dots\dots cv \text{ (ne flambe pas)}$$

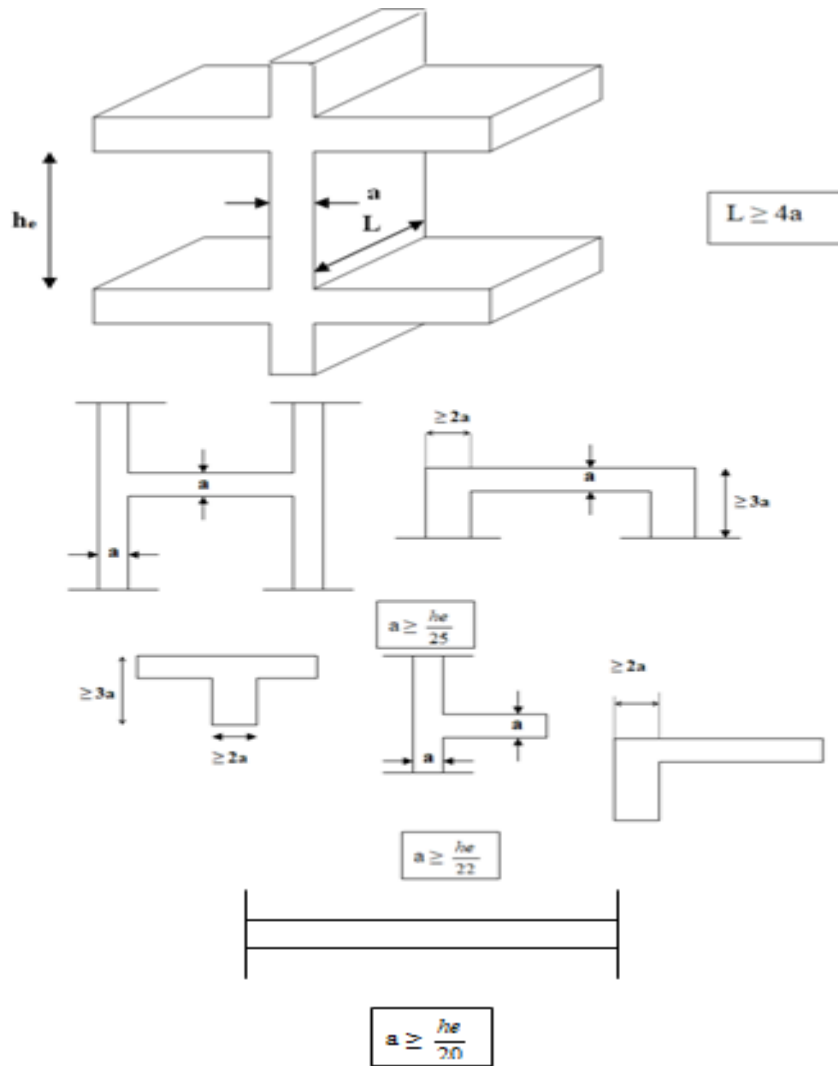


Figure II.6: type de voile

C'est un élément d'infrastructure, continu entre le niveau de la structure et le niveau de fondation.

A partir de la hauteur d'étage h .

$e = 2,94$ m et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes:

Soit : $e = 15$ cm

On optera des voiles d'épaisseur $e = 15$ cm pour toute la structure.

Conclusion:

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments structuraux a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure tout en respectant les règles de RPA99/version2003 et les différents critères.

II.4 Murs:

Les murs extérieurs sont constitués de deux parois de brique creuse avec un vide de 5cm pour l'isolation phonique et thermique.

II.4.1 Maçonnerie:

- ✓ Murs extérieurs en double parois (**ep = 30cm**)

Tableau II.5: Descente de charge d'un mur extérieur (30cm).

1	Enduit extérieure en ciment 2cm (0.18 × 2)	0,36KN/m ²
2	Brique creuse (ep = 15cm)	1,3KN/ m ²
3	Lame d'aire (ep = 5cm)	0KN/ m ²
4	Brique creuse (ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
5	Enduit intérieur en plâtre (ep = 2cm)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G = 2,76KN/ m ²

- ✓ Murs intérieurs de séparation(**ep = 25cm**)

Tableau II.6: Descente de charge d'un mur de séparation (25cm).

1	Enduit extérieure en ciment (ep = 2cm) ; (0.18 × 2)	0,36KN/m ²
2	Brique creuse (ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
3	vide d'aire (ep = 5cm)	0KN/ m ²
4	Brique creuse (ep = 10cm)	0,9KN/ m ²
5	Enduit intérieur en plâtre (ep = 2cm) ; (0.1 × 2)	0,2KN/ m ²
Charge permanente		G = 2,36KN/ m ²

II.5 Pré-dimensionnement des Poteaux:

Le pré dimensionnement se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité. Le poteau est pré dimensionné à l'état limite ultime en compression simple.

Les poteaux doivent satisfaire le critère de stabilité au flambement et le critère de résistance.

II.5.1 Méthode de calcul:

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93: l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante:

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) + (A \cdot f_e / \gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91 ; elle préconise de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc} / 0,9) + 0,85(f_e / \gamma_s) (A / B_r))$$

Tel que:

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression de béton = 25MPa.

f_{bc} : $0,85 (f_{c28} / \gamma_b) = 14,16$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

γ_b : 1,5

γ_s : 1,15

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs:

$$\beta = 1 + 0,2 (\lambda / 35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 \lambda^2 / 1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où: $\beta = 1,2$

D'après RPA99:

$A/B_r = 0,8\%$ (zone IIa)

$B_r(m^2) \geq 0,0663 N_u(t)$

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

Descente de charge:

$$N_G = 1,1 \times G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface afférente majorée

✓ Charge d'exploitation:

$$N_Q = Q \times S$$

Q: Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

S: surface offerte majorée.

✓ Calcul de la charge limite ultime N_{ul}

$$N_{ul} = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Pour une section carrée B_r = (a - 0,02)² d'où: a = √B_r + 0,02 (m).

D'après le RPA99V2003 : On prend une majoration dynamique de 20% (a' = a × 1,2) (m).

✓ Loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étages:

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous les niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de 5, ce qui est le cas de notre structure.

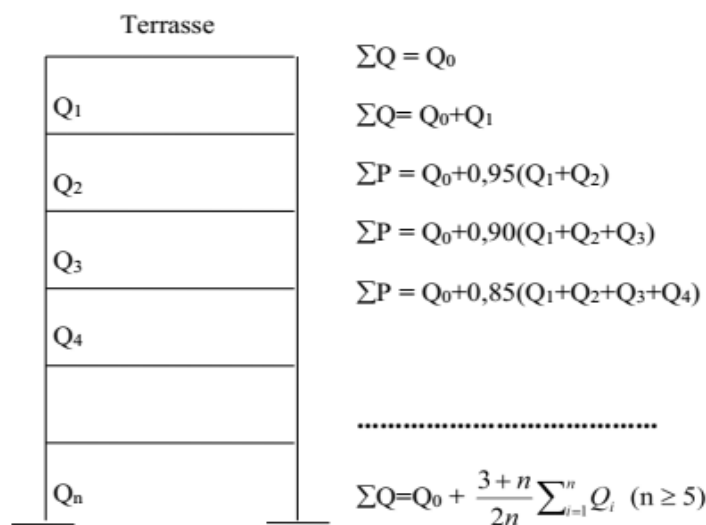


Figure II.7: Loi de la dégression des sur charges

II.5.2 Dimensionnement de poteau le plus sollicité:

1-Surfaces afférents des Poteau:

Résumés dans le tableau Les résultats des surfaces afférentes des poteaux centrales, rives et d'angles sont tableau suivants:

On choisit le des plus poteaux sollicité:

Tableau II.7: Des poteaux plus sollicité

	Poteau central	poteau de rives	poteau d'angle
S_Q : Surfaces afférents (entre axe) (m^2)	24	16	4
S_G : Surface afférente (entre nus) (m^2)	20,62	13,96	3,33

II.5.3 Application la méthode de calcul et loi de dégression:

Calcul de la charge limite ultime Nul:

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$N_G = N_G' * 1.1$$

$$N_G' = q_1 + q_2 + q_3$$

- q_1 (KN) : poids du plancher $\rightarrow q_1 = S_{aff} * G$ plancher (terrasse ou étage courant)

- q_2 (KN) : poids de la poutre principale $\rightarrow q_2 = \gamma_b * b * h * L_{aff}$ pp.

- q_3 (KN) : poids de la poutre principale $\rightarrow q_3 = \gamma_b * b * h * L_{aff}$ Ps.

- N_Q (KN) : charge exploitation $\rightarrow N_Q = Q * S_{aff}$

- γ_b (KN/ m^3) : poids volumique du béton $\rightarrow \gamma_b = 25$ (KN/ m^3)

- S_{aff} (m^2) : surface afférent

- L_{aff} (m) : longueur afférent de poutre (principale ou secondaire)

✓ Dégression des surcharges:

Tableau II.8: Loi de dégression des surcharges

Niveau	Dégression
Terrasse	Q0
10 ^{eme} étage	Q0 + Q1
9 ^{eme} étage	Q0 + 0.95 (Q1+ Q2)
8 ^{eme} étage	Q0 + 0.90 (Q1+ Q2 + Q3)
7 ^{eme} étage	Q0 + 0.85 (Q1+ Q2 + Q3 + Q4)
6 ^{eme} étage	Q0 + 0.80 (Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5)
5 ^{eme} étage	Q0 + 0.75 (Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)
4 ^{eme} étage	Q0 + 0.71 (Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)
3 ^{eme} étage	Q0 + 0.68 (Q1+ Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)

2 ^{eme} étage	$Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$
1 ^{eme} étage	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$
RDC	$Q_0 + 0.63 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{RDC})$
SOUSSOL 1 ^{eme}	$Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{RDC} + Q_{SOUS SOL2})$

Suivant donne la charge d'exploitation supportée par le poteau le plus chargé :

Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux :

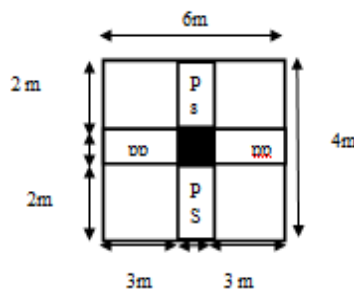


Figure II.8: Poteau central

✓ Poteau central:

Surface d'influence:

S_Q : Surface afférente (entre axe)

S_G : Surface afférente (entre nus)

$$S_Q = 6 \times 4 = 24m^2$$

$$S_G = (6 - 0,35) \times (4 - 0,35) = 20,62m^2$$

✓ Poteau 3^{eme} étage (terrasse inaccessible)

$$G_T = 6,49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

Charges permanentes (G_0):

▪ Poids du plancher terrasse $(20,62 \times 6,49) = 133,83\text{KN}.$

▪ Poids des poutres principales: $0,6 \times 0,35 \times 25 \times (6 - 0,35) = 29,66\text{KN}.$

▪ Poids des poutres Secondaires: $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (4 - 0,35) = 9,581\text{KN}.$

▪ Poids des poteaux: $[0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,4] = 10,413\text{KN}$

$$G_0 = 190,56\text{KN}.$$

Charges d'exploitation (Q_0):

$$Q_0 = S_Q \times 1$$

$$Q_0 = 24 \times 1 = 24 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35G_0 + 1,5Q_0$$

$$N_u = 1,35 \times (190,56) + 1,5 \times (24) = 293,26 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u12}$

$$B_r \geq 0,064 \times 293,26 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 187,69 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 15,7 \text{ cm}$$

On adopte $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

✓ Poteau 2^{ème} étage:

$$G_E = 5,66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_E = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Charges permanentes (G_1):

- Poids du plancher (E.C) : $(20,62 \times 5,66) + (2,04 \times 1,17) + (1,36 \times 1,17) = 120,68 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres principales: $0,6 \times 0,35 \times 25 \times (6-0,35) = 29,66 \text{ KN}$.
 - Poids des poutres Secondaires: $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (4-0,35) = 9,581 \text{ KN}$.
 - Poids des poteaux: $\underline{[0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,4] = 10,412 \text{ KN}}$.
- $G_1 = 177,40 \text{ KN}$.

Charges d'exploitation (Q_1):

$$Q_1 = S_Q \times 2,5$$

$$Q_1 = 24 \times 2,5 = 60 \text{ KN}$$

$$N_{u8} = 1,35 \times (190,56 + 177,40) + 1,5 \times (24 + 60) = 622,7 \text{ KN}$$

Donc: $B_r \geq 0,064 N_{u8}$

$$B_r \geq 0,064 \times 622,7 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 398,53 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 21,96m$$

On adopte (35X35) cm².

✓ Poteau 1^{eme} étage

$$G_E = 5,66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_E = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u7} = 1,35 \times (190,56 + 177,44 + 177,44) + 1,5 \times [24 + 0,95(60 + 60)]$$

$$N_{u7} = 943,34 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u7}$

$$B_r \geq 0,064 \times 943,34 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 603,74 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 26,57 \text{ cm}$$

On adopte (35X35) cm².

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau II.9: Pré dimensionnement des poteaux centraux.

Niveau	Q	G	Nu	Br	Section	Section Adoptee
3 ^{eme} étage	24	190,56	293, 26	187,69	15,7	35X35
2 ^{eme} étage	84	367,96	622,7	398,53	21,96	35X35
1 ^{ere} étage	138	545,44	943,34	603,74	26,57	35X35
RDC	186	722,88	1254,89	803,13	30,34	40X40
SOUS SOL	228	900,32	1557,43	996,76	33,57	45X45

✓ Poteau CIRCULE 3 étage

$$G_E = 5,66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_E = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Charges permanentes (G₀):

- Poids du plancher terrasse 20,62 × 6,49=133,82KN.
- Poids des poutres principales: 0,6 × 0,35 × 25 × (6-0,35) = 29,66KN.
- Poids des poutres Secondaires: 0,35 × 0,3 × 25 × (4-0,35) = 9,581KN.
- Poids des poteaux: [π × 0,6 × 25 × 3,4]= 160,22KN

$$G_0 = 340,37 \text{KN.}$$

Charges d'exploitation (Q_0) :

$$Q_0 = S_Q \times 1$$

$$Q_0 = 24 \times 1 = 24 \text{KN}$$

$$N_u = 1,35G_0 + 1,5Q_0$$

$$N_u = 1,35 \times (340,37) + 1,5 \times (24) = 495,5 \text{KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_u$

$$B_r \geq 0,064 \times 495,5 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 317,12 \text{cm}^2$$

$$B_r = \pi r^2$$

$$D = 20,09 \text{cm}$$

On adopte (60) cm^2 .

✓ Poteau CIRCULE 2 étage

$$G_E = 5,66 \text{KN/m}^2$$

$$Q_E = 2,5 \text{KN/m}^2$$

Charges permanentes (G_1):

- Poids du plancher (E.C): $(20,62 \times 5,66) + (2,04 \times 1,17) + (1,36 \times 1,17) = 120,72 \text{KN.}$
- Poids des poutres principales: $0,6 \times 0,35 \times 25 \times (6-0,35) = 29,66 \text{KN.}$
- Poids des poutres Secondaires: $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (4-0,35) = 9,581 \text{KN.}$
- Poids des poteaux: $\frac{[\pi \times 0,6 \times 25 \times 3,4]}{4} = 160,22 \text{KN.}$

$$G_1 = 327,25 \text{KN.}$$

Charges d'exploitation (Q_1) :

$$Q_1 = S_Q \times 2,5$$

$$Q_1 = 24 \times 2,5 = 60 \text{KN}$$

$$N_{u8} = 1,35 \times (340,37 + 327,25) + 1,5 \times (24 + 60) = 991,29 \text{KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_u$

$$B_r \geq 0,064 \times 991,29 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 634,42 \text{cm}^2$$

$$D = 28,42 \text{cm}$$

On adopte (60) cm^2 .

✓ Poteau CIRCULE 1 étage:

$$G_E = 5,66 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_E = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{u7} = 1,35 \times (340,37 + 327,25 + 327,25) + 1,5 \times [24 + 0,95(60 + 60)]$$

$$N_{u7} = 1550,07 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u7}$

$$B_r \geq 0,064 \times 1550,07 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 992,08 \text{ cm}^2$$

$$B_r = \pi r^2$$

$$a = 35,54 \text{ cm}$$

On adopte (60) cm².

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau II.10: Pré dimensionnement des poteaux centraux (Circule).

Niveau	Q	G	Nu	Br	Section	Section Adoptée
3 ^{ème} étage	24	340,37	495,5	317,12	20,08	D60
2 ^{ème} étage	60	667,62	991,287	634,42	28,42	D60
1 ^{ère} étage	138	994,87	1550,07	992,05	35,54	D60
RDC	186	1322,12	2063,86	1320,87	41,01	D60
SOUS SOL	228	1649,37	2568,65	1643,94	45,75	D60

✓ Poteau de rive :

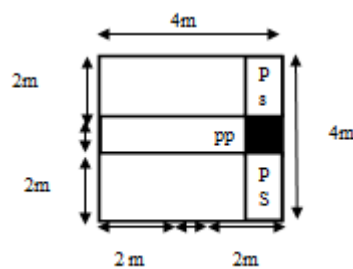


Figure II.9: Poteau de rive

Surface d'influence:

$$S_Q = (4) \times (4) = 16 \text{ m}^2$$

$$S_G = (4 - 0,35) \times (4 - 0,175) = 13,96 \text{ m}^2$$

✓ Poteau du 3^{ème} étage (terrasse inaccessible)

Plancher corps creux :

$$G_T = 6,49 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

Charges permanentes (G_0) :

- Poids du plancher terrasse : $(13,96 \times 6,49) = 90,60 \text{ KN}.$
 - Poids des poutres principales: $0,6 \times 0,35 \times 25 \times (4-0,35) = 19,16 \text{ KN}.$
 - Poids des poutres Secondaires : $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (4-0,175) = 10,04 \text{ KN}.$
 - Poids des poteaux : $[0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,4] = 10,41 \text{ KN}$
-
- $G_0 = 134,78 \text{ KN}.$

Charges d'exploitation (Q_0) :

$$Q_0 = 16 \times 1 = 16 \text{ KN}$$

$$N_{u9} = 1,35(134,78) + 1,5(16) = 205,95 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u9}$

$$B_r \geq 0,064 \times 205,95 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 131,81 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 13,48 \text{ cm}$$

On adopte $(35 \times 35) \text{ cm}^2.$

✓ Poteau du 2^{eme} étage

Plancher corps creux :

$$S_Q = (4) \times (4) = 16 \text{ m}^2$$

$$S_G = (4 - 0,35) \times (4 - 0,175) = 13,96 \text{ m}^2$$

$$G_T = 5,66 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

Charges permanentes (G_0) :

- Poids du plancher: $(13,96 \times 5,66) + (6,8 \times 1,17) + (12,41 \times 2,76) = 101,49 \text{ KN}.$
- Poids des poutres principales: $0,60 \times 0,35 \times 25 \times (4-0,35) = 19,16 \text{ KN}.$

- Poids des poutres Secondaires: $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (4-0,175) = 10,04\text{KN}$.
 - Poids des poteaux: $[0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,4] = 10,41\text{KN}$.
- $G_0 = 145,67\text{KN}$.

Charges d'exploitation (Q_0) :

$$Q_1 = 16 \times 2,5 = 40 \text{ KN}$$

$$N_{u8} = 1,35(134,78 + 135,05) + 1,5(56) = 465,61\text{KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u8}$

$$B_r \geq 0,064 \times 465,61 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 297,8\text{cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 19,26\text{cm}$$

On adopte $(35 \times 35) \text{cm}^2$.

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau II.11: Pré dimensionnement des poteaux de rive.

Niveau	Q	G	Nu	Br	Section	Section Adoptee
3 ^{ème} étage	16	134,78	205,95	131,81	13,48	35X35
2 ^{ème} étage	56	280,45	465,61	297,8	19,26	35X35
1 ^{ère} étage	92	426,12	575,26	368,17	21,19	35X35
RDC	124	571,79	957,92	613,07	26,76	40X40
SOUS SOL	152	717,46	1196,57	765,8	29,67	45X45

✓ Poteau d'angle :

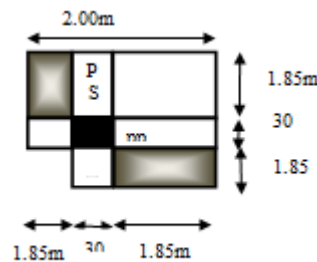


Figure II.10: Poteau d'angle

Surface d'influence:

$$S_Q = (2) \times (2) = 4m^2$$

$$S_G = (2 - 0,175) \times (2 - 0,175) = 3,33m^2$$

✓ Poteau du 3^{eme} étage (terrasse inaccessible)

Plancher corps creux :

$$G_T = 6,49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_T = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

Charges permanentes (G_0):

- Poids du plancher terrasse: $(3,33 \times 6,49) = 21,61 \text{ KN.}$
 - Poids des poutres principales: $0,6 \times 0,35 \times 25 \times (2 - 0,175) = 9,58 \text{ KN.}$
 - Poids des poutres Secondaires: $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (2 - 0,35) = 4,33 \text{ KN.}$
 - Poids des poteaux: $[0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,4] = 10,41 \text{ KN}$
-
- $G_0 = 48,21 \text{ KN.}$

Charges d'exploitation (Q_0):

$$Q_0 = 4 \times 1 = 4 \text{ KN}$$

$$N_{u9} = 1,35(48,21) + 1,5(4) = 71,08 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u9}$

$$B_r \geq 0,064 \times 71,08 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 45,49 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 8,74 \text{ cm}$$

On adopte $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

✓ Poteau du 2^{eme} étage

Plancher corps creux:

$$S_Q = (2) \times (2) = 4m^2$$

$$S_G = (2 - 0,175) \times (2 - 0,175) = 3,33m^2$$

$$G_T = 5,66 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_T = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

Charges permanentes (G_0):

- Poids du plancher terrasse: $(3,33 \times 5,66) + (12,41 \times 2,76) = 53,10 \text{ KN.}$
 - Poids des poutres principales: $0,6 \times 0,35 \times 25 \times (2-0,175) = 9,58 \text{ KN.}$
 - Poids des poutres Secondaires: $0,35 \times 0,3 \times 25 \times (2-0,35) = 4,33 \text{ KN.}$
 - Poids des poteaux: $[0,35 \times 0,35 \times 25 \times 3,4] = 10,41 \text{ KN.}$
- $G_0 = 79,7 \text{ KN.}$

Charges d'exploitation (Q_0):

$$Q_1 = (4 \times 2,5) = 10 \text{ KN}$$

$$N_{u8} = 1,35(48,21 + 79,7) + 1,5(4 + 10) = 193,68 \text{ KN}$$

Donc : $B_r \geq 0,064 N_{u8}$

$$B_r \geq 0,064 \times 193,68 \times 10 \Rightarrow B_r \geq 123,96 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$$

$$a = 13,13 \text{ cm}$$

On adopte $(35 \times 35) \text{ cm}^2$.

Pour les autres niveaux, on suit les mêmes démarches qui ci –dessus et les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant:

Tableau II.12: Pré dimensionnement des poteaux d'angle.

Niveau	Q	G	Nu	Br	Section	Section Adoptee
3 ^{ème} étage	4	48,21	71,08	45,49	8,74	35X35
2 ^{ème} étage	14	127,91	193,68	123,96	13,13	35X35
1 ^{ère} étage	23	207,61	313,95	200,93	16,17	35X35
RDC	31	287,31	434,37	278	18,67	40X40
SOUS SOL	38	367,01	552,46	353,57	20,80	45X45

✓ Tableau récapitulative:

Tableau II.13: Pré dimensionnement final des poteaux par étage.

Niveau	Hauteur d'étage He (m)	Section adoptée (cm ²)
3 ^{ème} étage	3,40	35X35
2 ^{ème} étage	3,40	35X35
1 ^{ère} étage	3,40	35X35
RDC	3,40	40X40
SOUS SOL	3,40	45X45

II.6 Vérification:

➤ **Vérification à l'état limite de stabilité de forme:**

$$B_r(\text{cm}^2) \geq 0,0663 * 10Nu(\text{KN})$$

$$B_r = (a-2)^2$$

Tableau II.14: Vérification à l'état limite de stabilité de forme.

Section	B _r (cm ²)	Nu(KN)	0.0663*10Nu(KN)	Vérification
35X35	293,26	187,69	124,44	Vérifie
35X35	622,7	398,53	264,23	Vérifie
35X35	943,34	603,74	400,28	Vérifie
40X40	1254,89	803,13	532,48	Vérifie
45X45	1557,43	996,76	660,85	Vérifie

➤ **Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003:**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en Zone II a.
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

Poteau (35 x 35) cm² → section minimale

- $\min(35 \times 35) = 35\text{cm} \geq 25\text{cm}$ CV

$$\frac{h_e}{20} = \left\{ \begin{array}{l} \frac{3.4-0.35}{20} = 0.15\text{m} = 15.0\text{cm} \\ \frac{3.4-0.35}{20} = 0.15\text{m} = 15\text{cm} \\ \frac{3.4-0.35}{20} = 0.15\text{m} = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Donc ces conditions sont vérifiées pour les autres niveaux puisque la section du poteau (35 × 35) cm² est la plus défavorable.

Les poteaux ont une section carrée (b1, h1)

Donc:

- $\frac{b1}{h1} = 1 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$ CV

➤ **Vérification des conditions Critère de la résistance:**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b21}$$

$$\bar{\sigma}_b (MPa) = \frac{0.85 * f_{c28}}{\vartheta * \gamma_{bc}}$$

$$\bar{\sigma}_b (MPa) = \frac{0.85 * 25}{1 * 1.5} = 14.2 MPa$$

$$\sigma_b (MPa) = \frac{N_U}{B}$$

Tableau II.15: Vérification critère de la résistance de section.

Section	B _r (cm ²)	N _U (KN)	$\frac{N_U}{B}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérifications $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{b21}$
35X35	293,26	187,69	6,4	14,2	Vérifie
35X35	622,7	398,53	6,4	14,2	Vérifie
35X35	943,34	603,74	6,4	14,2	Vérifie
40X40	1254,89	803,13	6,4	14,2	Vérifie
45X45	1557,43	996,76	6,4	14,2	Vérifie

➤ **Vérification des Conditions de flambement:**

Il faut vérifier si: $\lambda < 35$

$L_f=L_0$ pour un poteau bi-encasté avec Possibilité de déplacement.

Pour section carrée:

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{L_f}{i} \\ L_f = 0.7L_0 \\ i = \sqrt{\frac{I_x}{B}} \end{array} \right.$$

Avec:

L_f La longueur de flambement

$$L_f=0,7*L_0 \quad L_f = 0,7 * 340 = 238cm$$

λ : l'élanement des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$

L_0 : Longueur libre du poteau compté entre face supérieure : $L_0= 340$ cm.

B : section de Poteau cm^2

i : rayon de giration. $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}}$

I : moment d'inertie de la section par rapport à passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\rightarrow I_x = I_y = \frac{bh^3}{12}$

Tableau II.16: vérification de flambent.

Section	B (cm ²)	I_x (cm ⁴)	i_x (cm)	Λ	Vérifications $\lambda \leq 35$
35X35	416500	3572,92	9,26	25,70	Vérifié
35X35	416500	3572,92	9,26	25,70	Vérifié
35X35	416500	3572.,92	9,26	25,70	Vérifié
40X40	554000	5333,33	9,81	24,26	Vérifié
45X45	688500	7593,75	10,50	22,67	Vérifié

II.6.1 Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons dimensionnement et évaluation des charges des éléments dans Structure (structure avec voile). Nous présentons dans le 5^{ème} étude sismique.

CHAPITRE III
ETUDE DES PLANCHERS

III. ETUDE DES PLANCHERS

III.1 Introduction

Un plancher est un élément horizontal de surface plane qui sert à séparer les différents niveaux.

Il a pour rôle :

- supporter son poids propre ainsi que les charges et surcharges d'exploitations;
- la transmission des charges aux éléments porteurs;
- l'isolation thermique et phonique;
- ✓ Les planchers qu'on a utilisés sont :
 - Corps creux du type (16 + 4) pour tous les niveaux (habitation et service);
 - Dalle pleine situé dans le plancher corps creux.

III.2 Les planchers à corps creux:

Étude des poutrelles:

- ✓ Type de poutrelle

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante:

Tableau III.1: Dimensions de la poutrelle

h_t	20 cm	b_0	12 cm
h_0	4 cm	b_1	24 cm
h_1	16 cm	B	60 cm

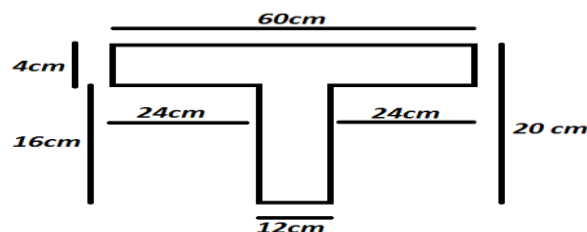


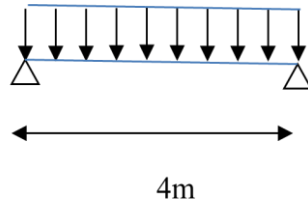
Figure III.1: Schéma de la poutrelle

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivante:

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

Dans notre construction nous avons différents type de poutrelles

- ✓ Sous sol et RDC:
- Type 1



- Type 2:

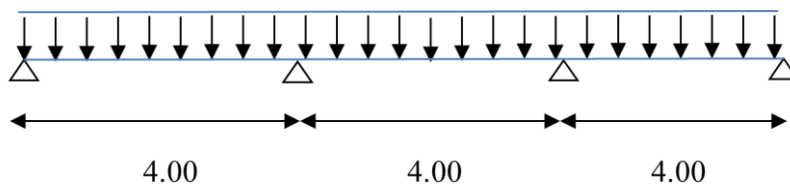


Figure III.2: Différents type de poutrelle.

Le tableau suivant montre la répartition de cas différents types de poutrelles dans les constructions:

Tableau III.2: Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.

Plancher	Type1	Type2
Terrasse	✓	✓
Étage.c	✓	✓
RDC	✓	✓
S-SOL	✓	✓

Tableau III.3: Evaluation de charges revenantes aux poutrelles.

Type de plancher	Terrasse	Étage courant	RDC	S-SOL
G KN/m ²	6,49	5,66	5,66	5,66
Q	1	2,5	2,5	2,5

KN/m ²				
Largeur afférente b(m)	0,6	0,6	0,6	0,6
E.L.U (1,35G+1,5Q).b KN/ml	6,16	6,83	6,83	6,83
E.L.S (G+Q).b KN/ml	4,49	4,90	4,90	4,90
P _{ser} /p _u	0,729	0,717	0,717	0,717

III.3 Calcul des sollicitations sur les poutrelles:

Il existe principalement deux méthodes utilisées pour ce type de plancher qui se calcule en flexion simple.

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

➤ Exemple de calcul : (Poutre isostatique)

- Type 1:

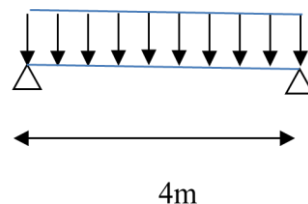


Figure III.3: poutrelle type 1

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

$$Q=1,0 \text{ KN/m}^2.$$

-A l'E.L.U

La charge supportée par la poutrelle

$$p_u = (1,35G + 1,5Q) \times b = (1,35 \times 6,49 + 1,5 \times 1,0) \times 0,6$$

$$p_u = 6,16 \text{ KN/ml}$$

Les sollicitations pour une poutrelle isostatique

Le moment isostatique: $M_{ou} = \frac{p_u \cdot l^2}{8} = \frac{6 \cdot 16 \cdot 4^2}{8} = 12,32 \text{ KN.m}$

Le moment en appui: $M_{au} = -0,15 \times M_{ou} = -1,85 \text{ KN.m}$

Le moment en travée: $M_{Tu} = M_{ou} = 12,32 \text{ KN.m}$

Effort tranchant: $\pm V_u = \frac{p_u \cdot l}{2} = \frac{6 \cdot 16 \cdot 4}{2} = 12,32 \text{ KN}$

-A l'E.L.S

La charge supportée par la poutrelle

$p_{ser} = (G + Q) \times b = (6,49 + 1,0) \times 0,6$

$p_{ser} = 4,49 \text{ KN/ml.}$

Les sollicitations pour une poutrelle isostatique

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutrelle, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge; pour obtenir les valeurs E.L.S il suffit donc de multiplier les résultats de calcul a E.L.U par le coefficient: P_{ser}/p_u .

Le rapport : $\frac{P_{ser}}{p_u} = c = \frac{4,49}{6,16} = 0,729$ (pour la terrasse).

Le moment isostatique: $M_{osser} = C \cdot M_{osser} = 0,729 \times 12,32 = 8,98 \text{ KN.m}$

Le moment en appui : $M_{aser} = C \cdot M_{au} = 0,729 \times (-1,85) = -1,35 \text{ KN.m}$

Le moment en travée: $M_{Tser} = M_{osser} = 8,98 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $\pm V_{ser} = C \cdot V_u = 0,729 \times 12,32 = 8,98 \text{ KN}$

Tableau III.4: Récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type1)

	p_u KN/ml	$M_{ou} = \frac{p_u \cdot l^2}{8}$ KN.m	$M_{au} = -0,15 \cdot M_{ou}$ KN.m	$M_{Tu} = M_{ou}$ KN.m	$V_u = \frac{p_u \cdot l}{2}$ KN
Terrasse	6,16	12,32	-1,85	12,32	12,32
Étage.c	6,83	13,66	-2,04	13,66	13,66
RDC	6,83	13,66	-2,04	13,66	13,66
S-SOL	6,83	13,66	-2,04	13,66	13,66

Tableau III.5: Récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type1)

	$C = \frac{p_{ser}}{p_u}$	M_{oser} = C. M_{ou} KN.m	M_{aser} = C. M_{au} KN.m	M_{Tser} = M_{oser} KN.m	$V_{ser} = C. V_u$ KN
Terrasse	0,729	8,98	-1,35	8,98	8,98
					-8,98
Étage.c	0,717	9,79	-1,33	9,79	9,79
					-9,79
RDC	0,717	9,79	-1,33	9,79	9,79
					-9,79
S-SOL	0,717	9,79	-1,33	9,79	9,79
					-9,79

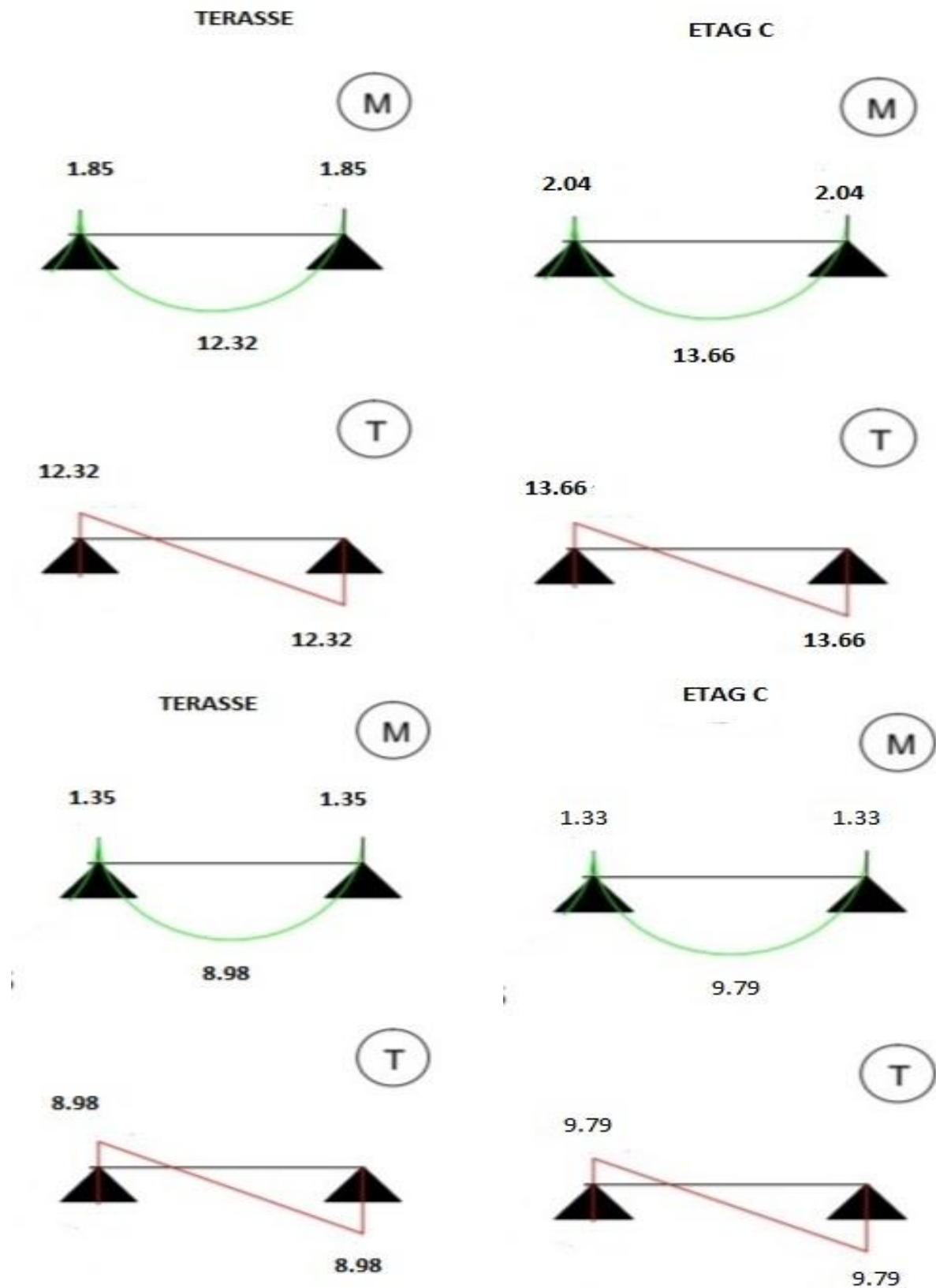


Figure III.4: Diagramme des Moments fléchissant et effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

✓ calcul de ferrailage : (isostatique à E.L.U)

Traitons comme exemple le ferrailage d'une poutrelle type 3 (terrasse) pour laquelle on a :

$$\begin{aligned} M_{Tu} &= 12,32 \text{ KN.m} & M_{Tser} &= 8,98 \text{ KN.m} \\ M_{au} &= | - 1,85 | = 1,85 \text{ KN.m} & M_{aser} &= | - 1,35 | = 1,35 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

-Les armatures longitudinales:

En travée : $M_{Tu} = 12,32 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tR} = f_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Car M_{tR} : moment de référence.

Avec:
$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} = 0,85 \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - e$$

$$d = 0,9 \times h_t = 0,9 \times (0,20) = 0,18 \text{ m}$$

$$M_{tR} = 14,2 \times 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3 = 54,53 \text{ KN.m}$$

$M_{tR} = 54,53 > M_{Tu} = 12,32 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile d donc la section sera $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

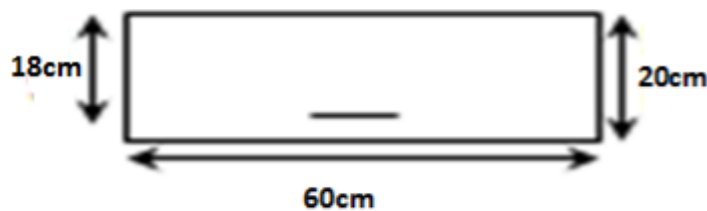


Figure III.5: Section de calcul ($b_0 \times h$)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{p_u}{p_{ser}} = \frac{6,16}{4,49} = 1,37$$

Pour FeE400 et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPa}$ la variation de μ_{lu} est linéaire aux trois quantités :

$$\frac{f_{c28}}{\theta}, f_e, \theta * \gamma.$$

$$\left[10^4 \times \mu_{lu} = 3440 \times \theta \times \gamma + 49 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3050 \right] \text{ (MPa)}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1,37 + 49 \frac{25}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,289$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{Tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,32 \times 10^3}{60 \times 18^2 \times 14,2} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < \mu_{lu} = 0,288 \Rightarrow A' = 0, \quad A = A_u$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 (1 - 0,6 \times 0,045) = 17,51 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{tu} = \frac{M_{Tu}}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$A_{tu} = \frac{12,32 \times 10^3}{17,51 \times 348} = 2,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{1}{0,81 \times h - \nu} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\nu = h - \nu'0$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$\text{Pour: } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\nu' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2B}$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0$$

$$\text{On a: } b=0,6\text{m, } h=0,2\text{m, } h_0=0,04\text{m, } b_0=0,12\text{m.}$$

$$B = 0,12 \times 0,2 + (0,6 - 0,12) \times 0,04 = 0,0432\text{m}^2.$$

$$\nu' = \frac{0,12 \times 0,2^2 + (0,6 - 0,12) \times 0,04^2}{2 \times 0,0432} = 0,0644 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow \nu = 0,2 - 0,0644 = 0,135 \text{ m.}$$

$$I = b_0 \times \frac{(h)^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^3}{3} - B \times \nu'^2$$

$$I = 0,12 \times \frac{(0,2)^3}{3} + (0,6 - 0,12) \times \frac{(0,04)^3}{3} - 0,0432 \times 0,0644^2 = 1,51 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{\min} = \frac{1,51 \times 10^{-4}}{0,81 \times 0,2 \times 0,135} \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 0,36 \text{ cm}^2 < A_{tu}$$

$$\text{On adopte: } A_{tu} = 2,03 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 3T12 (A=3,39cm²).

➤ **Vérification de la contrainte de compression de béton à l'ELS:**

Calcul de la distance de l'axe neutre à partir de l'équation suivante:

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + dA'_s)] = 0$$

Pour : $A_s = 1,95 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\Rightarrow 12 Y^2 + 485,7 Y + 2598,6 = 0$$

$$\Rightarrow Y = 6,34 \text{ cm.}$$

✓ Calcul de l'inertie I:

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b - b_0)}{12} h_0^3 + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = 10162,78 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul de contrainte σ_{bc} :

$$K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$K = \frac{8,98 \times 10^{-3}}{10162,78 \times 10^{-8}} = 88,36 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$\sigma_{bc} = 5,6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{CV}$$

En appui $M_{au} = |-1,85| = 1,85 \text{ KN.m}$

La section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b_0 et hauteur utile donc

la section sera : $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1,85 \times 10^3}{12,18^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < \mu_{lu} = 0,288 \Rightarrow A' = 0, \quad A = A_u$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 18 \times (1 - 0,6 \times 0,034) = 17,63 \text{ cm.}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{Z_b \cdot f_{ed}}$$

$$A_{au} = \frac{1,85 \times 10^3}{17,63 \times 348} = 0,30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

✓ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times h \times v'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V = h - V'$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$V' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2B}$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0$$

On a : $b = 0,6 \text{ m}$, $h = 0,2 \text{ m}$, $h_0 = 0,04 \text{ m}$, $b_0 = 0,12 \text{ m}$.

$$B = 0,12 \times 0,2 + (0,6 - 0,12) \times 0,04 = 0,0432 \text{ m}^2.$$

$$V' = \frac{0,12 \times 0,2^2 + (0,6 - 0,12) \times 0,04^2}{2 \times 0,0432} = 0,0644 \text{ m}.$$

$$\Rightarrow V = 0,2 - 0,0644 = 0,135 \text{ m}.$$

$$I = b_0 \times \frac{(h)^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^3}{3} - B \times V'^2$$

$$I = 0,12 \times \frac{(0,2)^3}{3} + (0,6 - 0,12) \times \frac{(0,04)^3}{3} - 0,0432 \times 0,0644^2 = 1,51 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$A_{\min} = \frac{1,51 \times 10^{-4}}{0,81 \times 0,2 \times 0,0644} \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 0,76 \text{ cm}^2 > A_{\text{au}}$$

On adopte : $A_s = 0,76 \text{ cm}^2$.

Choix des barres: 2T12 ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)

➤ **Vérification de la contrainte de compression de béton à l'ELS:**

Calcul de la distance de l'axe neutre à partir de l'équation suivante:

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + dA'_s)] = 0$$

Pour : $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\Rightarrow 12Y^2 + 451,8Y - 1988,4 = 0$$

$$\Rightarrow Y = 4,58 \text{ cm}.$$

✓ Calcul de l'inertie I

$$I = \frac{b_0 y^3}{3} + \frac{(b - b_0)}{12} h_0^3 + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = 8023,58 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de contrainte σ_{bc} :

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

$$K = \frac{1,35 \times 10^{-3}}{8023,58 \times 10^{-8}} = 16,83 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y$$

$$\sigma_{bc} = 0,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV.}$$

Tableau III.6: Ferrailages de la poutrelle (type1) en travées et en appuis.

Planchers	Positions	M_t, M_a	A_t, A_a	A_{\min}	$A_{t\max}, A_{a\max}$	Choix des barres	Section Adopté Cm^2
		KN.m	Cm^2	Cm^2	Cm^2		
Terrasse Inaccessible	Travée	8,98	2,15	0,36	2,15	3T12	3,39
	Appui de rive	01,35	0,32	0,76	0,76	2T12	2,26
Étage Courant	Travée	9,79	2,01	0,36	2,01	3T12	3,39
	Appui	01,33	0,30	0,76	0,76	2T12	2,26
RDC	Travée	9,79	2,86	0,36	2,86	3T14	4,61
	Appui	01,33	0,42	0,76	0,76	2T12	2,26
Sous-sol	Travée	9,79	2,35	0,36	2,35	3T14	4,61
	Appui	01,33	0,35	0,76	0,76	2T12	2,26

✓ Vérification et calcul élémentaire

➤ **Vérification de l'effort tranchant (vérification de béton au cisaillement):**

$$V_u = 13,66$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13,66 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,63 \text{ MPa.}$$

✓ La contrainte limite

$$\tau_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\} \Rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \text{On a: } \tau_u = 0,58 \text{ MPa} < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

⇒ Le béton résiste au cisaillement.

Les armatures transversales (pratique B.A.E.L. § 2.2.1)

Diamètre des armatures transversales ϕ_t

D'après B.A.E.L on a :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h_t}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{200}{35} = 5,71 \approx 6 \text{ mm.} \\ \frac{120}{10} = 12 \text{ mm.} \\ (10) \text{ mm. (appui).} \end{cases}$$

Soit étriers en $\phi_t = 6 \text{ mm}$ ($A = 0,28 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow A_t = 2 \times 0,28 = 0,56 \text{ cm}^2$.

**2T14
Filante**

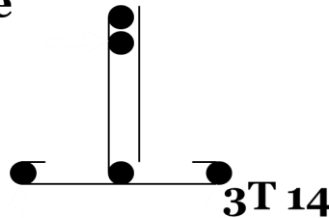


Figure III.6: étriers de la poutrelle.

L'espace maximal

$$\overline{S_{t1}} \leq \text{Min} \begin{cases} 0,9d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \overline{S_{t1}} = 16,2 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.

Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\left(\frac{A_t}{b_0 S_t} \right) \times f_e \geq 0,4$$

$$\left(\frac{0,63}{12 \times 15} \right) \times 235 = 0,82 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

Donc: $0,82 > 0,4 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

On calcul la poutrelle type 1(AB) et les résultats seront illustrés dans les tableaux suivants :

- Type 1(AB):



Figure III.7: poutrelle type 1(AB).

Type : 1-AB

Tableau III.7: Récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type1-AB)

	p_u KN/ml	$M_x = \frac{p_u \cdot x^2}{2}$ KN.m		$V_x = p_u \cdot x$ KN	
$0 \leq x \leq l$	$0 \leq x \leq 1.35$	M(0)	M(l)	V(0)	V(l)
Terrasse	6,16	0	5,61	0	8,32
Étage.c	6,83	0	6,22	0	9,22

Tableau III.8: Récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type1-AB).

AB			
	$C = \frac{p_{ser}}{p_u}$	$M_{xser} = C \cdot M_{xu}$ KN.m	$V_{xser} = C \cdot V_{xu}$ KN
Terrasse	0,729	4,09	6,07
Étage.c	0,723	4,50	6,67

Tableau III.9: Ferrailages de la poutrelle (type1-AB).

Planchers	M_l KN.m	A Cm ²	A_{min} Cm ²	A_{max} Cm ²	Choix des barres	Section Adopté Cm ²
Terrasse	6,07	1,16	0,36	1,16	T12	3,39
Étage.c	6,67	1,08	0,36	1,08	T12	3,39

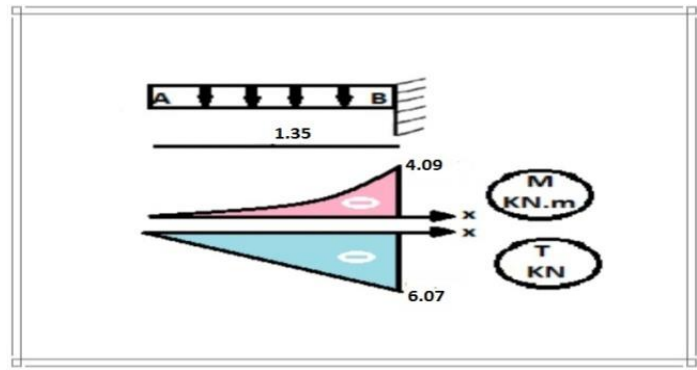


Figure III.8: $M(x)$ et $T(x)$ de la poutrelle (type 1-AB)

III.4 Méthode forfaitaire:

Pour appliquer cette méthode, il faut vérifier certaines conditions :

1. La charge d'exploitation : $Q \leq \max [2.G, 5\text{KN/m}^2]$;
2. Le moment d'inerties des sections transversales sont indiqués dans les différentes travées en continuité, I constant;
3. Le rapport des travées successives vérifie la condition: $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$;
4. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

➤ Exemple de calcul

✓ Type 2:

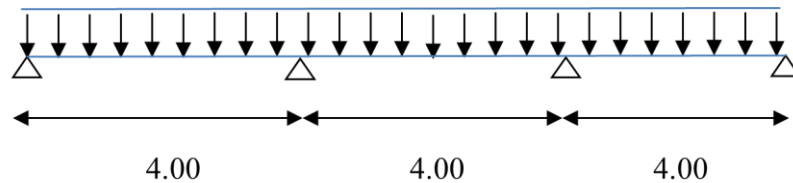


Figure III.9: poutrelle type 2

Traitons comme exemple la poutrelle type 1 (terrasse) soumise aux charges :

$$G=6,49\text{KN/m}^2 \quad , \quad Q=1,0 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

$$Q \leq \max (2 \times G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow 1,5 \leq \max (2 \times 6,49 ; 5\text{KN/m}^2).$$

$$\Rightarrow 1,5 \leq \max (12,98 ; 5\text{KN/m}^2).$$

$$\Rightarrow 1,5 < 12,98. \quad \text{CV}$$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{4,00} = 1 < 1,25. \quad \text{CV}$$

Les moments d'inerties sont identiques pour les deux travées.

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

-Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en appuis à des fractions fixées forfaitairement de la maximale du moment M_0

La charge supportée par la poutrelle

$$p_u = 6,16 \text{ KN/ml}$$

Les sollicitations pour une poutrelle de deux travées

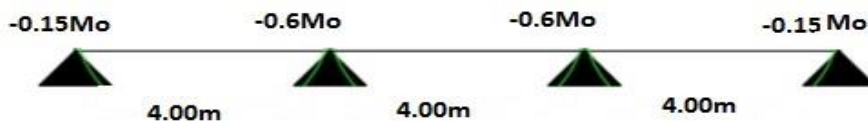


Figure III.10: Sollicitations sur appuis.

Les moments isostatiques en travées

On a :

$$l_{AB} = 4,00 \text{ m.}$$

$$l_{BC} = 4,00 \text{ m.}$$

$$M_{0AB} = M_{0BC} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6,16 \times 4,00^2}{8} = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = M_{0AB} = M_{0BC} = 12,32 \text{ KN.m}$$

Les moments sur les appuis

$$M_A = -0,15 \times M_{0AB} = -0,15 \times 12,32 = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,15 \times M_{0BC} = -0,15 \times 12,32 = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_C = -0,6 \max(M_{0AB}; M_{0BC}) = -0,6 \times 12,32 = -7,39 \text{ KN.m}$$

Les moments en travées+

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{6,49+1} = 0,10 \Rightarrow 1 + 0,3\alpha = 1,03$$

$$\Rightarrow 1,2 + 0,3\alpha = 1,23$$

Les moments en travées vérifier les conditions suivant:

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1,05 \times M_0); (1 + 0,3\alpha) \times M_0\} - \frac{|M_w + M_e|}{2} \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) \times M_0 \text{ (Cas d'une travée intermédiaire).} \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) \times M_0 \text{ (Cas d'une travée de rive).} \end{cases}$$

Travée (AB) travée de rive

$$M_0 = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1,05 \times 12,32); (1 + 0,3 * 0,10) \times 12,32\} - \frac{|1,85 + 7,39|}{2} \\ M_t \geq \left(\frac{1,23}{2}\right) \times 12,32 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(12,94); (8,05)\} \\ M_t \geq 12,94 \end{cases} \Rightarrow M_t = 12,94 \text{ KN.m}$$

Travée (BC) travée de rive

$$M_0 = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(12,94); (5,29)\} \\ M_t \geq 12,94 \end{cases} \Rightarrow M_t = 12,94 \text{ KN.m}$$

Travée (CD) travée de rive

$$M_0 = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(12,94); (8,05)\} \\ M_t \geq 12,94 \end{cases} \Rightarrow M_t = 12,94 \text{ KN.m}$$

Détermination de l'effort tranchant

Calcul de l'effort tranchant

$$V_i = \frac{P_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i-1} - M_{i1}}{l} \quad (\text{B.A.E.L.91}).$$

$$V_{i+1} = -\frac{P_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_{i1}}{l} \quad (\text{B.A.E.L.91}).$$

Remarque: les valeurs de M_w et M_e sont prises en valeurs absolue.

Travée (AB): $l_{AB} = 4,00\text{m}$.

$$M_0 = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 6,16 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée A-B} = \begin{cases} T_1 = \frac{6,16 \times 4,00}{2} + \frac{-7,39 + 1,85}{4,00} = 10,94 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,16 \times 4,00}{2} + \frac{7,39 - 1,85}{4,00} = -10,94 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (BC) : $l_{BC} = 4,00\text{m}$.

$$M_0 = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 6,16 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée B-C} = \begin{cases} T_1 = \frac{6,16 \times 4,00}{2} + \frac{-7,39 + 7,39}{4,00} = 12,32 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,16 \times 4,00}{2} + \frac{7,39 - 7,39}{4,00} = -12,32 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (CD) : $l_{BC} = 4,00\text{m}$.

$$M_0 = 12,32 \text{ KN.m}$$

$$M_w = -7,39 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -1,85 \text{ KN.m}$$

$$P_u = 6,16 \text{ KN/m}$$

$$\text{Travée C-D} = \begin{cases} T_1 = \frac{6,16 \times 4,00}{2} + \frac{-7,39 + 1,85}{4,00} = 10,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_2 = -\frac{6,16 \times 4,00}{2} + \frac{7,39 - 1,85}{4,00} = -10,94 \text{ KN}$$

✓ B. Type 2

Tableau III.10: Récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 2).

Plancher	P _{ser} KN ml	C= $\frac{P_{ser}}{P_u}$	Moment en travée				Moment en travée		
			M _A	M _B	M _C	M _D	M _{AB}	M _{BC}	M _{CD}
Terrasse	4,49	0,729	-1,85	-7,39	-7,39	-1,85	12,94	12,94	12,94
Étage.c	4,90	0,723	-2,05	-8,20	-8,20	-2,05	14,34	14,34	14,34
RDC	4,90	0,723	-2,05	-8,20	-8,20	-2,05	14,34	14,34	14,34
S-SOL	4,90	0,723	-2,05	-8,20	-8,20	-2,05	14,34	14,34	14,34
Travée AB			Travée BC			Travée CD			
V _A	V _B		V _B	V _C		V _C		V _D	
13,70	-10,94		12,32	-12,32		10,94		-10,94	
15,20	-12,12		12,98	-12,98		12,12		-12,12	
15,20	-12,12		12,98	-12,98		12,12		-12,12	
15,20	-12,12		12,98	-12,98		12,12		-12,12	

Tableau III.11: Récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type2).

Plancher	P _{ser}	C=	Moment en travée				Moment en travée		
			M _A	M _B	M _C	M _D	M _{AB}	M _{BC}	M _{CD}

	$\frac{KN}{ml}$	$\frac{P_{ser}}{P_u}$	M_A	M_B	M_C	M_D	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}
Terrasse	4,49	0,729	-1,35	-5,39	-5,39	-1,35	9,43	9,43	9,43
Étage.c	4,90	0,723	-1,47	-5,88	-5,88	-1,47	10,29	10,29	10,29
RDC	4,90	0,723	-1,47	-5,88	-5,88	-1,47	10,29	10,29	10,29
S-SOL	4,90	0,723	-1,47	-5,88	-5,88	-1,47	10,29	10,29	10,29
Travée AB			Travée BC			Travée CD			
V_A	V_B	V_B	V_C	V_C	V_D				
13,99	-11,97	8,98	-8,98	11,97	-11,97				
10,90	-8,70	9,80	-9,80	8,70	-8,70				
10,90	-8,70	9,80	-9,80	8,70	-8,70				
10,90	-8,70	9,80	-9,80	8,70	-8,70				

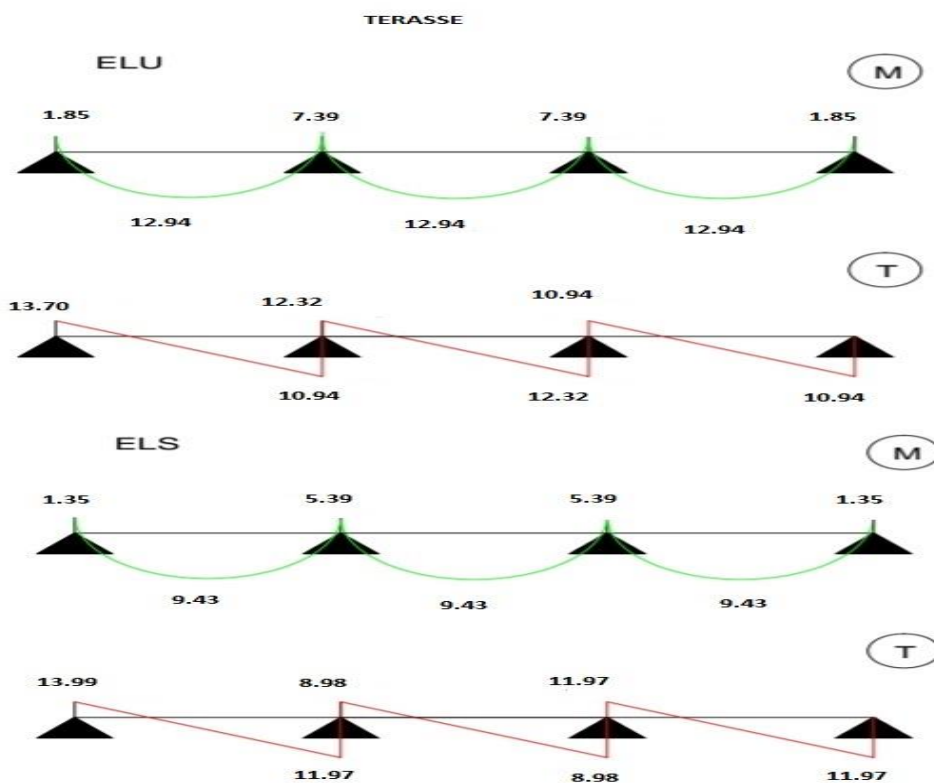


Figure III.11: diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant (terrasse).

De la même façon, faite précédemment, on calcule le ferrailage de la poutrelle type 2 et les résultats seront illustrés dans le tableau suivant:

Tableau III.12: Ferrailage de la poutrelle (type2) en travées et en appuis.

planchers	Positions	M_{tmax}, M_{amax}	A_t, A_a	A_{min}	A_{tmax}, A_{amax}	Choix des barres	Section Adopté Cm^2
		KN.m	Cm^2	Cm^2	Cm^2		
Terrasse (Inaccéssible)	Travée	5,39	1,44	0,36	1,44	3T12	3,39
	Appui de rive+inter	9,43	1,37	0,76	1,37	2T12	2,26
Etage courant	Travée	5,88	1,37	0,36	1,37	3T12	3,39
	Appui+Int	10,29	1,28	0,76	1,28	2T12	2,26
RDC	Travée	5,88	2,13	0,36	2,13	3T12	4,61
	Appui+Int	10,29	1,86	0,76	1,86	2T12	2,26
Sous-Sol	Travée	5,88	1,68	0,36	1,68	3T12	4,61
	Appui+Int	10,29	1,50	0,76	1,50	2T12	2,26

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$$1. Q \leq \max (2 \times G ; 5 \text{KN/m}^2) \Rightarrow 1,5 \leq \max (2 \times 6,49 ; 5 \text{KN/m}^2).$$

$$\Rightarrow 1,5 \leq \max (12,98; 5 \text{KN/m}^2).$$

$$\Rightarrow 1,5 < 12,98. \quad \text{CV}$$

➤ **2. Type1**

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{3,20} = 1,25 \leq 1,25 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la méthode forfaitaire applicable, on passe à la méthode de Caquot.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé les planchers à corps-creux et la Dalle pleine pour la structure (avec voile), Nous présentons dans le 5^{ème} étude sismique.

CHAPITRE IV
ETUDE DES ELEMENTS NON
STRUCTURAUX

IV. ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV.1 Etude de l'acrotère

✓ Introduction

L'acrotère est un élément en console encastré dans le plancher terrasse, il est soumis à son poids propre, et à une charge horizontale dite « la main courante », cette dernière est estimée à 1KN/ml

✓ Schéma de calcul:

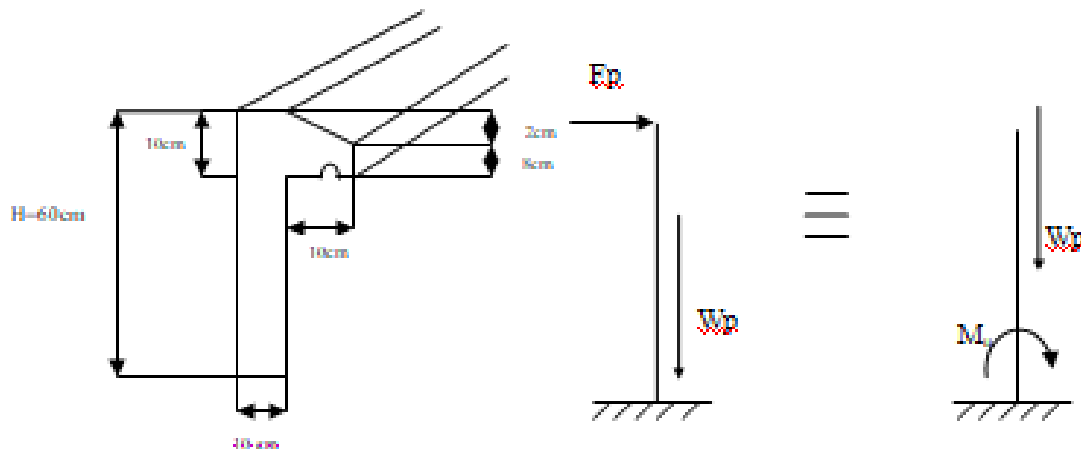


Figure IV.1: Schéma réel « Schéma statique »

IV.1.1 Méthode de calcul:

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal W_p dû à son propre poids et un moment de flexion dû à une force horizontale F_p .
Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire et une épaisseur de 10cm.
Le ferrailage obtenu sera généralisé sur toute la longueur de l'élément.

IV.1.2 L'évaluation des charges:

❖ Poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = G \times \text{surface}_{\text{acrotère}}$$

$$S : \text{surface latérale de l'acrotère} = (0,60 \times 0,10) + (0,10 \times 0,08) + \frac{0,02 \times 0,10}{2} = 0,069m^2$$

$$G_1 = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

❖ Enduit en ciment (e = 2 cm):

$G_2 = 20 \times e \times U$, avec U: périmètre de l'acrotère.

-La détermination de l'angle α

$$\alpha = \frac{2}{8} = 0,25 \longrightarrow \alpha = 14,04^\circ$$

-Le calcul du périmètre

$$\text{Périmètre} = 60 + 10 + 50 + 10 + 10 + 8 + \frac{2}{\sin \alpha} = 1,48m$$

$$G_2 = 20 \times 0,02 \times 1,48 = 0,592KN/ml$$

❖ Calcul de la force horizontale

➤ **Exigences des règles RPA99 v2003:**

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule:

$$F_p = 4. A .C_p. W_p$$

A: coefficient d'accélération de zone

$A = 0,15$ « zone IIa; groupe d'usage B ».

C_p : facteur de force horizontal

$C_p = 0,8$ (élément en console).tableau 6.1

W_p : poids des éléments considéré

$W_p = G_1 + G_2 = 1,725 + 0,592 = 2,317KN/ml$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,317 = 1,11 KN/ml$$

IV.1.3 A l'état limite ultime (E.L.U):

❖ Calcul des sollicitations:

➤ **Effort normal: $N_u = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 2,317 = 3,13 KN$**

➤ **Moment fléchissant: $M_u = 1,5 \times F_p \times H = 1,5 \times 1,11 \times 0,60 = 1KN.m$**

❖ Calcul des excentricités:

▪ Excentricité du 1^{er} ordre e_1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

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

$$e_a = \max \begin{cases} 2 \text{ cm.} \\ H/250 = 60/250 = 0,24 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{1}{3,13} + 0,02 = 0,34 \text{ m.}$$

- Elancement géométrique

l_f : la longueur de flambement $l_f = 2 \times H = 2 \times 0,60 = 1,2 \text{ m.}$

$h = 10 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \frac{l_f}{h} &= \frac{1,2}{0,1} = 12 < \max \left(15; \frac{20e_1}{h} \right) \\ &= 12 < \max \left(15; \frac{20 \times 0,34}{0,1} \right) = 68 \end{aligned}$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

- Excentricité du 2^{ème} ordre e_2

$$e_2 = \frac{3I_f^2}{10^4 \cdot h} [2 + (\alpha \cdot \varphi)]$$

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{Wp}{Wp + Fp} = \frac{2,317}{2,317 + 1,11} = 0,67$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ Généralement égale à: 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1,2)^2}{10^4 \times 0,1} \times (2 + 0,67 \times 2) = 0,014 \text{ m.}$$

- ❖ Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée:

$$N_u = 3,13 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u (e_1 + e_2) = 3,13 (0,34 + 0,014) = 1,11 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = e_1 + e_2 = 0,34 + 0,014 = 0,354 \text{ m.}$$

- ❖ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues:

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,354 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,384 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A \Rightarrow M_{uA} = 3,13 \times 0,384 = 1,2 \text{ KN.m.}$$

➤ **A l'état limite de service (E.L.S):**

- Effort normal: $N_{ser} = W_p = 2,317 \text{ KN.}$

- Moment fléchissant: $M_{ser} = F_p \times H = 1,11 \times 0,6 = 0,67 \text{ KN.m}$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,67}{2,317} = 0,29 \text{ m}$$

❖ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues:

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,29 + \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,32 \text{ m}$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_A \Rightarrow M_{serA} = 2,317 \times 0,32 = 0,74 \text{ KN.m.}$$

IV.1.4 Calcul des armatures:

❖ Moment réduit de référence à l'état limite ultime :

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,8 \frac{0,1}{0,08} \left(1 - 0,4 \frac{0,1}{0,08} \right) = 0,5$$

❖ Moment réduit agissant:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,2 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,013$$

$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{bc} = 0,5 \Rightarrow$ section partiellement tendue

Donc le calcul se fait en flexion simple.

❖ Calcul des aciers en flexion simple:

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1,2}{0,74} = 1,62$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1,62 + 49 \times 25 \times 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,37$$

$$\mu_{bu} = 0,013 < \mu_{lu} = 0,37 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,013 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6\mu_{bu}) = 8 \times (1 - 0,6 \cdot 0,013) = 7,94 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier: } A_{st} = \frac{Mu_A}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,2 \times 10^3}{7,94 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Armatures en flexion composée:

$$A' = 0$$

$$A = A_{st} - \frac{Nu}{f_{ed}} = 0,43 - \frac{1,2 \times 10}{348} = 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Section minimale:

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{périmètre}(m)} \\ \frac{0,2B}{100} \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4 \text{ cm}^2}{1,48} = 2,7 \text{ cm}^2 \\ \frac{0,2 \times (10 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 2,7 \text{ cm}^2$$

On a donc:

$$A \leq A_{\min} \Rightarrow \text{On adopte un ferrailage constructif T8 espacé de 15cm soit } A = 3,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2. \quad \longleftrightarrow \quad \text{On prévoit des barres T8 espacé de 15cm soit}$$

$$A = 3,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

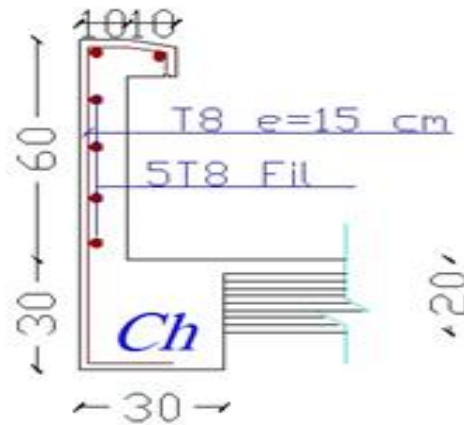


Figure IV.2: Schéma de ferrailage d'acrotère

➤ **Vérification des contraintes: Fissuration préjudiciable**

Il faut que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

Avec $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) = 0,016$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{1,2}{0,74} = 1,62$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,62 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,56.$$

On a donc: $\alpha = 0,016 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,56$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \cdot f_e = 266,66 MPa. \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 200 MPa. \\ 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 200 MPa.$$

$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1).$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,74 \times 10^{-3}}{\frac{100 \times 10^3}{12} \times 10^{-8}} = 8,88 MN.m^3$$

$$Y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15.A}{b} = \frac{15 \times 3,14}{100} = 0,471$$

$$F = \frac{30.A.d}{b} = \frac{30 \times 3,14 \times 8}{100} = 7,54$$

$$Y_1 = -0,471 + \sqrt{0,471^2 + 7,54} = 2,315 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 8,88 \times (0,08 - 0,0231) = 7,818 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 7,818 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$V_{\max} = F_p = 1,11 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{1,11 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,0014 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa.} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa.} \\ 5 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a donc: } \tau_u = 0,0014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Tableau IV.1: Ferrailage de l'acrotère.

$h_a (m)$	A calculée	A_{\min}	Choix des barres	A répartition	Choix des barres
	(cm^2)	(cm^2)		(cm^2)	
0,60	3,52	2,7	T8	3,52	T8 Esp=15 cm
			Esp=15cm		

IV.2 Balcons (dalle pleine)

✓ Introduction

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres rectangulaire de (15cm) d'épaisseur.

Elles seront étudiées comme des consoles encastrées soumises à leurs poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur ou de l'acrotère pour le plancher terrasse "P".

Ce bâtiment comporte type de console comme représenté sur les figures suivantes :

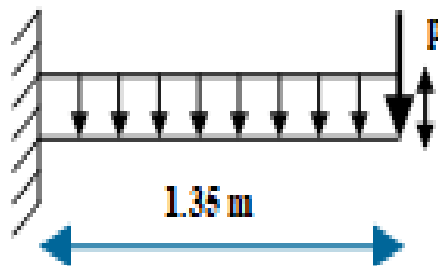


Figure IV.3: Schéma statique de balcon

IV.2.1 Choix de l'épaisseur des dalles:

-D'après le BAEL 91: $e \geq \frac{L_x}{20}$

Donc : $e \geq \frac{L_x (\text{max})}{20} = \frac{1,35}{20} = 0,0675\text{m} = 6,75\text{cm} \rightarrow$ en prend: $e = 15 \text{ cm.}$

Remarque:

On prend comme exemple de calcul un seul type de balcon, le ferrailage des autres balcons sera illustré dans un tableau récapitulatif.

✓ Descente de charges:

Charge permanente $G = 6,77\text{KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

✓ Exemple de calcul -Type 1:

❖ Calcul de la charge concentré P :

- Poids propre du mur (10cm) $G_{\text{mur}} = 0,9 \text{ KN/m}^2$

- Hauteur du mur $h = 1,2 \text{ m}$

Donc : la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m):

$$P = (1,2 \times 0,9) \times 1 = 1,08 \text{ KN}.$$

❖ Les sollicitations:

- E.L.U: $q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 6,77) + (1,5 \times 2,5)].1 = 12,89 \text{ KN/ml}.$
- E.L.S: $q_{ser} = G + Q = (6,77 + 2,5).1 = 9,27 \text{ KN/ml}.$

❖ Calcul des moments:

- E.L.U:

$$M_u = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1,35 \cdot P \cdot l = \left(12,89 \times \frac{(1,35)^2}{2} \right) + (1,35 \times 1,08) \Rightarrow M_u = 13,20 \text{ KN.m}.$$

- E L S:

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot \frac{l^2}{2} + P \cdot l = \left(9,27 \times \frac{(1,35)^2}{2} \right) + (1,08 \times 1,35) \Rightarrow M_{ser} = 8,56 \text{ KN.m}.$$

❖ Le ferrailage: (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{13,20}{8,56} = 1,54$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1,39 + 49 \cdot 25 \cdot 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,295$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,15) = 0,13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,055$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < \mu_{lu} = 0,295 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,055 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0,6 \times 0,055) = 12,57 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

$$\text{Section d'acier: } A = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13,20 \times 10^3}{12,57 \times 348} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,56 \text{ cm}^2$$

On adoptera: $A = 3,02 \text{ cm}^2$

Choix des barres: T10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$) $St = 15 \text{ cm}$

❖ Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit: T 10 e = 15 cm (A=3,14 cm}^2/\text{ml)}$$

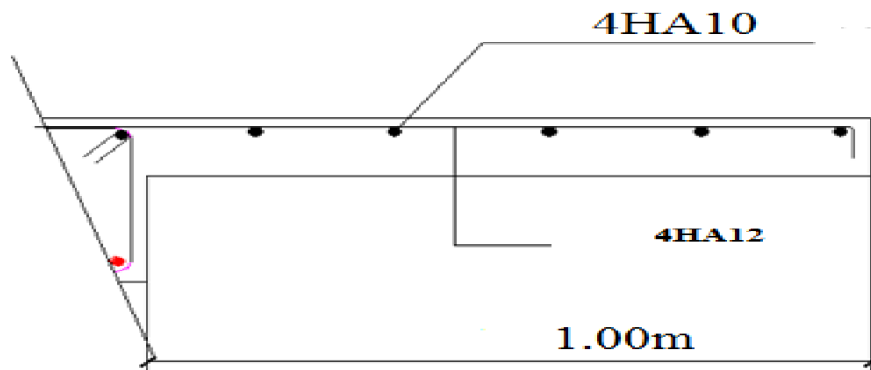


Figure IV.4: Schéma de ferrailage du balcon

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$V_{u\max} = qu \cdot L + 1,35 \times P = 12,89 \times 1,35 + 1,35 \times 1,08 \Rightarrow V_{u\max} = 18,86 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18,86 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,145 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u\lim} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a donc: $\tau_u = 0,145 \text{ MPa} < \tau_{u\lim} = 1,17 \text{ MPa} \longrightarrow CV$,

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes à l'E LS:**

Il faut vérifier: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,072$$

$$\gamma = 1,39$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

On a donc: $\alpha = 0,072 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445 \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \longrightarrow CV.$

❖ Calcul du contre poids:

Le calcul du contre poids se fait comme suit:

$$G_{Balcon} = G_C \times Pds$$

G_{Balcon} : Poids propre du balcon.

$G_C.Pds$: Poids propre du contre poids.

$$G_{Balcon} = G_C.Pds \Rightarrow 25 \times (0,15 \times 1,35) = 25 \times (0,20 \times l)$$

$$l = 0,97m \Rightarrow l = 1m$$

Les résultats des autres types des parties en saillie pour les différents niveaux sont classés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2: Sollicitations et contre poids des parties en saillie.

BALCON		L (m)	P(KN)	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	V (KN)	Longueur du contre poids (m)
Type1	Etage courant	1,35	12,89	13,20	8,56	18,86	1,2
	G = 6,77						
	Q = 2,5		1,08	14,14	10,27	16,78	
	Terrasse		1,75	15,98	11,71	18,26	
	G = 6,49						
	Q = 1						

Tableau IV.3: Ferrailage des parties en saillie.

BALCON		Armatures principales			Armatures de répartitions				
		A (cm ²)	Barres choisies	Esp (cm)	Section (cm ²)	A _r (cm ²)	Barres choisies	esp (cm)	Section (cm ²)
Type1	Etage	6,46	7T12	15	7,92	1,98	7T10	15	5,50
	courant	3,24	7T12	15	7,92	1,98	7T10	15	5,50
	Terrasse	3,68	7T12	15	7,92	1,98	7T10	15	5,50

IV.3 Les escaliers

IV.3.1 Définition et terminologies:

Un escalier est constitué d'une succession de marches, il sert à relier deux niveaux différents de construction. On appelle « emmarchement » la longueur de ses marches ; et le « giron » sa largeur.

Dans ce qui suit sont rassemblées les principales définitions permettant de comprendre convenablement les développements ultérieurs.

Escalier : élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre, il se compose d'un certain nombre de marches.

On appelle:

- Emmarchement : la longueur utile de marche;
- Giron : la largeur de la Marche prise sur la ligne de volée;
- Hauteur <H> : La hauteur d'une marche (de nez à nez);
- Mur d'échiffre: le mur qui limite les escaliers, il peut servir d'appui à la paillasse.
- Paillasse: le plafond qui monte sous les marches;
- La Cage: le volume circonscrit à l'escalier;
- Jour: espace laissé au milieu de projection horizontal de l'escalier, peut être nul;
- Collet: le bord limitant l'escalier du côté jour (largeur de la marche);
- Ligne de foulée: courbe décrite par une personne gravissant l'escalier (tracée à 0,5m du Jour);

- Echappé: hauteur libre verticale au-dessus de l'arrête au nez d'une marche (2m au minimum);
 - Volée: une suite ininterrompue de marche d'un palier a une autre. (min =3marches);
 - Palier: la partie horizontale entre deux volées.
- ✓ Type des escaliers en béton:
- Escaliers droits;
 - Escaliers balancés;
 - Escalier circulaires;
 - Echelle de meunier.

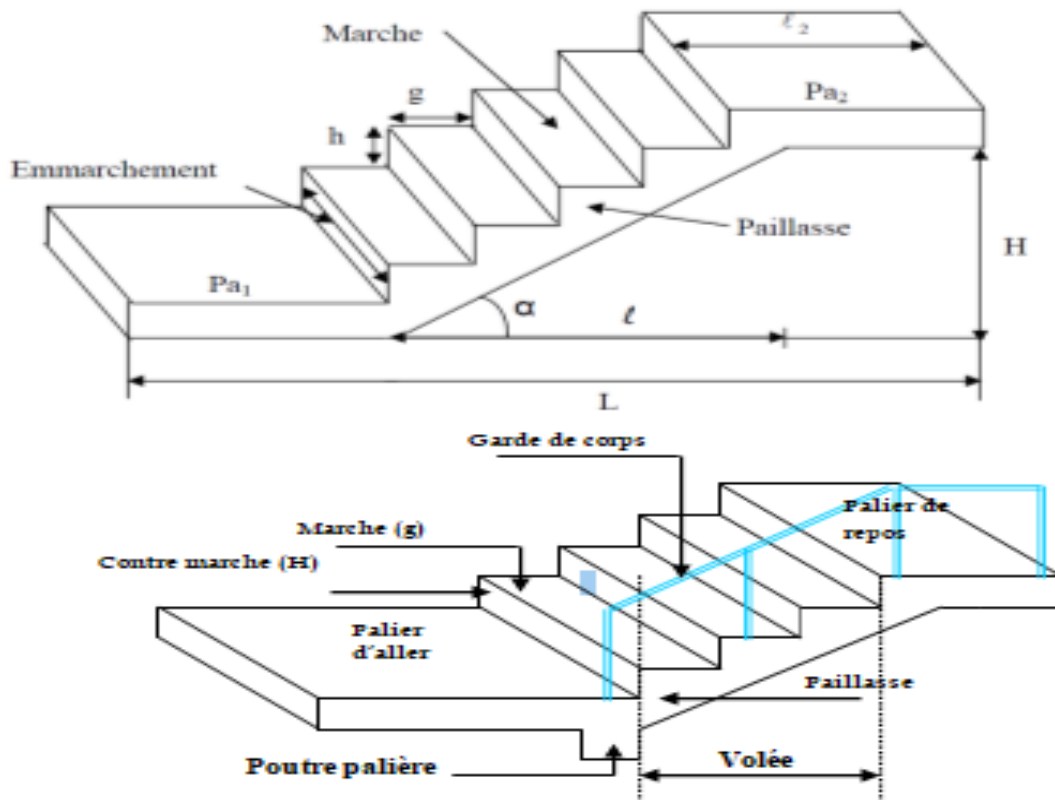


Figure IV.5: Terminologie des escaliers

IV.3.2 Conception

Dans notre cas les escaliers sont à marches droites et surtout pour leurs facilités d'exécution, ils seront constitués de deux volées parallèles liées par un palier intermédiaire.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé sur place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

- ✓ Les types d'escaliers

Dans notre construction, on deux types d'escaliers:

- ❖ Type 01:

-RDC vers 1ⁱ èr étage.

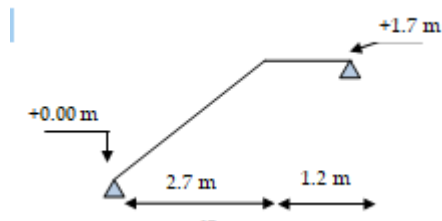


Figure IV.6: RDC vers 1ⁱ èr étage

- ❖ Type 02:

-Etage courant.

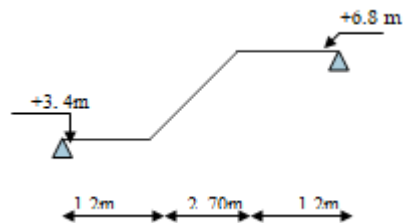


Figure IV.7: Etage courant.

IV.3.3 Calcul d'escalier:

Nous prenons l'escalier type (2) comme exemples de calcul:

- ✓ Escalier type 2:

➤ **Predimensionnement:**

Les dimensions des marches et contre marches seront déterminées par la formule de BLONDEL: $0,60m \leq 2h + g \leq 0,66m$ ou h est hauteur de contre marche, elle varie entre 16 et 18cm, on prend $h = 17cm$.

- La hauteur d'étage $h_e = 3,4m$

- Le nombre de contres marche $n = \frac{h_e}{2 \times h} = \frac{240}{17} = 10$, alors on opte pour une volée de 10 contre marche
- Le giron $g = \frac{L_H}{n-1}$; avec L_H la largeur de la projection horizontale de la volée.

$$\Rightarrow g = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm.}$$

On a donc: $0,60 \leq (2 \times 0,17) + 0,30 = 0,64 \leq 0,66 \text{ m.} \rightarrow \text{C.V}$

➤ L'angle d'inclinaison: $\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,68^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$.

$$l = \frac{240}{\cos \alpha} = 310,34 \text{ cm}$$

➤ **L'épaisseur de la paillasse:** $\frac{l}{30} < e_{ps} < \frac{l}{20} \rightarrow 10,34 < e < 15,52$

Soit: $e_{pail} = 15 \text{ cm}$

➤ L'épaisseur du palier: $e_p = 15 \text{ cm.}$

➤ L'emmarchement = $1,20 \text{ cm.}$

✓ Descente des charges:

❖ La volée:

Charge permanente G_v

Poids spécifique réel

1- Marche

$$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$$

KN/m²

2- Paillasse, $e_p = 15 \text{ cm}$

$$25 \times \frac{0,15}{\cos(\alpha)} = 4,31 \text{ KN/m}^2$$

3- Carrelage + Mortier (horizontal), $e_p = 2 \text{ cm}$

$$(20 \times 0,02) + (20 \times 0,02) = 0,8 \text{ KN/m}^2$$

4- Carrelage + Mortier de pose (vertical), $e = 2 \text{ cm} [(20 \times 0,02) + (20 \times 0,02)] \times \frac{17}{30} = 0,45 \text{ KN/m}^2$

5- Enduit en ciment, $e_p = 1,5 \text{ cm}$

$$18 \times \frac{0,015}{\cos(\alpha)} = 0,31 \text{ KN/m}^2$$

Charge permanente G_v

$$G_v = 7,99 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q_v

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ Palier :

Charge permanente G_p

Poids spécifique réel

1- Carrelage, ep=2cm

$$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

2- Mortier de pose, ep=2cm

$$20 \times 0,02 = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

3- Palier, ep=15cm

$$25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$$

4- Enduit en ciment, ep=1.5cm

$$18 \times 0,015 = 0,27 \text{ KN/m}^2$$

Charge permanente G_p

$$G_p = 4,82 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation Q_p

$$Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

✓ Combinaison d'action:

➤ **Palier:**

▪ E.L.U: $q_{pu} = (1,35 \times 4,82 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 10,257 \text{ KN/ml}$.

▪ E.L.S: $q_{pser} = (4,82 + 2,5) \times 1 = 7,32 \text{ KN/ml}$.

➤ **La volée:**

▪ E.L.U: $q_{vu} = (1,35 \times 7,99 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 14,54 \text{ KN/ml}$.

▪ E.L.S: $q_{vser} = (7,99 + 2,5) \times 1 = 10,49 \text{ KN/ml}$.

$$\frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{vu}} = \frac{14,54 - 10,257}{14,54} = 0,29 > 10\% = 0,10 \longrightarrow \text{ok}$$

Donc le chargement est composé de la charge appliquée sur la volée et celle sur le palier.

✓ Calcul des sollicitations:

➤ **E.L.U:**

❖ Détermination des réactions:

$$q_p = 10,257 \text{ KN/ml} \quad q_v = 14,54 \text{ KN/ml} \quad q_p = 10,257 \text{ KN/ml}$$

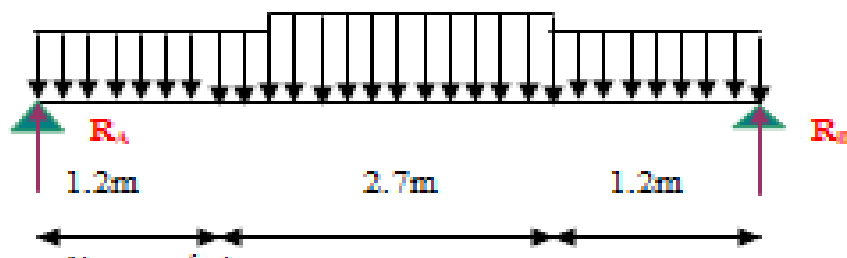


Figure IV.8: Schéma statique d'évaluation des sollicitations d'escalier (volée 1 et 3)

Because la forme des escaliers symétriques:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A = R_B = (q_2 \times 1,2) + (q_1 \times 2,7) \div 2$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 31,94 \text{KN}$$

✓ Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants:

$$0 \leq x \leq 1,2$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 31,94 \times x - 10,257 \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN. m} \\ M(1,2) = 30,94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$V(x) = R_A - q_p \cdot x$$

$$V(x) = 31,94 - 10,257 \times x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V(0) = 31,94 \text{ KN} \\ V(1,2) = 19,63 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$1,2 \leq x \leq 3,9$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - q_v \times \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M(x) = 31,94 \times x - 10,257 \times 1,2 \times \left(x - \frac{1,2}{2}\right) - 14,54 \times \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M(1,2) = 30,94 \text{KN.m} \\ M(3,9) = 30,94 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$V(x) = R_A - q_p \times 1,2 - q_v \times (x-1,2)$$

$$V(x) = 31,94 - 10,257 \times 1,2 - 14,54 \times (x-1,2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V(1,2) = 19,63 \text{ KN} \\ V(3,9) = -20,02 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$1,2 \leq x \leq 3,9$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow V(x) = 0 \Rightarrow V(x) = R_A - q_p \times 1,2 - q_v \times (x-1,2) = 0 \Rightarrow = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,55 \text{ m}$$

$$D'où M_{\max} = M(2,55) = 31,94 \times 2,55 - 10,257 \times 1,2 \times \left(2,55 - \frac{1,2}{2}\right) - 14,54 \times \frac{(2,55-1,2)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{\max} = 44,20 \text{KN.m}$$

On doit considérer un encastrement partiel au niveau des appuis

- Moment en travée: $M_t = 0,8 M_{max} = 0,8 \times 44,2 = 35,36 \text{KN.m}$
- Moment en appui: $M_a = 0,3 M_{max} = 0,3 \times 44,2 = 13,26 \text{KN.m}$

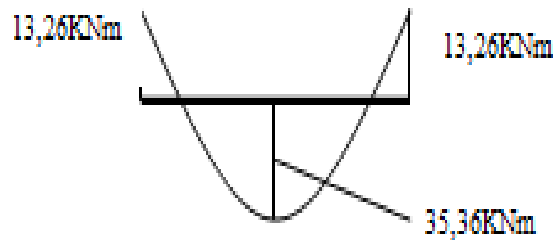


Figure IV.9: Diagramme du moment

IV.3.4 Le ferrailage:

En travée: $M_t = 35,36 \text{KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, section rectangulaire (15×100) cm^2 en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14,54}{10,49} = 1,39$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = \left[3440 \times 1 \times 1,39 + 49 \times 25 \times 1 - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,296$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (15) = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{35,36 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,147$$

$$\mu_{bu} = 0,147 < \mu_{lu} = 0,2922 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,147 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0,6 \times 0,147) = 11,85 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier: } A_t = \frac{M_t}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{35,36 \times 10^3}{11,85 \times 348} = 8,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 8,57 \text{ cm}^2$

Choix des barres: 7T14 ($A = 10,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

St = 15 cm

❖ Les armatures de répartitions A_r

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10,78}{4} = 2,69 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit: T 10 e = 15cm}(A_r = 5,50 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

En appuis: $M_a = 13,26 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, section rectangulaire (15×100) cm^2 en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{10,257}{7,32} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,4 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,299$$

$$d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (15) = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,26 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,055$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < \mu_{lu} = 0,299 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,053 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0,6 \cdot 0,055) = 12,57 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier: } A_a = \frac{M_a}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{13,26 \times 10^3}{12,57 \times 348} = 3,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 100 \times 13 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 3,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des barres: T10 e = 15cm ($A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

❖ Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}. \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit: T10 e = 15cm (A = 3,14 cm}^2/\text{ml)}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:**

$$V_{\max} = R_B = Ra = 31,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{31,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,06 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,06 \times 25}{1,5} = 1 \text{ MPa} \\ 1,5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa.}$$

On a donc : $\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1 \text{ MPa} \longrightarrow$ C.V donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes:**

Il faut vérifier: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

En travée :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,147}) = 0,199$$

$$\gamma = 1,39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445.$$

On a donc : $\alpha = 0,199 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,445$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$

En appui:

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) = 0,071$

$\gamma = 1,4$

$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$

On a donc: $\alpha = 0,071 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow CV$

Pour le ferrailage des escaliers type 1, nous adoptons la même démarche de calcul effectuée précédemment, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

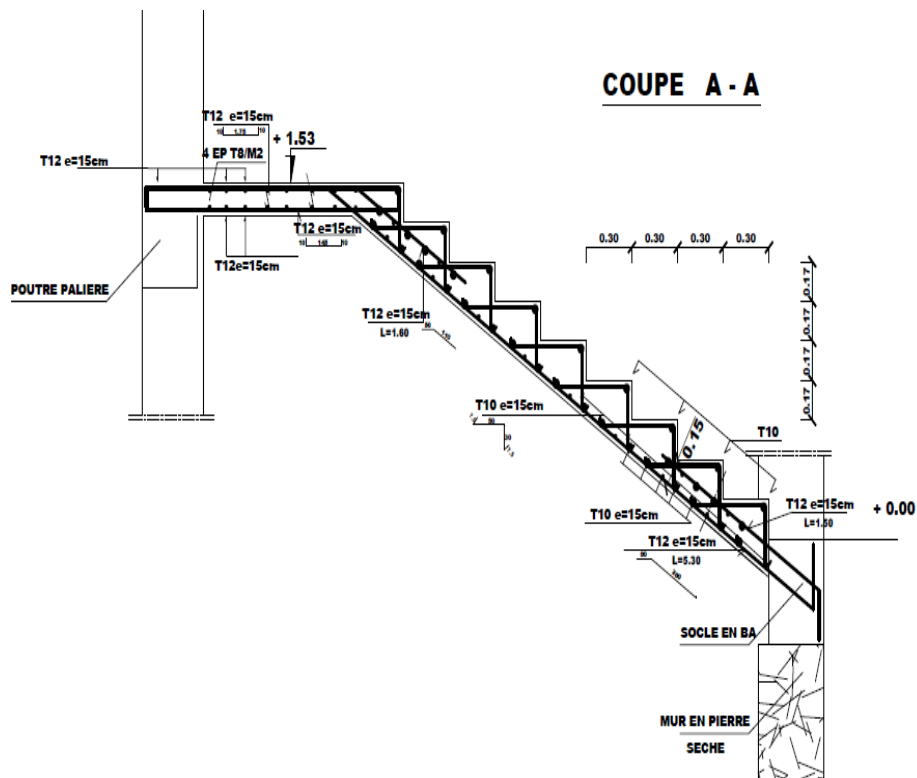


Figure IV.10: Le ferrailage des escaliers type 1

Tableau IV.4: Ferrailage des escaliers.

		Type1	Type2
R_A (KN)	ELU	7,97	31,94
R_B (KN)	ELU	23,97	31,94
M_{max} (KN.m)	ELU	42,68	44,20
$M_{t max}$ (KN.m)	ELU	34,14	35,36
$M_{a max}$ (KN.m)	ELU	12,8	13,26
T_{max} (KN)	ELU	35,23	31,94
Sections calculées en travée		8,19	8,57
Choix des barres		7T 14/ml	7T 14/ml
Sections adoptées		10,78	10,78
Les armatures de répartition		7T10/ml	7T10/ml
Sections calculées sur appui		2,90	3,03
Choix des barres		3T12/ml	3T12/ml
Sections adoptées		3,39	3,14
Les armatures de répartition		3T10	3T10

CHAPITRE V:

Etude sismique

V. Etude sismique

V.1 Introduction

L'allure générale du mouvement provoqué par séisme dépend du caractère de l'excitation sur les structures. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 Stratégies adoptée

Dans cette étude une modélisation d'une structure à multiple étage R+10 en béton armé située dans une zone à forte sismicité (zone III) est établie dans deux sens orthogonaux (sans voile et avec voile). Le contreventement doit être obligatoirement assuré par des portiques et des voiles, la disposition des voiles se fera de façon à rapprocher au maximum le centre de torsion du centre de gravité ainsi minimisé les déplacements.

V.4 Présentation du logiciel de calcul

L'étude de ce projet est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel Robot Structural. Le logiciel Robot Structural est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Nous avons utilisé ce logiciel pour tout calcul de notre structure (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage...). Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis ; possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur. Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inerties de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure, une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier la structure ». Il permet d'obtenir des résultats sous forme de tableaux et graphique bien détaillés comme le maximum

des efforts internes (moment fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normal N , contraintes normale σ).

V.5 Modélisation

✓ Etapes de modélisation:

Pour la modélisation on a suis les étapes suivantes:

- Construction du modèle ou création graphique en utilisant l'interface du Robot (voir Figure V.1, axes, les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments des barres et par des panneaux pour les planchers, escalier et les voiles).

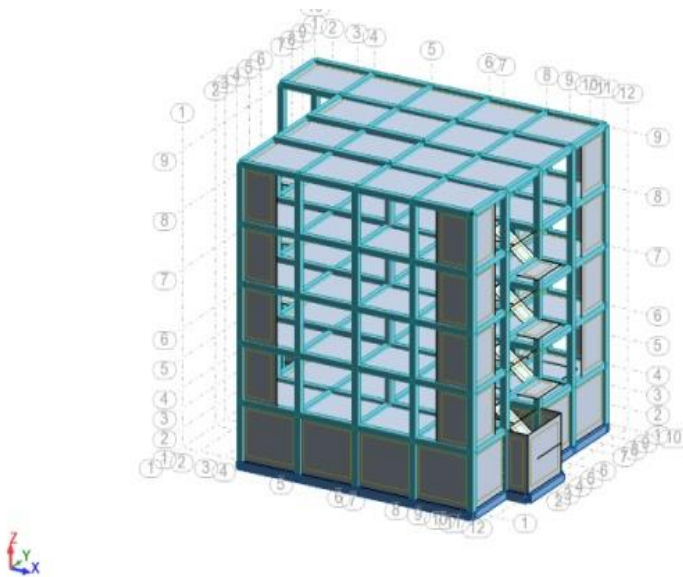


Figure V.1: Modèle de construction 3D

- Définition des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton, acier.
- Définition des conditions aux limites.
- Détermination des charges: pour notre cas on a trois types:
 - **La charge permanente G: consiste par le poids total de la structure, la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires.**
 - **La charge d'exploitation Q: distribuée par les planchers aux poutres.**
 - **Les forces sismiques E: représentées par les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).**
 - **Détermination des combinaisons normales et accidentelle:**
 - $1.35G + 1.5Q;$

- $G + Q$;
- $G + Q \pm EX$;
- $G + Q \pm EY$;
- $G + Q \pm 1.2 EX$;
- $G + Q \pm 1.2 EY$;
- $0.8G \pm EX$;
- $0.8G \pm EY$.
- **Etablissement de maillage;**
- **Lancement de l'analyse;**
- **Interprétation des résultats.**

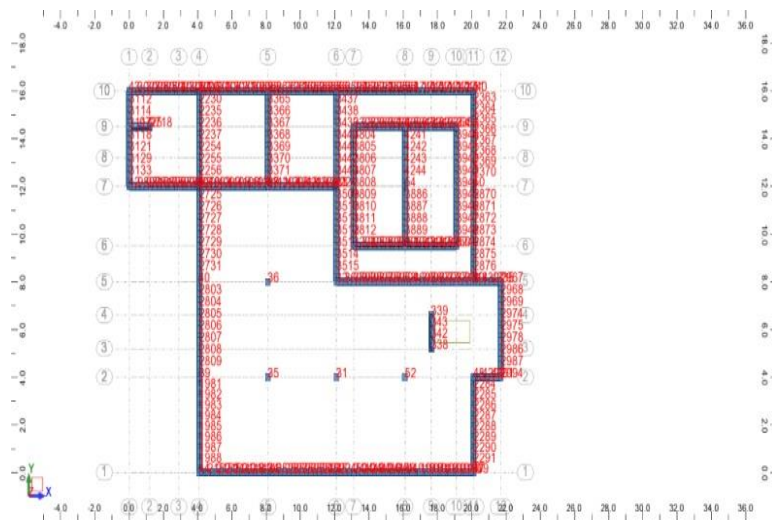


Figure V.2: Vue sur fondation (avec voile)

V.6 Choix de la méthode de calcul : (RPA99/Version 2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- La méthode statique équivalente;
- La méthode d'analyse modale spectrale;
- La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

- ✓ Méthode statique équivalente:

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considéré équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

✓ Méthode dynamique modale spectrale:

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

✓ Méthode dynamique par accélérogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.7 Choix de la méthode:

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

✓ Remarque:

Pour des raisons de contrôle et de vérification de l'ordre de grandeur de la force sismique, un calcul par la méthode statique équivalente sera effectué.

Dans le cadre de notre étude et vue la spécification de l'ouvrage, la détermination des efforts se fera par le logiciel « ROBBOT ».

V.8 Application de la méthode d'analyse modale spectrale

✓ Hypothèse de calcul:

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers (approche par concentration de masse);

- Les planchers sont infiniment rigide comparativement aux éléments porteurs (Les poteaux et voiles).

V.9 Etude sismique

Nous avons utilisé RPA99/Version 2003 pour déterminer les paramètres sismiques de la structure et la région pour les deux types de structure (avec voile).

V.9.1 Calcul de la force sismique totale:

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

- **A: coefficient d'accélération** donne par le tableau des règles RPA99/Version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Tableau V.1: coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

A= 0.15

- Zone sismique : IIa (sismicité moyenne);
- Groupe d'usage: B: ouvrage courants ou d'importance moyenne (hauteur total = 13.6 m < 48 m).

- **R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure** donnée par (RPA99V2003).

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé ⇒ R = 3.5;

- **D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation;**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec}_{91} \end{cases}$$

➤ **η: Facteur de correction d’amortissement donnée par la formule;**

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Tableau V.2: le pourcentage d’amortissement ξ.

	Valeurs de ξ (%)		
	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense ⇒ ξ= 7 %.

Donc: η = 0,881 > 0.7 CV (dans le sens 1 et 2).

Avec T2: période caractéristique associée a la catégorie du (Site meubleS3):

Tableau V.3: Valeur de T₁ et T₂.

Valeurs de T ₁ et T ₂				
Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,30	0,4	0,50	0,70

➤ **Estimation de la période fondamentale**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par (RPA99 version 2003).

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad ; \quad 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

Avec:

h_N: Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau N.

C_T: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

C_T = 0,05 Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.

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

➤ **Pour le sens transversal: Suivant x-x**

Tableau V.4: Calcul de facteur d'amplification dynamique Suivant x-x.

	Structure avec voile
h_N (m)	13.6
L (m)	28
C_T	0.05
$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	0.35
$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ (s)	0.23
T min (s)	0.23
T_2 (s)	0.5
$D = 2.5\eta$ ($T < T_2$)	2.20

➤ **Pour le sens longitudinal: Suivant y-y**

Tableau V.5: Calcul de facteur d'amplification dynamique suivant y-y.

	Structure avec voile
h_N (m)	13.6
L (m)	19
C_T	0.05
$T = C_T h_N^{3/4}$ (s)	0.35
$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$ (s)	0.28
T min (s)	0.28
T_2 (s)	0.5
$D = 2.5\eta$ ($T < T_2$)	2.2

➤ **Q: Facteur de qualité (RPA 99/ version 2003)**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent;
- la régularité en plan et en élévation;
- la qualité du contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

La valeur de Q est déterminée par la formule:

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

Tableau V.6: Valeurs des pénalités P_q .

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau V.7: Choix valeurs des pénalités P_q .

Critère	P_q	
	Sens-X	Sens-Y
1. Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,0	0,0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,0	0,0
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_1^6 P_q$	0,20	0,25

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,20 = 1,20 \\ Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,25 = 1,25 \end{array} \right.$$

➤ **W: poids total de la structure**

Le poids total de la structure est donné par la formule suivant:

$$W_t = W_G + \beta W_Q$$

WG: Poids due aux charges permanentes.

WQ: Poids due aux charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA v2003): $\beta = 1$.

Donc pour chaque niveau « i » on aura: $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$: A partir du logiciel ROBOT

Donc:

➤ **Sens x:**

$$\begin{cases} T = 0,05 \times (13,6)^{3/4} = 0,354s \\ T = 0,09 \times 13,6 / \sqrt{28} = 0,213s \end{cases}$$

$$T = \min(0,354 ; 0,213) = 0,213 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_x = 2,5\eta = 2,5 \times 0,881 = 2,202$$

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,202 \times 1,20}{3,5} \times 15493,618$$

$$V_x = 2924,31 \text{ KN}$$

➤ **Sens-y:**

$$\begin{cases} T = 0,05 \times (13,6)^{3/4} = 0,354s \\ T = 0,09 \times 13,6 / \sqrt{19} = 0,281s \end{cases}$$

$$T = \min(0,354 ; 0,281) = 0,281 \text{ s} \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_y = 2,5\eta = 2,5 \times 0,881 = 2,202$$

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 2,202 \times 1,25}{3,5} \times 15493,618$$

$$V_y = 3046,16 \text{ KN}$$

V.10 La résultante des forces sismiques de calcul:

D'après (l'article 4. 3.6 RPA 99 V2003):

La résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 \frac{V}{V_t}$.

$$\underline{\text{Sens x:}} \begin{cases} V_{tx} = 2671,25KN \\ V_x = 2924,31KN \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{tx}}{V_x} = \frac{2671,25}{2924,31} = 0,91$$

$$\underline{\text{Sens-y:}} \begin{cases} V_{ty} = 2772,83KN \\ V_y = 3046,16KN \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{ty}}{V_y} = \frac{2772,83}{3046,16} = 0,91$$

Donc La condition $V_t > 0,8V$ n'est pas vérifiée donc on pondère toutes les réponses d'ordre dynamique avec les coefficients α_x et α_y :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_x = \frac{(0,8 \times 2924,31)}{2671,25} = 0,88 \\ \alpha_y = \frac{(0,8 \times 3046,16)}{2772,83} = 0,88 \end{cases}$$

Tableau V.8: Vérification de l'effort tranchant sens longitudinal et transversal.

9Structure	avec voile	
Sens	Xx	Yy
Wt (KN)	15493,62	15493,62
Vx (KN)	2924.31	2671.25
Vy (KN)	3046.16	2772.83

D'après Tableau V.8, l'effort tranchant à la base est largement vérifié dans les deux structures sans voile et voile.

V.11 Analyse Modale:

Le but de l'analyse modale est de déterminer les modes propres de la structure, ceux-ci représentent le comportement de la structure sous une excitation donnée. Cependant il existe autant de modes propres que degrés de libertés dans une structure, il apparait donc évident de limiter la recherche de ses modes propres car il existe une infinité de degrés de libertés, donc de mode propres. A chaque mode propre correspond une fréquence qui donne la sollicitation sismique grâce au spectre de réponses. Donne les critères pour définir le nombre de modes à retenir pour l'analyse modale.

La sélection des modes propres s'effectue avec le critère des masses modales effectives c'est-à-dire la masse qui est excitée pour le mode i . L'organigramme ci-dessous représente la méthode à effectuer dans chaque direction. Il s'agit d'un processus itératif où :

- n est le nombre de modes calculés;
- f_n est la fréquence du dernier mode propre calculé:
33Hz est la valeur de la fréquence de coupure pour un ouvrage à risque normal.
- $\sum M_i$ est la somme des masses modales et M est la masse totale vibrante.
- ✓ Résultats de l'analyse modale:

Les tableaux suivants donnent les résultats de l'analyse modale effectuée sur le logiciel Robot pour la structure avec voile et sans voile

Le mode fondamental -mode 1 est un mode horizontal ou de translation. Il met en jeu majoritairement des déplacements selon la direction X (Figure V.4). Le mode 2 est aussi un mode horizontal mais, cette fois-ci, selon la direction Y (Figure V.5).

Tableau V.9: Résultats de l'analyse modale (structure avec voile).

	(structure avec voile)				
Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,36	69,27	0,22	69,27	0,22
2	0,34	69,50	71,50	0,23	71,27
3	0,22	69,50	71,54	0,01	0,04
4	0,10	82,77	71,60	13,27	0,06
5	0,10	84,25	72,12	1,48	0,52
6	0,10	84,42	89,04	0,17	16,93

7	0,09	84,44	89,06	0,02	0,02
8	0,09	84,44	89,07	0,00	0,00
9	0,09	84,45	89,07	0,01	0,00
10	0,08	84,45	89,16	0,00	0,10
11	0,08	84,45	89,17	0,00	0,01
12	0,08	84,45	89,17	0,00	0,00
13	0,07	84,45	89,20	0,00	0,03
14	0,07	84,45	89,20	0,00	0,00
15	0,07	84,46	89,20	0,00	0,00
16	0,07	84,46	89,21	0,00	0,00
17	0,07	84,46	89,21	0,00	0,00
18	0,07	84,46	89,21	0,00	0,00
19	0,07	84,46	89,21	0,00	0,00
20	0,07	84,57	89,21	0,11	0,00

Le tableau V.9, représentent les périodes, masses modales et masses cumulées à chaque mode, on remarque que mode 1 et 2 donne la bonne lecture dont il faut avoir une translation plus de 50% à chaque direction et à chaque mode si non on a une torsion, en plus la somme des masses modales doivent être supérieur à 90% , il est remarquable que la structure avec voile est plus stable vue que les conditions sus citées sont remplies.

✓ Périodes propres et modes propres de vibration des bâtiments:

Les propriétés modales de structure (avec voile) étudiés, périodes propres, modes propres, et le pourcentage de masse modale participante, sont donnés les tableaux

Tableau V.10: Les propriétés modales de structure.

modes propres de vibration	périodes propres de vibration T(s)	pourcentage de masse modale participante α	
		Suivant xx	Suivant yy
Mode 1	0,36	0,00	29,26
Mode 2	0,34	71,50	0,22
	$\Sigma\alpha$	71,50%	29,48%

➤ **Mode 1:**

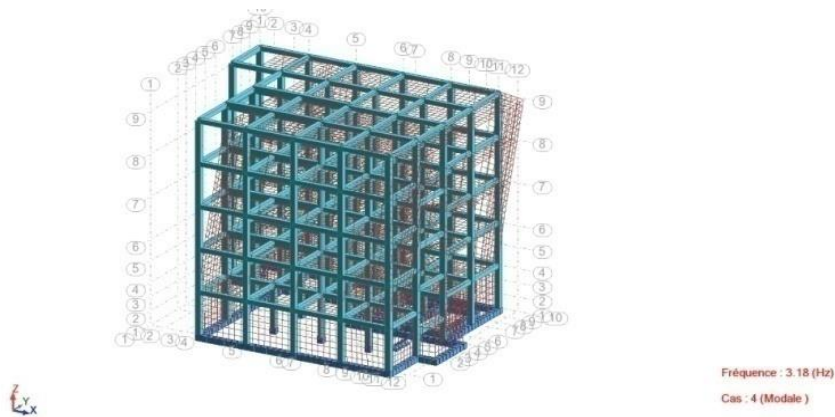


Figure V.3: Représentations de la structure en mode 1

➤ **Mode 2:**

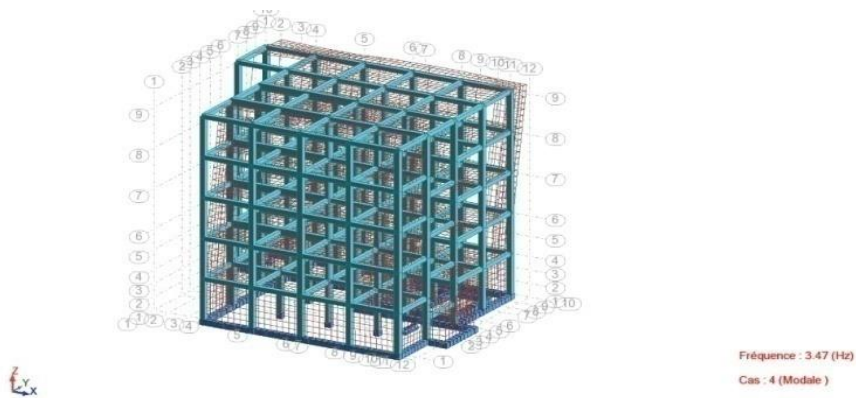


Figure V.4: Représentations de la structure en mode 2

Les figures (V.2 ; V.3 ; V.4) présentent l'ensemble des résultats de l'analyse modale. D'après la vérification de la période fondamentale, il est inférieure à $1.30 T_{\text{empirique}}$ dans la structure contreventée par les voiles donc la structure est considérée comme rigide. Le mode fondamental excite près de 29.26% des masses selon une direction et 90% des masses dans le mode 1 et 71.27% dans le mode 2.

✓ Distribution des efforts tranchant selon les niveaux d'étage

Tableau V.11: Distribution des efforts tranchant sens longitudinale (structure avec voile)
sens xx.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	2748,70	1052,19	19073,49	166,93	1061,60	13,60
Somme réactions	2671,19	93,48	44,21	916,81	24870,71	22354,61
Somme efforts	2671,25	93,51	44,24	915,78	24874,33	22356,96
Vérification	5342,44	186,99	88,46	1832,59	49745,04	44711,57

Tableau V.12: Distribution des efforts tranchant sens longitudinale (structure avec voile)
sens vv.

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Somme totale	1137,81	2813,35	20536,39	1261,25	154,69	12,82
Somme réactions	93,56	2772,83	27,15	25041,45	865,45	31073,80
Somme efforts	93,51	2772,83	27,27	25045,41	864,88	31077,49
Vérification	187,07	5545,66	54,42	50086,86	1730,33	62151,29

✓ Caractéristiques géométriques et massique de la structure:

➤ **Centre de masse:**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme). La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de

chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par:

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec:

M_i: la masse de l'élément i,

X_i, Y_i: coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

➤ **Centre de rigidité (torsion):**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

(X_{CT}, Y_{CT}): Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

ex: excentricité théorique suivant x.

ey: excentricité théorique suivant y.

Tableau V.13: Centre des masses et Centre de torsion de chaque étage (structure avec voile).

Etage	Centre de masse		Centre de rigidité (torsion)	
	X _{cm} (m)	Y _{cm} (m)	X _{ct} (m)	Y _{ct} (m)
s sol	15,81	14,67	14,08	14,95
RDC	15,81	14,67	14,08	14,95
1	15,81	14,67	14,08	14,95
2	15,81	14,67	14,08	14,95
3	15,81	14,67	14,08	14,95

✓ Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle:

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

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plan, RPA99/Version2003 (art 4.3.7) préconise de prendre en compte à chaque niveau et dans chaque direction une excentricité accidentelle par rapport au centre de torsion égale à la plus grandes des deux valeurs suivantes:

5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Excentricité théorique résultant des plans.

✓ L'excentricité théorique: c'est celle calculée précédemment

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

✓ L'excentricité accidentelle:

Fixée par le RPA 99/Version 2003 à: 5% L.

Sens- X $e_x = 0.05 L_x$

Sens-Y $e_y = 0.05 L_y$

Tableau V.14: Excentricité accidentelle de chaque étage (xx).

Etage	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	25,82	25,33	1,29	1,27
2	25,82	28,12	1,29	1,41
3	25,82	28,12	1,29	1,41
4	25,82	28,12	1,29	1,41

Tableau V.15: Excentricité accidentelle de chaque étage (yy).

étage	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	25,33	25,82	1,27	1,29
2	28,12	25,82	1,41	1,29
3	28,12	25,82	1,41	1,29
4	28,12	25,82	1,41	1,29

D'après les deux tableaux V.14-15, on remarque que la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion (excentricité) est proche dans tous les étages dans la structure avec voile, contrairement dans la structure sans voile la distance est importante, ce que veut dire que le rôle des voiles de contreventement est indispensable pour la rigidité de structure.

V.12 Vérifications réglementaires:

➤ **Période fondamentale théorique RPA Art 4.2.4:**

Les périodes calculés à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$T_{\text{calcul}} < 1,3 T_{\text{empirique}} \qquad T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{s})$$

Tableau V.16: Récapulatif de la période dans la structure avec voile.

	Sens 01	Sens 02
$T_{\text{empirique}} = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{s})$	1,25	1,25
1.3 T empirique (s)	1,63	1,63
T calcul (s)	0,95	0,95
T calcul < 1.3 T empirique	CV	CV

Selon les deux tableaux V 16, la période fondamentale est vérifiée dans la structure avec voile de contreventement contrairement, ce qui nous indique l'importance de voile de contreventement dans la stabilité et la rigidité des structures

➤ **Résultante des forces sismique:**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 (Art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

$$V_{\text{dyn}} > 0,8V_{\text{sta}}$$

Tableau V.17: Récapulatif de vérification de l'effort tranchant.

	structure avec voile	
	Sens xx	Sens yy
Vx Dynamique (KN)	7954,63	7954,63
Vx statique (KN)	8980,46	8980,46
0.8 Vx statique (KN)	7184,37	7184,37
Vérification	CV	CV

D'après le tableau V 17, la condition de l'effort tranchant à la base est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement par contre les structure sans voile ne remplissent pas cette condition.

➤ **Vérification des déplacements latéraux inter-étage**

Selon la RPA99 version 2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

$$R \cdot \Delta_K < \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0,01 \cdot h_e$

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1"

Avec:
$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

R: Coefficient de comportement R = 3,5

h_e : hauteur de l'étage

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K d'après les résultats donnés par Robot.

Les déplacements relatifs des nœuds maitres de chaque niveau sont résumés dans le (tableau Suivant):

Tableau V.18: Déplacement relatif toléré (avec voile)

Etage	He (cm)	Sens xx				Sens yy			
		$\delta_{ek}(x)$ [cm]		$\delta_k(x) = R \times \delta_{ek}$ [cm]		$\delta_{ek}(x)$ [cm]		$\delta_k(x) = R \times \delta_{ek}$ [cm]	
		Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
1	3,4	1,1	0,2	4,4	0,8	0,2	1,1	0,8	4,4
2	3,4	1,6	0,3	6,4	1,2	0,3	1,7	1,2	6,8
3	3,4	2,4	0,4	9,6	1,6	0,5	2,3	2	9,2
4	3,4	3,0	0,5	12	2	0,6	2,9	2,4	11,6

Tableau V.19: Les résultats des déplacements inter étages (avec voile)

Etage	Sens xx				Sens yy			
	$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ [cm]		Vérfications		$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ [cm]		Vérfications	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
2 ^{ème} - 1 ^{er}	2	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV
3 ^{ème} - 2 ^{ème}	3,2	0,4	CV	CV	0,8	2,4	CV	CV
4 ^{ème} - 3 ^{ème}	2,4	0,4	CV	CV	0,4	2,4	CV	CV

D'après les deux tableaux V 19-20, la condition de l'effort tranchant à la base est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement par contre les structure sans voile ne remplisses pas cette condition.

➤ **Vérification au renversement:**

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

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

Avec:

Moment de renversement du aux charge horizontales: $M_{renv} = \sum F_k h_k$

Moment stabilisateur du au charges verticales: $M_{stab} = \sum W_k b_i$

F_k : la force sismique au niveau "k".

h_k : hauteur de niveau k.

W : le poids total de la structure.

Tableau V.20: Vérification au renversement (structure avec voile)

Niveau	W_k (KN)	b_i (m)	W_k*b_i	F_k (KN)	h_k (m)	F_k (KN)* h_k (m)
1	15493,62	16	247897,92	1630,85	3,4	5544,89
2	15493,62	16	247897,92	1630,85	6,8	11089,78
3	15493,62	16	247897,92	1630,85	10,2	16634,67
4	15493,62	16	247897,92	1630,85	13,6	22179,56

$$\frac{\sum W_k b_i}{\sum F_k h_k} = 11,18 \geq 1,5 \dots\dots\dots CV$$

La condition de renversement est vérifiée dans la structure contreventée par les voiles de contreventement

➤ **Vérifications de l'effort normal réduit:**

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0,3$$

N_d : c'est l'effort normal max selon la combinaison sismique max (G+Q+Ex,y) Outre les:

Tableau V.21: Vérification de l'effort normal réduit

	Structure avec voile
N_d (N)	30430430
B (mm ²)	$2,04 \times 10^4$
V	0,059
Vérification	CV

D'après le tableau V 21, la condition de l'effort normal à la base est vérifiée dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement.

✓ Taux de participation sismique des portiques et les voile:

Tableau V.22: Taux de participation sismique des portiques et les voile (X-X).

	Fx portique (KN)	Fx voile (KN)	portique (%)	voile(%)
Sens Ex	3915,09	1399,61	20	80
Sens Ey	3915,09	1399,61	20	80

Tableau V.23: Taux de participation sismique des portiques et les voile (Y-Y).

	FY portique (KN)	FY voile (KN)	portique (%)	voile(%)
Sens Ex	4120,84	719,33	20	80
Sens Ey	4120,84	719,33	20	80

Selon les tableaux V 22 -23, Il est remarquable que les voile de contreventement participe aux plus de 80% des efforts sismiques, ce qui indique l'importance des voile de contreventement contre l'effet de risque majeur de séisme dans les structures.

Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons trouvé la condition période, section réduit, déplacement, excentricité, et l'effort tranchant est vérifié dans le cas de structure contreventée par les voiles de contreventement.

CHAPITRE VI:
Etude des portiques

VI. Etude des portiques

VI.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. Poutres sont des éléments 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. Poteaux sont des éléments porteur verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités en flexion composé. Les voiles sont des murs en béton armé ou l'épaisseur est faible par rapport au largeur, ils travaillent à la flexion composé.

VI.2 Ferrailage des portiques:

✓ Combinassions d'actions:

Dans le cas des bâtiments courant, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- P : Charges d'exploitation;
- E : Efforts sismique.

Les combinaisons prises en compte sont:

➤ Combinaisons fondamentales: (BAEL 91)

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \rightarrow ELU \\ G + Q \rightarrow ELS \end{cases}$$

➤ Combinaisons accidentelles: RPA99version2003 (Art5.2)

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel Robbot, qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

✓ Ferrailage des poutres:

On distingue les types des poutres suivantes:

↳ Poutre principale \longrightarrow PP (35 x 60) cm².

↳ Poutre secondaire \longrightarrow PS (30 x35) cm².

Pour le ferrailage des poutres, on doit respecter les pourcentages extrêmes d'acier donné par le RPA99 version 2003 en zone IIa.

❖ Armatures longitudinal:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de 0,5% en toute la section transversale de la poutre.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courantes, et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de:

$$\left\{ \begin{array}{l} 40 \phi \text{ en zone I et II} \\ 50 \phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$$

Armatures transversal:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0,003 \times S \times b$$

Avec: - b : la largeur de la section.

- S : espacement des armatures transversales

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires:

$$S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$$

Avec: ϕ_l : le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinal

En dehors de la zone nodale:

$$S = \frac{h}{2} \quad h: \text{ la hauteur de la section.}$$

✓ Exemple de calcul:

➤ **Calcul des armatures longitudinales**

Ferrailage sous la combinaison 1,35G + 1,5 Q.

➤ **Ferrailage en travée**

$$M_{t \max} = 85099,96 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{85099,96}{14,2 \times 35 \times 54^2} = 0,12$$

$$\text{Avec: } \sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,14 \Rightarrow \beta = 0,94$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{85099,96}{0,94 \times 54 \times 348} = 4,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{choisi} = 6,08 \text{ cm}^2 \quad \text{choix: 4T14}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times 35 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition imposée par RPA 99 version 2003**

$$A_{RPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times \frac{35 \times 60}{100} = 10,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 10,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$M_s = 61985,04 \text{ N.m}$$

{ Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$
 { Flexion simple
 { Section rectangulaire
 { Acier fe E 400

$$\text{On vérifie si: } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{85099,96}{61985,04} = 1,37$$

$$\alpha = 0,44 < 1,37 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

- Ferrailage en appui:

$$M_a = 147305,63 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{147305,63}{35 \times 54^2 \times 14,2} = 0,10$$

$$\mu_r = 0,3 \rightarrow \mu < \mu_r \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0,3 \Rightarrow \beta = 0,88$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{147305,63}{0,88 \times 54 \times 348} = 8,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{choisi} = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \text{choix: 6T16}$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times 35 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 2,28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Condition imposée par RPA 99 version 2003**

$$A_{RPA} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times \frac{35 \times 60}{100} = 10,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{RPA}) = 10,5 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \text{On vérifie si : } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \\ \text{Flexion simple} \quad \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{147305,63}{107206} = 1,37 \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier fe E 400} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,43 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant:**

Lors que les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ Mpa}, 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} = \frac{31794,9}{350 \times 540} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales sont \perp à la ligne moyenne.

➤ **Calcul des armatures transversales**

$$\phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L^{\min} \right).$$

Avec ϕ : Diamètre des armatures transversales.

h : Hauteur de la section.

b_0 : Largeur de nervures.

ϕ_L^{\min} : Diamètres minimales des armatures longitudinales en travée

$$\phi t \leq \min \left(\frac{600}{35} = 17,14; \frac{350}{10} = 35 ; 12 \text{ mm} \right) = 12 \text{ mm}.$$

On prend: $\phi = 8 \text{ mm}$, avec un Acier FeE235

- L'espacement des armatures transversales:(selon le RPA99 V 2003)

- Dans la zone nodale: $S = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \text{ cm} \right)$

- Dans la zone courante:

$$\left\{ \begin{array}{l} S = \frac{h}{2} \\ S = \min \left(\frac{60}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \text{ cm} \right) = 14,4 \text{ cm} \\ S = \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} S = 10 \\ S' = 20 \end{array} \right.$$

Tableau VI.1: Ferrailage total des poutres pour la structure (avec voile).

		Armatures longitudinales						Armatures transversales
		Travée			Appui			T et A
Poutres	section (cm ²)	A _{st} cal (cm ²)	Choisi	A _{st} (cm ²)	A _{st} cal (cm ²)	choisi	A _{sa} (cm ²)	Φ (mm)
Principales	35X60	4,82	4T14	6,08	8,91	6T16	12,06	8
Secondaires	30X35	8,26	6T14	9,24	15,27	8T16	16,08	8

➤ **Armatures transversales imposée par RPA 99 version 2003**

$$A_t = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,58 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- La longueur minimale de recouvrement:

$$L_{\text{rec}} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm. Zone IIa. Pour: } \phi = 14 \text{ mm.}$$

VI.3 Ferrailage des poteaux

On a un seul type des poteaux à étudier: (50×50) cm²

VI.3.1 Armatures longitudinales proposée par le RPA 99 version 2003

Les armatures doivent être à haute adhérence, droite et sans crochets.

- Le pourcentage minimum est:

$$A_{\text{min}} = 0,9\% \text{ de la section totale; en zone III;}$$

- Le pourcentage maximum est:

$$A_{\text{max}} = 4\% \text{ de la section totale; en zone courante;}$$

$$A_{\text{max}} = 6\% \text{ de la section totale; en zone recouvrement.}$$

- Le diamètre minimum de l'acier est: $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$;
- La longueur de recouvrement est: 50ϕ en zone III;
- La distance entre les barres verticales doit être $\leq 20 \text{ cm}$.

VI.3.2 Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (RPA99 version 2003) :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec: - V_u : l'effort tranchant de calcul;

- h_1 : hauteur totale de la section brute;

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$$- \rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \geq 5. \\ 3,75 & \longrightarrow \text{Si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau. = $\left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$

Avec: a et b: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, L_f : longueur de flambement du poteau.

t : l'espacement des armatures transversales:

$$\begin{aligned} \text{Dans la zone nodale: } & \begin{cases} t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) & \longrightarrow \text{en zone III.} \\ t \leq 10\text{cm.} & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \end{cases} \\ \text{Dans la zone courante: } & \begin{cases} t' \leq 15.\phi_l & \longrightarrow \text{en zone I et II.} \\ t' \leq \min\left(\frac{b_l}{2}; \frac{h_l}{2}; 10\phi_l\right) & \longrightarrow \text{en zone III.} \end{cases} \end{aligned}$$

-la quantité des armatures transversales minimale donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$ 0,3 %.

Si $\lambda_g \leq 3$ 0,8 %.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limite précédents.

❖ Exemple de calcul:

Poteau: $S = (55 \times 55) \text{ cm}^2$

On calcule le ferrailage par rapport à l'axe x-x et l'axe y-y, car il existe deux moments M_{xx} et M_{yy} , on obtient donc, un ferrailage total symétrique par rapport à ces deux axes.

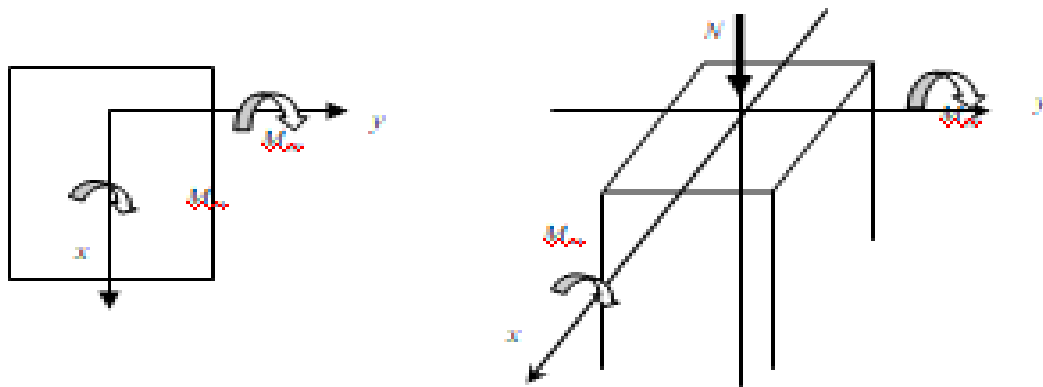


Figure VI.1: Directions des moments et effort normal dans un poteau

➤ **Etat limite ultime (E.L.U): (1,35 G +1,5 p)**

$N = 27008,65 \text{ kN}$ $M_{xx} = 29,87 \text{ kN.m}$

- Calcul de l'excentricité:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2987}{27008,65} = 0,11 \text{ cm}$$

$$e = \frac{h}{6} = \frac{55}{6} = 9,17 \text{ m} \Rightarrow \text{Compression simple}$$

$$A'_r = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s} = \frac{27008,65 \times 10^3 - 10^2 \times 55 \times 55 \times 14,2}{100 \times 348} = 652,68 \text{ cm}^2$$

$$A'_{r1} = 652,68 > 0 \Rightarrow A'_r = 652,68 \text{ cm}^2$$

- Etat limité de stabilité de forme (E.L.S): (G + p)

$$lf = 0,7h_e \Rightarrow 0,7 \times (340) = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{lf}{i} \quad \text{avec} \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,6}{\sqrt{12}} \Rightarrow i = 0,17$$

$$\lambda = \frac{2,38}{0,17} = 14 \quad \lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,82$$

$$A' = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} \right) = \frac{1,15}{400} \left[\frac{27008,65}{0,82} - \frac{3025 \times 10^2 \times 25}{1,35} \times 10^{-3} \right]$$

$$A' = 78,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left[\left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100} \right), 8 \left(\frac{b+h}{100} \right) \right] = 8,8 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 = \max [A'_r, A'_2, A_{\min}] = 652,68 \text{ cm}^2$$

- Cas accidentelle: G + p ± E

$$M_{xx} = 319,78 \text{ kN.m}$$

$$N = 30430,43 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3197,8}{30430,43} = 0,10 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{550}{250} \right\} = \max \{ 2 \text{ cm}; 2,2 \text{ cm} \} = 2,2 \text{ cm} = 0,022 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a \Rightarrow e_1 = 10 + 2,2 = 12,2 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e_1 = 30430,43 \times 12,2 \times 10^{-2} = 3712,51 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront:

$$N_{\max} = 30430,43 \text{ KN}; M_{\text{corriger}} = 3712,51 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0,337h - 0,81C') b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0,337 \times 55 - 0,81 \times 3) \times 55 \times 55 \times 14,2 \times 10^{-2}$$

$$A = 6917,90 \text{ KN.m}$$

$$B = N(d - C') - M_{\text{corr}}$$

$$B = 30430,43 \times (49,5 - 3) \times 10^{-2} - 3712,50 = 10437,64 \text{ kN.m}$$

(B) > (A): donc la section est partiellement tendue et le calcul se fait en flexion composée.

$$M_1 = 3712,51 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{371251}{14,2 \times 54^2 \times 55} = 0,163$$

$$\mu < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A' \notin$$

$$\alpha = 0,35 \Rightarrow \beta = 0,86$$

$$A_1 = \frac{371251}{0,86 \times 49,5 \times 348} = 25,06 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 25,06 - \frac{30430,43 \times 10^3}{348 \times 100} = -849,38 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0$$

Donc vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire

- Suivant conditions imposées par RPA 99 version 2003:

$$A_{\min} = 0,9 \% b \times h = 0,9 \times 10^{-2} \times (55 \times 55) = 27,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choisi}} = 27,23 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1, A_2, A_{\min}) = 27,23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 8T20+2T20 \quad \text{Soit: } A = 31,41 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales:

$$T = 9,99 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{9,99 \times 10^3}{550 \times 495} = 0,037 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ Condition vérifiée donc les armatures transversales sont droites.

- Détermination de diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{t\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures transversales:

➤ **Suivant le B.A.E.L 83**

$$\delta_t \leq (15 \Phi_{L \min}, 40 \text{ cm}, b + 10)$$

$$\delta_t \leq (24, 40, 65) \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq 24 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Suivant RPA 99 version 2003**

Zone nodale: $\delta_t \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante: $\delta_t \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\Phi_l) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Recouvrement des barres longitudinales (Selon le RPA 99 version 2003)**

La longueur de recouvrement pour la zone IIa

$$L_t = 50 \Phi = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm} \text{ donc } L_t = 80 \text{ cm}$$

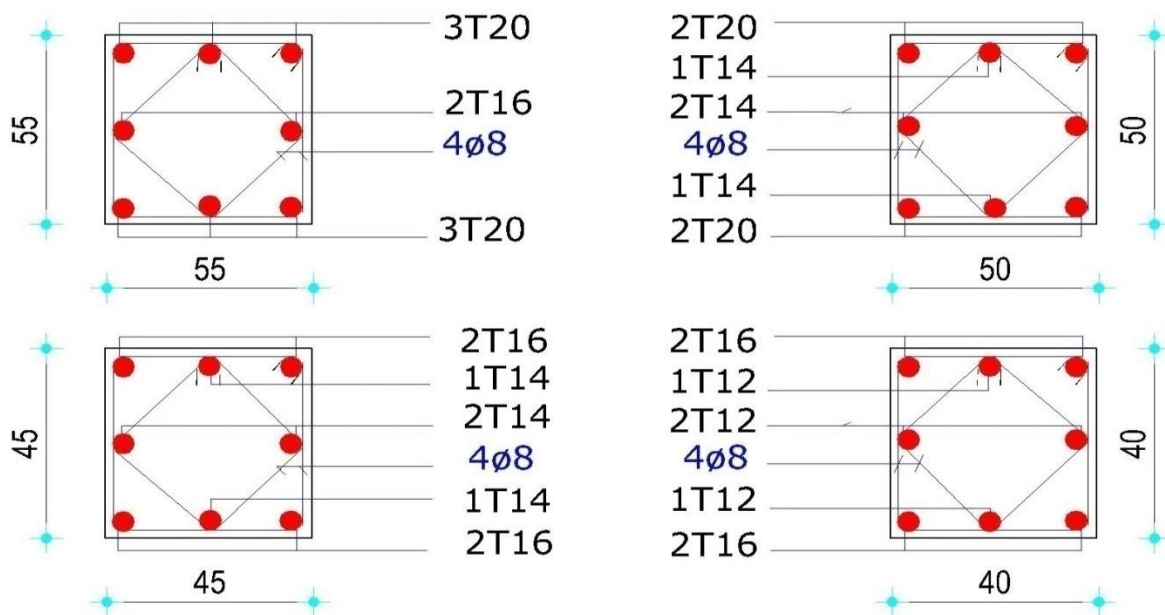


Figure VI.2: Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau VI.2: ferrailage des poteaux (structure avec voiles).

Section de poteau (cm ²)	Armatures calculées (cm ²)	Barres choisies	Section correspondant (cm ²)
45x45	22,50	4T20+8T16	25,13
50x50	22,5	4T20+8T16	25,13
55x55	27,23	4T20+8T16	31,41
60 x60	32,4	4T20+8T16	34,55

VI.4 Ferrailage des voiles de contreventement

VI.4.1 Calcul des voiles:

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que la force due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont:

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme;
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VI.4.2 Ferrailage des trumeaux

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante:

- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré;
- Détermination de la nature de la section en flexion composée:

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue;
- Soit section entièrement comprimée;
- Soit section partiellement comprimée.

Tout en admettant que:

- ❖ $N > 0$ effort de compression;
- ❖ $N < 0$ effort de traction.

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: $A_{\min} = 0,15\% h \times b$
- En zone courante: $A_{\min} = 0,10\% h \times b$

On devra disposer le ferrailage suivant:

- Des aciers verticaux;
- Des aciers horizontaux.

➤ **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 0,20%.

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 supérieur, 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 cet espacement d'extrémité doit être au plus à égale à 15 cm.

➤ **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 enclage droit.

Remarque:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\delta \leq 1.5b$$

$$\delta \leq 30cm$$

Avec: b L'épaisseur du voile en (cm).

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m²). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépassé 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;

- 20ϕ 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:

$$A_{vj} = \frac{1,1.V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

Vérification au flambement:

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Pour les voiles:

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{20} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 = 287 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 287 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 49,71 \Rightarrow \lambda < \bar{\lambda}$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

➤ Vérification à l'effort tranchant

$$\tau = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right)$$

- Espacement minimal des armatures horizontales:

$$S_t < \min (30 \text{ cm}, 1,5 \times b)$$

➤ Ferrailage vertical

$$N = 1630,85 \text{ KN}$$

$$M = 1061,60 \text{ KN.m}$$

On calcul la section à la flexion composé.

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow \begin{cases} e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \quad \text{Avec: } L_f = 0,7 \times L \\ \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5.M_s} \right) \end{cases}$$

Pour: $\phi = 2$ et $L = 4,1m$ on obtient:

$$e_a = \max \left\{ 2cm; \frac{410}{250} \right\} = 2cm$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{298,7}{1,5 \times 216} \right) = 0,78 \quad e_2 = \frac{3 \times (2,87)^2}{10000 \times 0,15} \times (2 + 2 \times 0,78) = 0,058m$$

$$e_T = 0,058 + 0,02 = 0,078m$$

- Calcul des armatures:

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{163085}{1000 \times 150 \times 14,2} = 0,077 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

$$\text{Pour:} \quad \xi = 0,16 \Rightarrow e_{NC} = 0,024m$$

Puisque: $e_T > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée:

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant:

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 163,09 \times (0,078 + 0,135 - 0,15/2) = 22,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{fictif}} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{22,56 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0,087$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires \Rightarrow

$$\alpha = 0,017 \Rightarrow z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,017) = 0,126m$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{22,56 \times 10^6}{0,126 \times 348} = 5,15 \text{ cm}^2$$

Le choix: 4T16 = 8,04 cm²/ml

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99**

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{100 \times 15}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \Rightarrow A_{\min 1} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots CV$$

➤ **Selon RPA99 version 2003**

$$A_{\min 2} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_s; A_{\min 1}; A_{\min 2}\} = \max \{5,15 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2; 2,25 \text{ cm}^2\} = 5,15 \text{ cm}^2 / \text{ml} \dots CV$$

➤ **Armatures horizontales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{tj}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \tau_0 = 0,3 \times f_{tj}^* \times k \\ f_{tj}^* = \min \{f_{tj}; 3,3 \text{ MPa}\} \end{cases}$$

➤ **Calcul de ferrailage**

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions, Les sollicitations M et N sont donnés par le fichier Robot.

$$N = 132,34 \text{ KN}$$

$$M = 65,47 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{65,47}{132,34} = 0,49 \text{ m} \neq 0 \Rightarrow \text{On calcul la section à la flexion composé.}$$

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 \Rightarrow \begin{cases} e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} \\ e_2 = \frac{3 \times (L_f)^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi) \quad \text{Avec: } L_f = 0,7 \times L \\ \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \cdot M_s} \right) \end{cases}$$

Pour : $\phi = 2$ et $L = 4,1 \text{ m}$ on obtient:

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{410}{250} \right\} = 2 \text{ cm} \quad L_f = 0,7 \times L = 2,87 \text{ m} \quad \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{29,87}{1,5 \times 21,6} \right) = 0,78$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2,87)^2}{10000 \times 0,2} \times (2 + 2 \times 0,78) = 0,062 \text{ m}$$

$$e_T = 0,062 + 0,02 = 0,082 \text{ m}$$

➤ **Calcul des armatures**

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \times h \times f_{bc}} = \frac{132340}{1000 \times 150 \times 14,2} = 0,062 < 0,81 \quad \text{et} \quad \psi_1 < 2/3 \Rightarrow \text{on calcul } e_{NC} ?$$

$$e_{NC} = \xi \times h \quad ; \quad \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times \psi_1})}$$

ξ : L'excentricité critique relative.

Pour: $\xi = 0,165 \Rightarrow e_{NC} = 0,025m$

Puisque: $e_T > e_{NC} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

On calcul la section à la flexion simple sous un moment fictif suivant:

$$M_{u \text{ fictif}} = N_u \times (e_T + d - h/2) = 132,34 \times (0,065 + 0,180 - 0,15/2) = 22,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{fictif}} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{b \times (d)^2 \times f_{bc}} = \frac{22,5 \times 10^6}{1000 \times (135)^2 \times 14,2} = 0,087$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ Donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires \Rightarrow

$$\alpha = 0,062 \Rightarrow z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,135 \times (1 - 0,4 \times 0,062) = 0,132m$$

$$A_{st} = \frac{M_{u \text{ fictif}}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{22,5 \times 10^6}{0,132 \times 348} = 4,9 \text{ cm}^2$$

Le choix: 4T16 = 8,04cm²/ml

➤ **Selon BAEL 91 modifier 99**

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min 1} > \max \left(\frac{100 \times 15}{1000}; 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} \right) \Rightarrow A_{\min 1} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Selon RPA 99 version 2003**

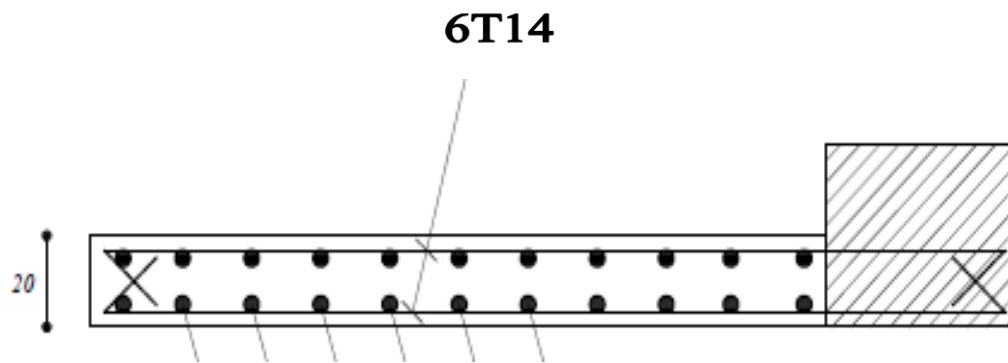
$$A_{\min 2} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 100 \times 15 = 2,25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max \{A_s; A_{\min 1}; A_{\min 2}\} = \max \{4,9 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2; 2,25 \text{ cm}^2\} = 4,46 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

➤ **Espacement**

$$\delta_t \leq \min (1,5 \times h ; 30 \text{ cm}) = \min (22,5 ; 30 \text{ cm})$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

**Figure VI.3:** Ferrailage des voiles**Tableau VI.3:** Ferrailage des voiles

Armatures calculés verticale (cm ²)	Armatures calculés Horizontale (cm ²)	Section correspondant verticale	Section correspondant Horizontale
5,15	4,9	T14/ Esp 15cm	T12 esp 15cm

CHAPITRE VII

Fondation

VII. Fondation

VII.1 Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal: charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes;**
- **Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction;**
- **Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.**

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

✓ Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont:

- **Les semelles continues sous mur;**
- **Les semelles continues sous poteaux;**
- **Les semelles isolées;**
- **Le radier général.**

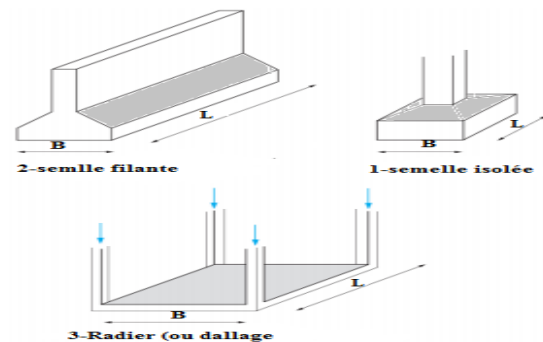


Figure VII.1: Les type des fondations superficielles

✓ Fondations profondes:

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont:

- Les pieux;
- Les puits.

✓ Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants: L'étude géotechnique

- La nature de l'ouvrage à fonder;
- La nature du terrain et sa résistance;
- Profondeur du bon sol;
- Le tassement du sol.

La fondation optée dans ce projet est fondation superficielle composée de semelles isolées et radier générale sous chambre fort et caisse pour des raisons de sécurité des banques.

VII.2 Etude du sol de fondation

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de 1,5bars comme contrainte admissible du sol à une profondeur de 1,1m.

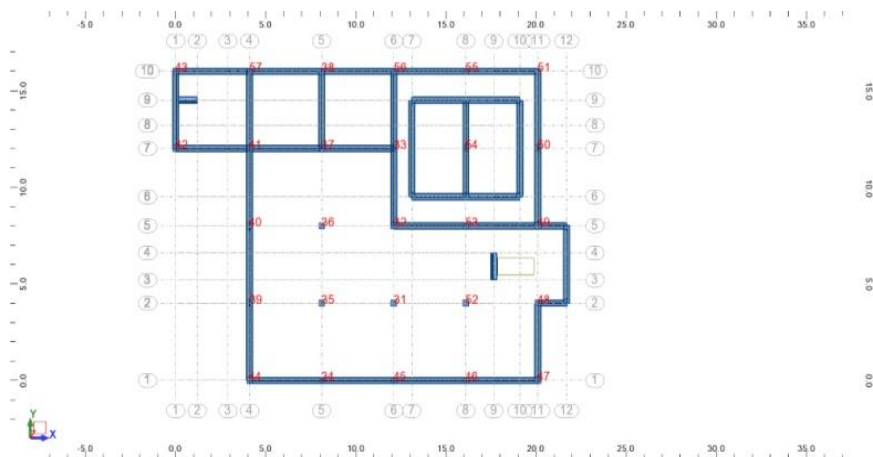


Figure VII.2: vue fondation

VII.3 Pré-dimensionnement des semelles

De la sole a donné une contrainte admissible 2,5bars.

❖ Semelle isolé:

La surface de la semelle est donnée comme suit: $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

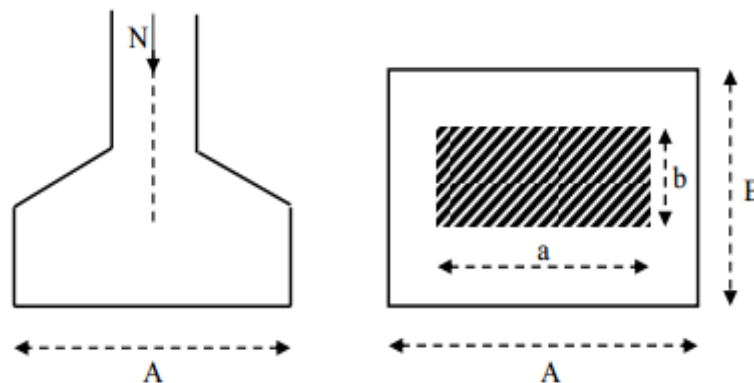


Figure VII.3: schéma de semelle isolée

VII.3.1 Calcul des semelles isolées :

➤ Pré dimensionnement :

➤ Pour $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$.

Semelle S (semelle d'intermédiaire):

$$N = 3121,43 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \begin{cases} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{cases}$$

On a : $a = b = 55 \text{ cm}$ donc $A = B$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3121,43 \times 10^{-2}}{2.5}} = 3.82 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow B \geq 382 \text{ cm}$$

On prend $B = 400 \text{ cm}$

Pour calculer, nous prendrons la colonne la plus ventilée:

Tableau VII.1: Pré-dimensionnement de semelle isolée

Poteau	N(KN)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ KN/m ²	S max	B max
29	3121,43	250	12,49	7,9

Remarque: Vu que les dimensions des semelles sont importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VII.4 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteau

VII.4.1 Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{BL}$$

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: Capacité portant du sol ($\bar{\sigma}_{\text{sol}}=250\text{KN/m}^2=0,25\text{MPa}$)

B: Largeur de la semelle.

G et Q: charge et surcharge à la base du voile.

L: longueur de la semelle sous voile.

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous:

Tableau VII.2: Surface des semelles filantes sous les voiles.

Voiles	N(KN)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$ (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)	L(m)
Voile1	3121,43	250	12,51	3,05	4,10
Voile2	1630,85	250	6,52	1,63	4,00
Voile3	2700,87	250	10,82	5,40	2,00
Voile4	3043,40	250	12,18	9,02	1,35

VII.4.2 Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux:

✓ Hypothèse de calcul:

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur

Centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes

Sur la semelle.

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau VII.3: Surface des semelles filantes sous les poteaux.

File	N(KN)	$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$	L(m)	B(m)	S (m ²)
A	16392.22	250	17	3,86	65,62
B	10631.14	250	6,8	6,25	42,5
C	15596.27	250	13,6	4,59	62,42
D	8040.16	250	3,4	9,46	32,16

$$S (\text{tour}) = 202.63\text{m}^2 \rightarrow 0,5 \times 202.63 = 101.32\text{m}^2$$

$$S (\text{filante}) = 244,73\text{m}^2 > S (\text{tour}) \times 0,5 \dots \dots \text{CV}$$

VII.5 Etude du radier général:

VII.5.1 Introduction

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

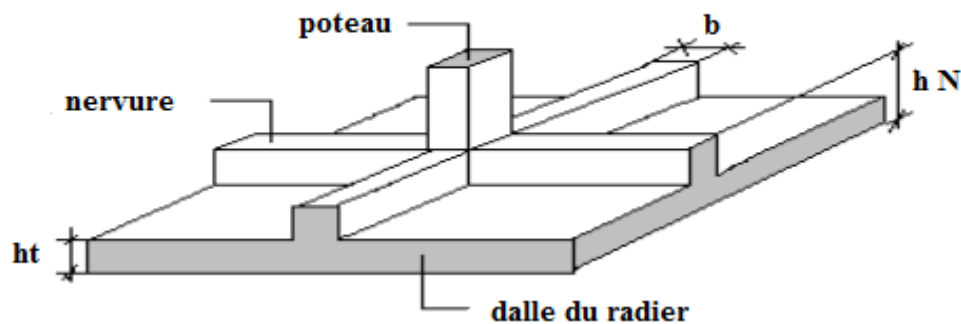


Figure VII.4: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.5.2 Épaisseur de Nervure du radier

L'épaisseur (hr) du radier doit satisfaire les conditions suivantes

➤ **Formule empirique**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h égale à: $h \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm}$

Avec L_{max} = entre axes maximaux des poteaux parallèlement aux nervures.

➤ **Condition de l'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

$$40\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition forfaitaire:**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{10}; L_{max} = 4,0\text{m} \rightarrow 50\text{cm} \leq hr \leq 40\text{cm}$$

➤ **Condition de la longueur élastique:**

$$Le = \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4} \geq 2L_{max}/\pi$$

Avec:

Le: Longueur élastique

Lmax: Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.

Evj: Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée (Evj 10819MPa).

b1: Largeur de la 1ère type de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm

$$b1 = 60 + 10 = 70\text{cm}$$

I: Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times r^3 / 12$).

K: Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40\text{MPa}$)

De la condition précédente, nous tirons h:

$$D'où : hr \geq \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4 K}{Evj}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4,0\right)^4 * 40 / 504} = 0,51\text{m} = 51\text{cm}$$

Choix final : L'épaisseur minimale normalisée qui correspond aux quatre conditions citées ci haut est $hr = 100\text{cm}$ $b = 70\text{cm}$

➤ **Epaisseur de la dalle du radier:**

La dalle du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

Avec ;

Lmax : Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures

➤ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq hr \leq \frac{L_{max}}{5}; L_{max} = 4,0\text{m} \rightarrow 50\text{cm} \leq hr \leq 80\text{cm}$$

Choix : On retient une épaisseur de $h_d = 70\text{cm}$ pour la dalle du radier

➤ **Calcul de la surface de radier**

$$S_{radier} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec ;

$\sum Ri$: La somme des réactions aux niveaux des fondations à ELS et les combinaisons accidentelles selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 10.1.4) suivant : $G+Q \pm E$ et $0,8G \pm E$ réduites d'après les résultats réduites de la modélisation de la structure avec logiciel Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2010.

ELS ; $N_{ser} = 19664,43 \text{ KN}$

$G+Q \pm E$; $N_{acc}(\text{MAX}) = 32152,06 \text{ KN}$

$$\text{Alors ; } S_{radier} = \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{32152,06}{250} = 128,61 \text{ m}^2$$

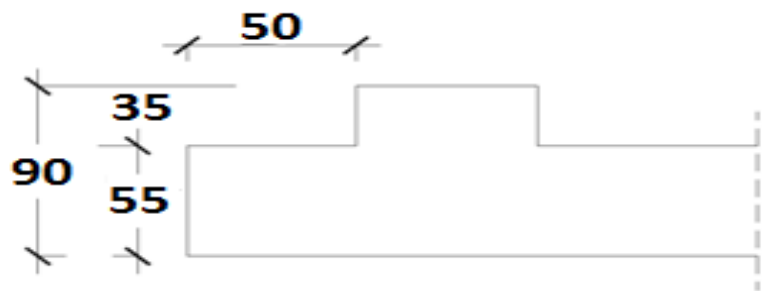


Figure VII.5: Dimensions adoptées pour le radier

➤ Calcul du débordement

Largeur minimale de débord: $L_d \geq (hr/2; 30\text{cm})$, $hr = L_{max}/20$.

On prend $L_d = 30\text{cm} \rightarrow S$ (débord) = $9,6 \text{ m}^2$

Surface du radier : $S_r = S$ (La basse) + ($L_d \times P$), $P = (L+b) \times 2 = (8+8) \times 2$

S_r (radier) = S (La basse) + S (débord) = $340,4 + 9,6 = 350 \text{ m}^2$

S_r (radier) = 350 m^2

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

Largeur minimale de débord $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

V : L'effort tranchant ultime $V_u = (q_u \times L_{max})/2 = ((N_u \times b)/S_{rad}) \times L_{max}/2$

Avec: $N_u = 1,35 \times N_{ser} + 1,35 \times \text{Poids radier} = 1,35 \times 19664,43 + 1,35 \times 8750 = 41309,15 \text{ KN}$

$$\text{Poids radier} = 25 \times hr \times S_r$$

$N_u = 41309,15 \text{ KN}$

L : La longueur maximal d'une bande de 1m, $L = 4,00 \text{ m}$

$$V_u = (q_u \times L_{max})/2 = \frac{41309,15 \times 0,8}{350} \times \frac{4,0}{2} = 188,84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{188,84}{100 \times 27} = 0,07 \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

Condition vérifiée (Pas de risque de cisaillement).

➤ **Vérification de l'effet de sous pression:**

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique. On doit vérifier:

$$W \geq \alpha \times \gamma_{eau} \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids propre total de la base du radier $G_T = Grad = 8750 \text{ MN}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha=1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma= 10 \text{ KN/m}^3$).

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.40\text{m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 350 \text{ m}^2$)

$$W \geq \alpha \times \gamma_{eau} \times h \times S_r = 7,35 \text{ MN}$$

Condition vérifiée (Aucun risque de soulèvement de la Tour sous l'effet de la pression hydrostatique).

➤ **Vérification de la stabilité du radier au renversement**

Pour assurer la stabilité de la Tour contre tout risque de renversement dû aux actions sismiques (horizontale ou verticale). On doit vérifier que le rapport du moment stabilisant dû à l'effort normal N et le moment de renversement dû à l'action sismique $>$ à 1,5.

Calcul dû à l'effort normal: $G+Q=19664,43 \text{ KN}$

VII.5.3 Les moments d'actions sismiques

➤ **sens longitudinal**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est :

$$M_{R_x} = 24874,33 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 19664,43 \times 16 = 314630,88 \text{ KN.m}$$

D'où: $M_{st}/M_{R_x} = 314630,88 / 24874,33 = 12,65 > 1,5$

➤ **sens transversal**

Le moment qui exige à l'effet du séisme dans ce sens est:

$$M_{R_y} = 31077,49 \text{ KN.m}$$

Les résultats réduits d'après les résultats de la modélisation de la structure avec le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010.

$$M_{st} = 22769,16 \times 16 = 364304 \text{ KN.m}$$

D'où: $M_{st}/M_{R_y} = 364304 / 31077,49 = 11,72 > 1,5$

Finalement: Donc pas de risque de renversement.

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 2,50 \text{ bar}$

La condition qu'on doit vérifier est la suivante: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K$$

$$\sigma_{b1} = \frac{F_z}{S_r} \text{ Avec:}$$

U_{zmax} : déplacement maximum « Uz » à l'ELS obtenu par le le logiciel de calcul des structures Auto desk Robot Structural Analysés Professional 2010.

$$U_{zmax} = 0,5 \times 10^{-2} \text{m}$$

K: le coefficient de Ballast « coefficient de la raideur du sol »

$$K = 287,03 \text{ KN/m}^3 \text{ (tableau du module de réaction du sol)}$$

F_z : réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le le logiciel de calcul des structures: Auto desk Robot Structural Analysés Professional 2010.

$$F_z = 19664,43 + 0,8 \times 25 \times 350 = 137651,10 \text{ kN}$$

Donc on aura,

$$\sigma_{b1} = U_{zmax} \times K = 0,005 \times 287,03 = 1,44 \text{ KN/m}^2 = 0,014 \text{ bar}$$

$$\sigma_b = 0,014 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2,5 \text{ bar} \text{ Condition vérifiée}$$

VII.6 Ferrailage du radier:

VII.6.1 Calcul de Ferrailage de la dalle radier

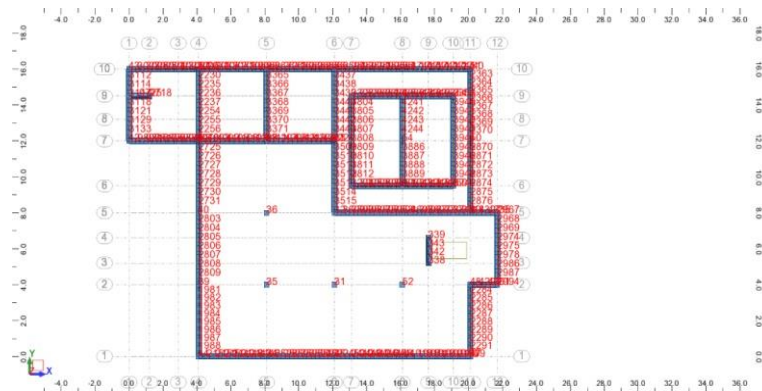


Figure VII.6: vue fondation avec voiles

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de : « 0,8×1,00 »m² et en deux directions, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

VII.6.2 Calcul de ferrailage à l'ELU:

➤ **En travée**

-Ferrailage suivant Lx:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,3134}{1 \times 0,72^2 \times 14,2} = 0,042$$

$$\mu_u = 0,042$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}) = 0,054$$

$$B=0,98$$

$A_{st}=12,76\text{cm}^2$ on adopte: 7T16 de section 14,07 cm²/ml.

-Ferrailage suivant Ly:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,49033}{1 \times 0,72^2 \times 14,2} = 0,067$$

$$\mu_u = 0,067$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,086$$

$$B=0,97$$

$A_{st}=20,27\text{cm}^2$ on adopte: 8T18de section 20,36cm²/ml

➤ Vérification de Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 9,66\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 319,4\text{KN. m.}$

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

$$\text{Avec ; } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{319,4}{229,46} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

➤ En appui

Même étapes de calcul faites pour les niveaux d'appuis

-Ferrailage suivant Lx:

$$A_{st} = 29,9 \text{ cm}^2$$

on adopte: 8T22 de section 30,41cm²/ml

-Ferrailage suivant Ly:

$$A_{st} = 21,4 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6T22 de section 22,81cm²/ml

➤ Vérification de Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 8 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{0,7417}{1 \times 0,72} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u1} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots\dots\dots \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\tau_{u1} = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 1,03 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul de l'espacement: D'après le (BAEL91 révisée 99)

$$St = \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \quad St = 40 \text{ cm}$$

Alors on adopte un espacement de:

St = 15cm de armatures longitudinales.

St = 10cm de armatures transversales.

-Longueur de la zone nodale: $h' = 2 \times 120 = 240 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (Fig.7.2)}$

$h' = 160 \text{ cm}$

VII.7 Calcul de Ferrailage de nervure

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section en « T » dimensionnée dans la figure suivante:

✓ Ferrailage longitudinal ELU

➤ En travée:

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 293,69 \text{ KN.m} = 0,29 \text{ MN.m}$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

On a: $b=0,7 \text{ m}$; $h_0=1 \text{ m}$; $d=0,9 \times h=0,9 \text{ m}$; $f_{bc}=14,2 \text{ Mpa}$

$$\rightarrow M_t = 0,7 \times 1 \times 14,2 \times \left(0,9 - \frac{1}{2}\right) = 3,976 \text{ MN.m}$$

$\rightarrow M_t > M_u$: l'axe neutre est dans la table, les calculs faire en flexion simple avec une section qui était rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_u = \frac{M_{utmax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0,29369}{0,7 \times 14,2 \times 0,9^2} = 0,037$$

$$\mu_u = 0,037$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,046$$

$$B=0,98$$

$A_{st}=9,55 \text{ cm}^2$ on adopte : 5T20 de section $15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **En appui:**

$$\mu_u = \frac{M_{uamax}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{0,711}{0,7 \times 14,2 \times 0,9^2} = 0,088$$

$$\mu_u = 0,088$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,088}) = 0,116$$

$$B=0,95$$

$A_{st}=23,82\text{cm}^2$ on adopte : 8T20 de section $25,13\text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = 8,45\text{cm}^2/\text{ml} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 293,69\text{KN.m}$.

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

$$\text{Avec ; } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{293,69}{217,00} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,427$$

$0,236 \leq 0,427 \rightarrow$ Condition vérifiée.

En appui :

$$\gamma = \frac{M_a}{M_s} = \frac{711,38}{517,46} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,437$$

$0,236 \leq 0,437 \rightarrow$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{Largeur minimale de débord } \tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{131,36 \times 10^{-3}}{0,7 \times 0,9} = 0,21\text{MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$

$\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$; $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée

✓ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_1 = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_1 = \min(2,86; 7)$$

On prend: $\phi_1 = \phi 12mm$

✓ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA 99/version2003 (Art 7.74.2.2) on a:

Zone nodale $St \leq \min(h/4; 12\phi; 30cm)$

$St \leq \min(25; 12; 30cm)$

On prend: $St = 12cm$

Zone courante: $St \leq h/2 = 100/2 = 50cm$; On prend: $St = 15cm$

Tableau VII.4: Pré-dimensionnement et ferrailage de radier dans structure (avec voile).

Structure avec voile	
Pré dimensionnement de radier général	
Epaisseur de Nervure du radier	100cm
Epaisseur de la dalle du radier	80cm
Calcul de la surface de radier	350m ²
Ferrailage de radier	
suivant Lx	7T16/ml A_s=14,07cm²/ml
suivant Ly	8T16/ml A_s=16,08cm²/ml
Ferrailage de nervure	
Longitudinal en travée	7T16/ml A_s=14,07cm²/ml
Longitudinal en appuie	8T20/ml A_s=25,13 cm²/ml
armatures transversales	Φ=12mm

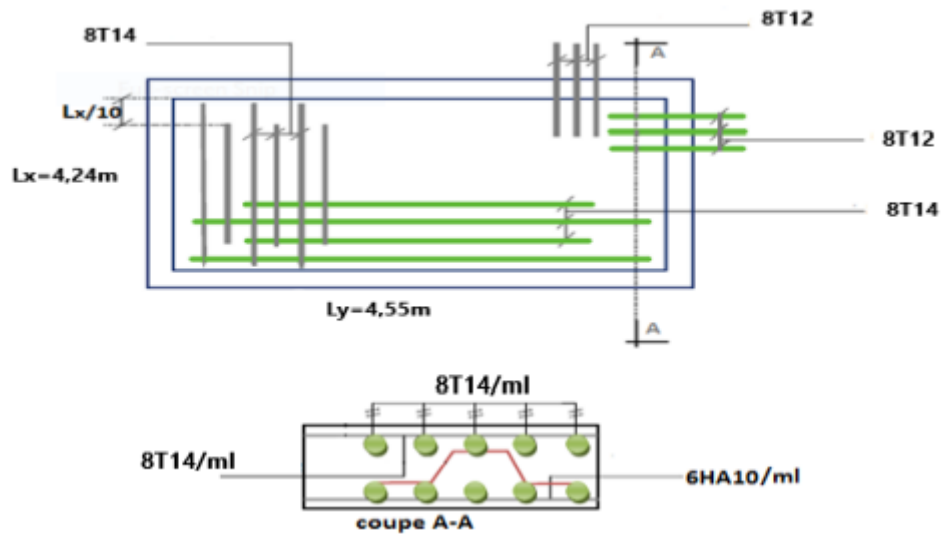


Figure VII.7: Schéma de ferrailage du radier

CONCLUSION

CONCLUSION

Dans le cadre du projet de fin d'étude, nous avons été très bénéfique ainsi bien sur le plan théorique que pratique pour ce qui est de la structure en béton armé. Les recherches effectuées en fin de formation nous ont présents sept intérêts :

- ❖ le premier intérêt porte sur la mise en pratique des connaissances théorique acquises durant le cursus de formation universitaire en matière génie civil
- ❖ le deuxième intérêt porte l'utilisation et l'exploitation des règlements techniques.
- ❖ le troisième intérêt porte sur la création d'une modélisation des bâtiments avec le logiciel de calcul aux éléments finis par logiciel Robot. Cette étape était indispensable pour pouvoir mener l'étude sismique des structures.
- ❖ le quatrième intérêt porte sur la participation et la reprise des voiles de contreventement et les portiques des charges horizontales à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le règlement parasismique Algérien.
- ❖ Le cinquième intérêt porte sur la résolution des problèmes tenant compte, la disposition des voiles de contreventement et leurs importance dans la stabilité des structures vis-à-vis de l'action sismique ainsi la sécurité des banques et chambres forts a partir d'une protection par des voiles afin de répondre aux normes en vigueur de construction des constructions à usage bancaires et financières.
- ❖ Le sixième intérêt porte sur la manipulation et la maîtrise de certains logiciels (Robot Millenium, Autocad).
- ❖ Le septième intérêt porte sur vérification de stabilité dynamique des structures selon les deux sens d'influence de séisme.

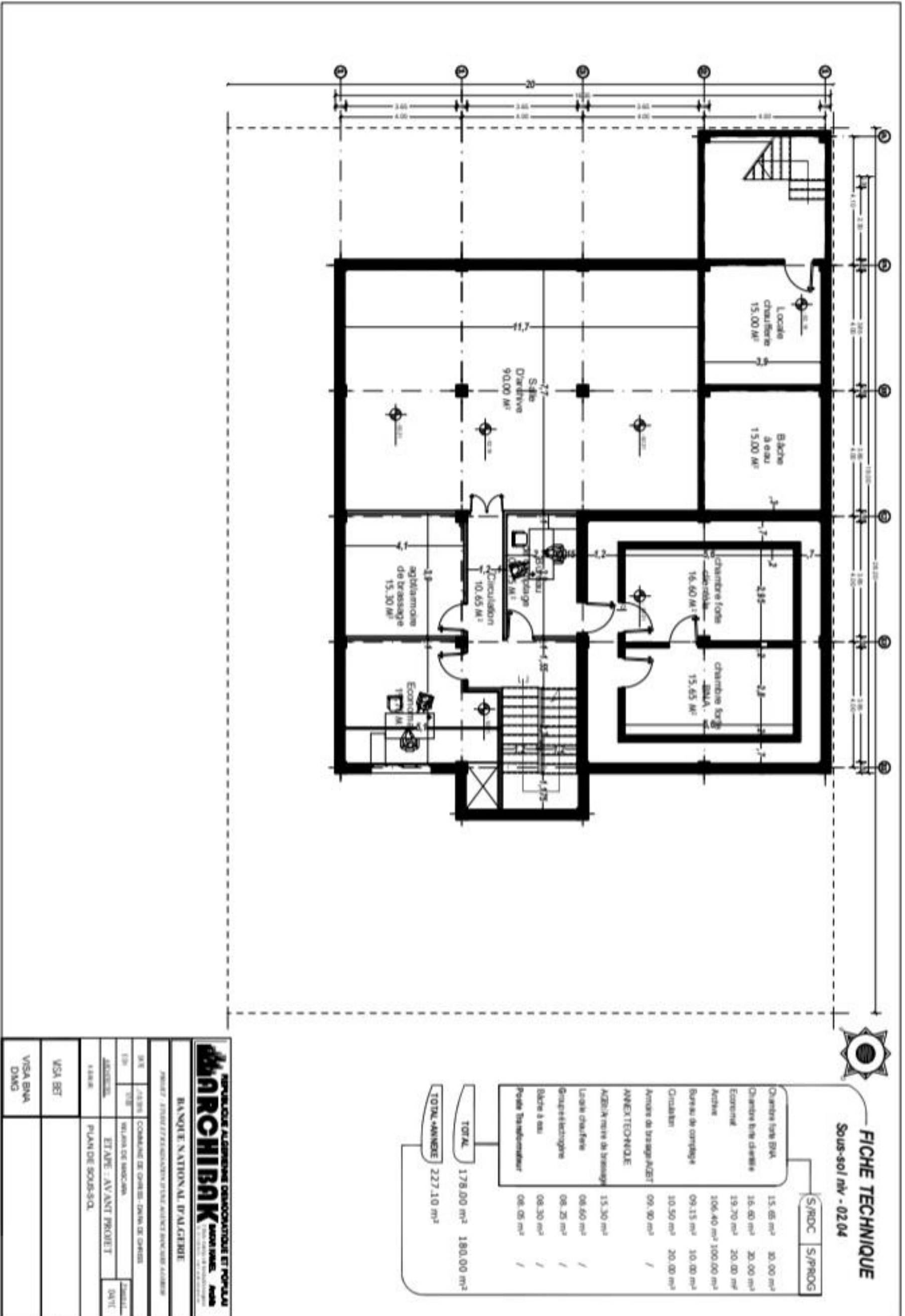
Nous avons choisi le logiciel Robot Millenium à partir de ses multiples avantages comme : la précision, la capacité de calcul et la vitesse d'exécution, il définit la structure à analyser dans son ensemble avec l'interprétation graphique des résultats de l'analyse dynamique et statique.

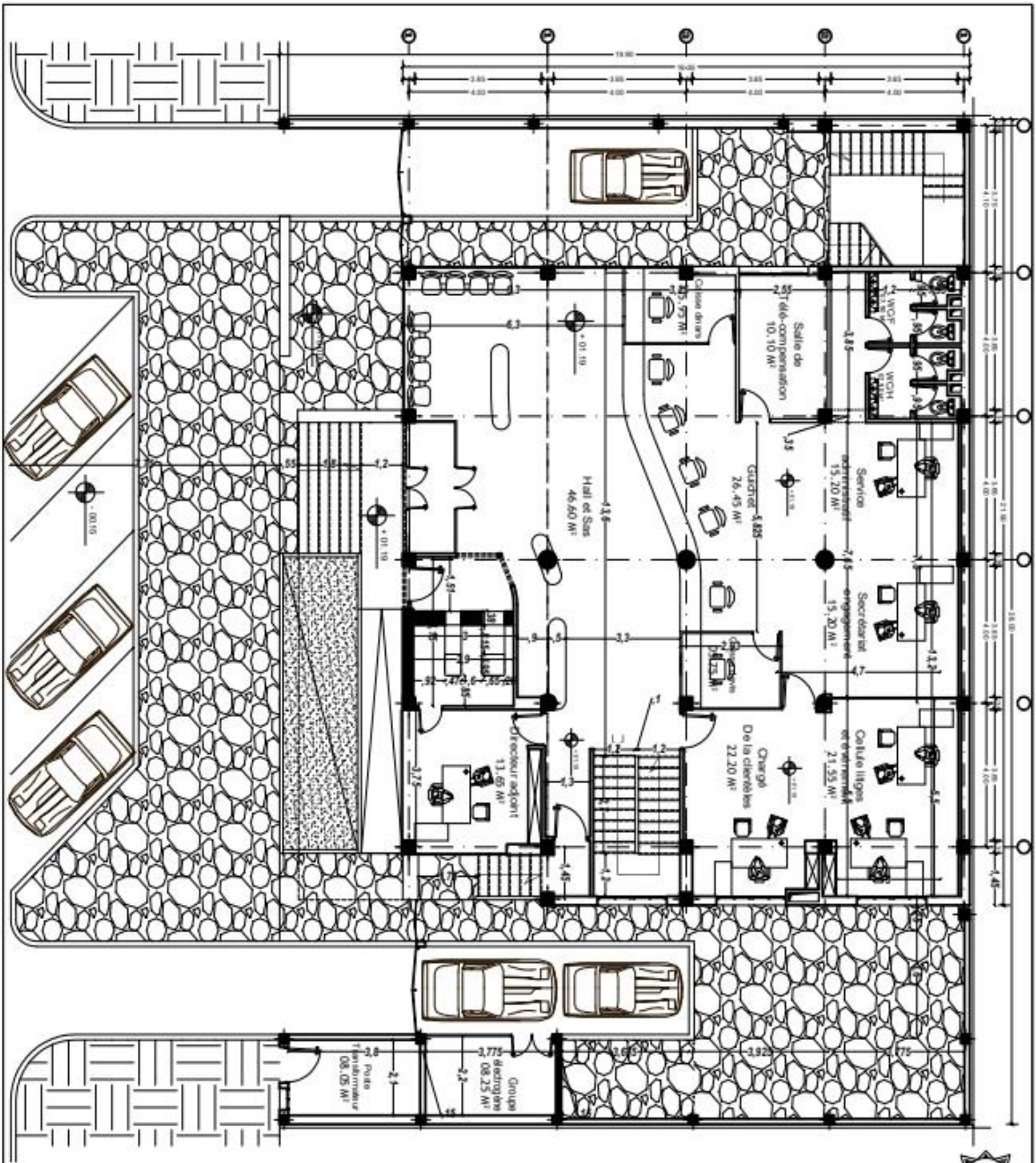
Enfin, nous espérons que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets à différents usage bancaire, économique, sanitaires etc et ce afin de participer à la relance du secteur de bâtiment en Algérie. De plus, les échanges avec les étudiants de master ont été très enrichissants et me motivent à continuer dans cette voie.

La technologie liée à la construction de ces espaces des banques notamment les coffres a été développée au fil du temps, les concepteurs de coffres trouvent des moyens novateurs. La

CONCLUSION

conception et dimensionnement des murs dans lesquels se trouvent l'argent et documents reste ainsi bel et bien la première des sécurité des banques.





FICHE TECHNIQUE
Plan de Rez-de-chaussée+01.19

	S/RDC	S/PROG
FRONT OFFICE		
HALL ET SAS	46.60 m ²	50.00 m ²
Charge d'accueil/orientation	4.53 m ²	08.00 m ²
Casa Diras	05.75 m ²	06.00 m ²
Casa Dine	05.95 m ²	06.00 m ²
Qu'ohel	26.45 m ²	30.00 m ²
Directeur adjoint	15.45 m ²	14.00 m ²
Charge de la clientèle	22.20 m ²	24.00 m ²
TOTAL	119.75 m²	142.00 m²
BACK OFFICE		
Salle de télé-communication	09.20 m ²	10.00 m ²
Secrétariat engorgement	21.55 m ²	30.00 m ²
Cellule lignes développement	15.20 m ²	16.00 m ²
Service administratif	15.20 m ²	14.00 m ²
Salle de réunion	15.80 m ²	20.00 m ²
Salle de réunion	21.50 m ²	20.00 m ²
TOTAL	98.45 m²	110.00 m²
TOTAL FB OFFICE	218.20 m²	252.00 m²

ARCHIBANK
BANKING SOLUTIONS
SOLUTIONS

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

BANQUE NATIONALE D'ALGERIE

PROJET : ETUDE ET REALISATION D'UN BÂTIMENT BANCAIRE ALGERIEN

DESIGN : /R/ SI COORDONNEUR DES TRAVAUX D'ARCHITECTURE

EDITEUR : MAJANA DE BANGALIA

ARCHITECTE : ETAPLE - AVANT PROJET

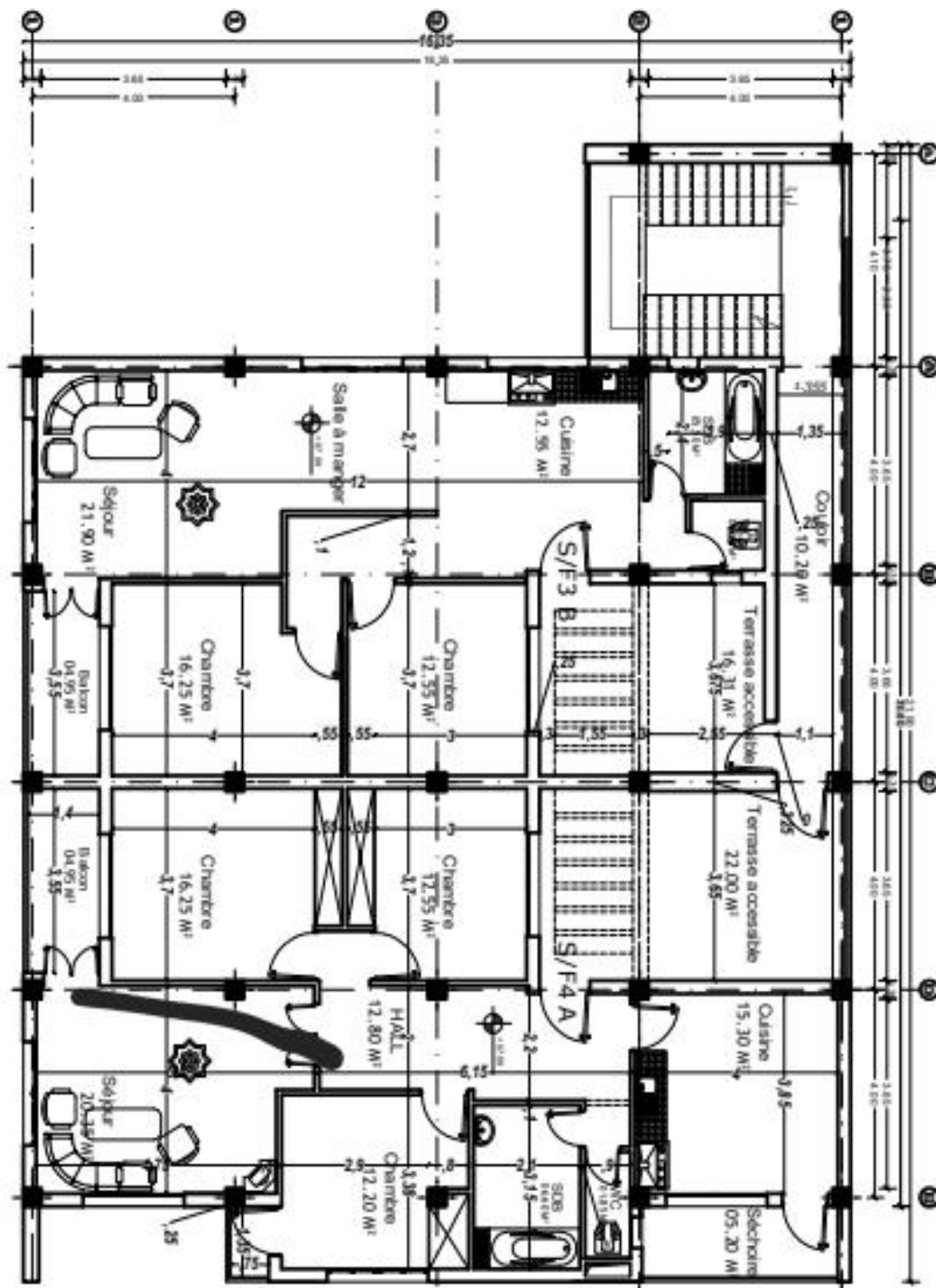
CLIENT : BANQUE NATIONALE D'ALGERIE

ETAPLE - PLAN DE REZ-DE-CHAUSSEE

VISA BET

VISA BNA

DWG



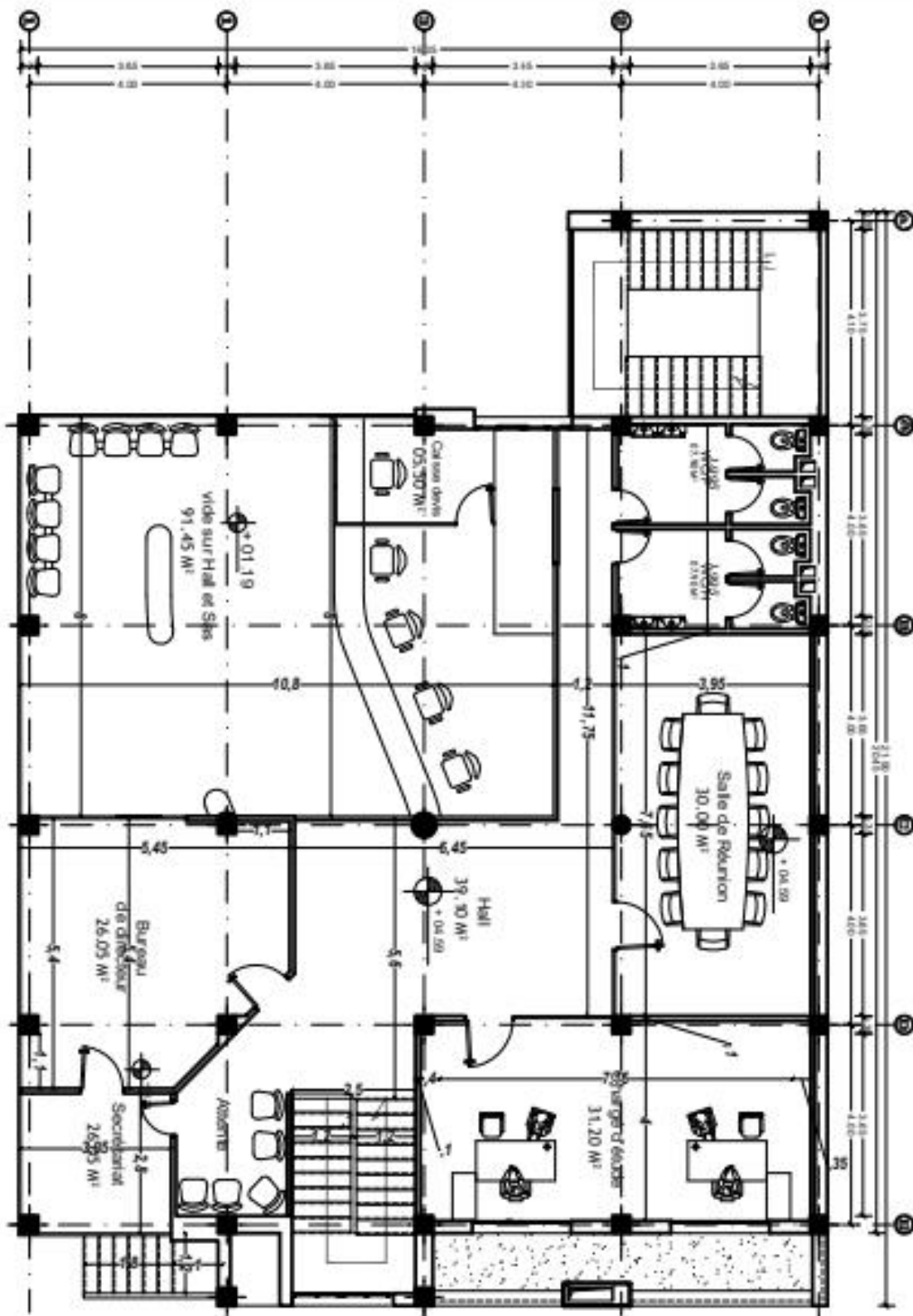
FICHE TECHNIQUE

	S/F4 A	S/F3 B
Séjour	20.35 m ²	21.90 m ²
Chambre01	16.25 m ²	16.25 m ²
Chambre02	12.55 m ²	12.55 m ²
Chambre03	12.20 m ²	/
Cuisine	15.30 m ²	11.00 m ²
S.D.B	03.80 m ²	04.55 m ²
W.C	01.50 m ²	01.95 m ²
placard	/	/
Circulation	12.80 m ²	12.30 m ²
Total	89.45 m²	80.00 m²
Séch	10.60 m ²	3.10 m ²
loggia	04.95 m ²	04.95 m ²
Total	105.00 m²	88.05 m²

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MARCHIBANK SAFIH DIALLO **ALGERIE**
 11, rue de la République - ALGERIE

BANQUE NATIONAL D'ALGERIE
 PARTI / ACTIF / REGULATION JUDICIAIRE / RESERVE ALGERIENNE

DATE	15/01/20	COMMANDE DE CHARGES, DONNEE DE CHARGES	ALGERIE
OBJ	TTR	WELAMA DE MAROCIA	07/16
ASPECTS			
F AIA	PLAN DE 02ème ETAGE		
VISA BET			
VISABNA			
DMQ			



FICHE TECHNIQUE
Sous-sol niv - 02.04

	S/RDC	S/P/ROG
MEZANINE		
Direction d'agence	29.10 m²	30.00 m²
Secrétariat	16.30 m²	10.00 m²
Salon d'attente	15.80 m²	12.00 m²
Salle de réunion	31.20 m²	30.00 m²
Charge de décode	39.10 m²	40.00 m²
Circulation	30.00 m²	30.00 m²
Salle de réunion	30.00 m²	30.00 m²
TOTAL	161.50 m²	128.00 m²

ARCHIBANK
REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Banque Nationale d'Algérie

BANQUE NATIONALE D'ALGERIE

PROJET: BUREAU ET RECEPTIONS ET UN ALBERT BUREAU ALGERIE

DATE: 14/01/19

DESIGN: COORDONNEUR DE CHARGES D'ARCHITECTURE

CLIENT: W.A.M.A. DE MAROC

ARCHITECTE: ETAPES: AVANT PROJET

CLIENT: PLAN DE 1er ETAGE

VISA BET

VISA BINA

DMG