

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université -Ain-Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté Des Sciences Et De La Technologie
Département De Génie Civil Et Travaux Publics



Projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme de Master en :

- ❖ **Domaine :** Science Et Technologie
- ❖ **Filière :** Génie Civil
- ❖ **Spécialité :** Ingénierie Des structures
 - **Thème :**

Etude D'un Bâtiment (R+6) à usage D'habitation

Présenté par :

- **BOUAZZA ABID ABDELHAK**
- **MERZOUGUI MOHAMED RACHID**

Devant les jurys composés de :

- | | |
|-------------------------------------|----------------------|
| ▪ M^r SAID | Président. |
| ▪ M^{me} LAZIZI | Examinatrice. |
| ▪ D^r AMARA KHALED | Encadrant. |

Année Universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Toute notre gratitude et nos remerciements absolus à Dieu Tout-Puissant qui nous a donné force, courage et volonté de développer cette œuvre, et nos pères pour leur soutien et leurs sacrifices. Avec une profonde gratitude et un intérêt particulier, je remercie mes superviseurs, M. Amara Khaled, pour son soutien, ses bons conseils et sa grande gentillesse pendant le développement de ce projet. Par conséquent, j'exprime ma gratitude à tous les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et de présenter les critiques nécessaires à la coordination de ce travail. Nous remercions également tous les professeurs de l'Institut de génie civil qui ont contribué à notre formation. Je souhaite à tous ceux qui nous ont soutenus et qui nous ont aidés de loin ou de près à mener à bien ce projet trouver ici une expression de notre sincère et sincère gratitude, en particulier nos familles et amis.

Dédicaces

Louange à Dieu, et bénédictions et salut soient sur notre maître Muhammad, que Dieu le bénisse et lui accorde la paix. C'est un grand honneur de dédier cette humble œuvre : aux personnes les plus chères du monde, ma mère et mon père, que Dieu les conserve pour moi. À mon père : je te remercie mon père de m'avoir donné le soutien tout le temps dont j'ai besoin, et de m'avoir dirigé et dirigé vers ma mère : je te remercie pour mon soutien et ma souffrance afin que je puisse réaliser mes rêves et mes espoirs et me donner toute l'affection pour que je puisse continuer, Dieu prolonge la vie. Nous dédions également ce travail à nos frères et sœurs, à nos familles, à nos amis, à tous nos enseignants qui nous ont enseignés et à tous nos êtres chers.

Abdelhak

Dédicaces

Avec une grande gratitude, nous dédions ce dur labeur à tous ceux qui nous sont chers : nos pères en premier lieu qu'aucun dévouement ne peut exprimer tout le respect et l'amour que nous ressentons envers eux, pour votre amour, votre dévouement et vos encouragements, nous vous remercions chaleureusement. Nos frères et sœurs pour leurs conseils et leur réconfort. Nos amis et camarades avec qui nous avons partagé les bons et les mauvais moments, et avec qui nous souhaitons le succès dans leur carrière aux professeurs à qui nous avons passé le flambeau lors du premier cycle. Alors à ceux qui nous ont aidés et soutenus dans ce projet, et qui nous ont permis de nous surpasser à chaque événement.

Rachid

RESUMÉ :

le but de cette étude est conception d'une structure à usage d'habitation (R +6) qui sera implanté dans la wilaya de Ain temouchent, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établie par le logiciel (SAP 2000). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton, sap2000, AUTO-CAD, RPA99, BAEL91.

ملخص:

الغرض من هذا المشروع هو دراسة وتركيب مبنى متعدد الأغراض من الخرسانة المسلحة يتكون من طابق أرضي وستة طوابق. يقع المبنى في ولاية عين تموشنت (المنطقة إصدار 2003. يتم ضمان استقرار الهيكل الحامل للمبنى من خلال إطارات البوابة وجدران القص، يتم تنفيذ نسب عناصر تحمل الخرسانة. sap2000 ويتم إجراء الحسابات يدوياً وعن طريق الإصدار 2003 / RPA99 الإصدار 99 و / BAEL91 المسلحة وفقاً لقواعد

الكلمات المفتاحية: RPA 99, BAEL 91, AUTO-CAD, SAP2000. الخرسانة. العمارة.

ABSTRACT:

The purpose of this project is to study and fit a multi-purpose reinforced concrete building consisting of a ground floor and six floors. The building is located in the Wilayat of Ain Temouchent (Area IIa, RPA99 / version 2003). The stability of the load-bearing structure of the building is ensured by portal frames and shear walls, calculations are made manually and by means of sap2000. The proportions of the bearing elements of reinforced concrete are carried out according to the rules of BAEL91 / version 99 and RPA99 / version 2003.

Keys words: Building, Concrete, sap2000, AUTO-CAD, RPA99, BAEL9

RESUMÉ :

le but de cette étude est conception d'une structure à usage d'habitation (R +6) qui sera implanté dans la wilaya de Ain temouchent, classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et les voiles, L'étude et l'analyse de ce structure ont été établie par le logiciel (SAP 2000). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifier99 et RPA99 version 2003.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, poutres ,poteaux ,sap2000, RPA99, BAEL91.

ملخص:

الغرض من هذه الدراسة هو تصميم هيكل للاستخدام السكني (ص +6) يقع في ولاية عين تموشنت ، مصنفة في المنطقة 2 أ حسب تنظيم الزلازل الجزائري (RPA 99 إصدار 2003) ، يتم ضمان استقرار الهيكل بواسطة الحزم والأعمدة والجدران ، تم دراسة وتحليل هذا الهيكل عن طريق البرنامج (SAP 2000) يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها ، وهي BAEL91 modifier99 و RPA99 version 2003.

الكلمات المفتاحية: بناء ، خرسانة مسلحة ، كمرات ، أعمدة ،

sap2000 ، RPA 99 ، BAEL 91

ABSTRACT:

The purpose of this study is to design a structure for residential use (R +6) which will be located in the wilaya of Ain temouchent, classified in zone IIa according to the Algerian earthquake regulation (RPA 99 version 2003), The stability of the structure is ensured by beams, columns and walls, The study and analysis of this structure have been established by software (SAP 2000). The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules, namely BAEL91 modifier99 and RPA99 version 2003.

Keywords: Building, Reinforced concrete, beams, columns, sap2000, RPA99, BAEL91.

Sommaire

Chapitre I

Présentation Du Projet

I	OBJECTIF :	1
I.1	INTRODUCTION :	1
I.2	DESCRIPTION DE L'OUVRAGE :	3
I.3	CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :	3
I.3.1	Dimensions en plan :	3
I.3.2	Dimension en élévation :	3
I.3.3	Ossature :	4
I.4	PLANCHERS :	4
I.4.1	Planchers à corps creux (en partie courante)	4
I.4.2	Planchers dalle pleine	5
I.4.3	Les Balcons	5
I.4.4	L'acrotère	5
I.4.5	Terrasse :	5
I.4.6	Poutres :	5
I.4.7	Poteaux :	5
I.4.8	Escaliers :	5
I.4.9	Maçonnerie	6
I.4.10	Revêtement	7
I.5	CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX	7
I.5.1	LE BETON	7
I.5.2	Ciment :	7
I.5.3	Granulat :	7
I.5.4	Sable :	7
I.5.5	Gravier :	7
I.5.6	Eau de gâchage :	7
I.5.7	Adjuvants :	7
I.6	CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET MECANQUES DU BETON :	8
I.6.1	Masse volumique :	8
I.6.2	Résistances caractéristiques :	8
I.6.3	Module de déformation longitudinale instantané	8
I.6.4	Module de déformation longitudinale différé	8
I.6.5	Contraintes normale limites à l'état limite ultime (ELU)	9
I.6.6	Coefficient de Poisson :	9
I.7	ACIER :	10
I.7.1	Contrainte limite de l'acier à l'état limite ultimes ELU	10
I.7.2	Contrainte limite de l'acier à l'état limite de service ELS	10
I.7.3	Contrainte ultime de cisaillement de béton	11
I.7.4	Coefficient de Poisson	11
I.8	OUTILS INFORMATIQUES	11

Chapitre II

Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux

II	INTRODUCTION	13
II.1	PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :	14
II.1.1	Épaisseur totale du plancher corps creux :	14
II.2	PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	16
II.2.1	Prédimensionnement des poutres principales	16
II.2.2	Prédimensionnement des poutres secondaires	17
II.3	DESCENTE DE CHARGE	18
II.3.1	Évaluation des charges permanentes et d'exploitations	18
II.3.1.1	Plancher terrasse	18
II.3.1.2	Plancher étage courant :	19
II.3.1.3	Les planchers en dalle pleine:	20
II.3.1.4	Maçonnerie :	21
II.3.2	URemarque:	22
II.4	BALCONS :	23
II.5	L'ESCALIER:	23
II.6	ACROTERE	25
II.6.1	Charge permanente :	25
II.6.2	Surcharges d'exploitation :	25
II.7	POIDS PROPRE DES POUTRES :	25
II.7.1	Poteau central :	26
II.7.2	Poids des planchers :	26
II.8	POTAUX :	26
II.8.1	Surcharges d'exploitation	26
II.9	CALCUL DES CHARGES SELON LA LOI DE DEGRESSION	27
II.9.1	Surcharges d'exploitation	28
II.10	PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	28
II.10.1	Procédure de calcul	28
II.10.2	Etat limite de service	29
II.10.3	Le minimum requis par la RPA99 ver 03 (1)	30
II.10.4	Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :	30
II.11	CRITERE DE RESISTANCE	31
II.11.1	Calcul de l'effort normal ultime	31
II.11.2	Vérification des poteaux au flambement :	32
II.12	PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES :	34
II.12.1	Voile de contreventement du Rez-de-Chaussée :	34
II.12.2	Voile de contreventement des étages courants :	34

Chapitre III

ETUDE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS

III	INTRODUCTION	36
III.1	CALCUL DES SOLLICITATIONS ET FERRAILLAGES DES PLANCHERS CORPS CREUX :	37
III.1.1	Calcul de la combinaison d'actions ELU du plancher-terrasse	37
III.1.2	Calcul de la combinaison d'actions ELS du plancher-terrasse	38
III.1.3	Calcul de la combinaison d'actions ELU du plancher-Rdc du type 1	38
III.1.4	Combinaison d'actions à ELS du plancher-Rdc du type-1	38
III.2	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT DANS LES POUTRELLES DU PLANCHER-RDC	39
III.2.1	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	39
III.2.2	Calcul du moment de comparaisons dans la travée 1-2 des poutrelles	40
III.2.3	Calcul des moments dans les appuis de la travée 1-2 des poutrelles	41
III.3	CALCUL DU RAPPORT DES CHARGES D'EXPLOITATION ET PERMANENTES	41
III.4	CALCUL DES MOMENTS DANS LA TRAVEE 1-2 DES POUTRELLES	41
III.5	CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS DANS LES POUTRELLES DU PLANCHER DU RDC	43
III.6	CALCUL DU FERRAILLAGE DES POUTRELLES	45
III.7	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES EN TRAVEE	46
III.7.1	Calcul du moment de la table	46
III.7.2	Condition de non fragilité	47
III.7.3	Armatures finales en travée	48
III.8	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES EN APPUI	48
III.8.1	Condition de non fragilité	49
III.8.2	Armatures finales en appui	49
III.9	CALCULS NUMERIQUES DES SOLLICITATIONS DANS LES POUTRELLES DES PLANCHERS	49
III.9.1	Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-Rdc , étage courant type-1 à ELU	50
III.9.2	Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELS	50
III.9.3	Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELU	50
III.9.4	Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELS	50
III.9.5	Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELU	50
III.9.6	Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELS	51
III.9.7	Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELU	51
III.9.8	Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELS	51
III.10	FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	53
III.10.1	Armatures perpendiculaires aux nervures	53
III.10.2	Armatures parallèles aux nervures :	54

Chapitre IV

ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

IV	INTRODUCTION	56
IV.1	ETUDE ET CALCUL DE FERRAILLAGE DU BALCON	56
IV.1.1	Détermination des charges et surcharges du balcon :	56
IV.1.2	Charge concentrée (garde-corps) :	57
IV.1.3	Évaluation des actions à ELU	57
IV.1.3.1	Garde-corps:	57
IV.1.3.2	A l'ELS :	57
IV.1.3.3	A l'ELU :	58
IV.1.3.4	A l'ELS	58
IV.2	FERRAILLAGE :	58
IV.2.1	Armature principale :	59
IV.2.2	Armature de répartition :	59
IV.2.3	Vérifications des contraintes à l'ELU :	60
IV.2.3.1	Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :	60
IV.2.3.2	Vérification de la l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99) :	60
IV.2.3.3	Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91 modifié 99) :	60
IV.2.3.4	Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99) :	61
IV.2.3.5	Vérification à l'ELS :	61
IV.2.3.6	Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :	62
IV.2.4	Remarque :	62
IV.2.5	Conclusion :	62
IV.3	L'ACROTERE	63
IV.3.1	Introduction :	63
IV.3.2	Principe de calcul :	63
IV.3.3	Évaluation des charges:	63
IV.3.4	Détermination de l'effort due au séisme :	64
IV.3.5	Calcul des sollicitations :	64
IV.3.6	Moments est efforts normaux :	64
IV.4	FERRAILLAGES :	64
IV.4.1	Calcul d'excentricité :	64
IV.4.2	Moment réduit fictif :	65
IV.4.3	Condition de non fragilité	65
IV.4.4	Armature de répartition (article A.8.2.4.1 du BAEL91 modifié 99):	66
IV.4.5	Vérification à l'E.L.S :	66
IV.4.5.1	État limite de compression du béton :	66
IV.4.5.2	Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91	66
IV.4.6	Dessin de ferrailage :	66
IV.5	LES ESCALIERS:	67
IV.5.1	Définition :	67
IV.6	ESCALIER A DEUX VOLETS :	68
IV.6.1	Dimensionnement :	68
IV.6.2	Dimensionnement de la paillasse :	68
IV.6.2.1	Paillasse 1 :	68
IV.7	CALCUL LES ESCALIERS DES L'ELU :	69
IV.7.1	Etude de la paillasse :	70
IV.7.1.1	Calcul des réactions d'appuis Ra et Rb :	70
IV.7.1.2	Calcul des efforts internes :	70
IV.7.1.3	Diagramme des efforts internes :	71

IV.7.2	Calcul des réactions d'appuis Ra et Rb :	73
IV.7.3	Calcul des efforts internes :	73
IV.7.4	Diagramme des efforts internes :	74
IV.8	CALCUL DES ARMATURES :	74
IV.8.1	Armature principale :	74
IV.8.2	Armature de répartition :	75
IV.8.3	Armature principale :	75
IV.8.4	Armature de répartition :	76
IV.8.5	Armature principale :	76
IV.8.6	Armature de répartition :	76
IV.8.7	Armature principale :	77
IV.8.8	Armature de répartition :	77
IV.9	L'ELS:	77
□	LA VOLEE (1) :	77
IV.9.1	Etude de la paillasse :	78
IV.9.2	Calcul des réactions d'appuis Ra et Rb :	78
IV.9.3	Calcul des efforts internes :	78
IV.10	CALCUL DES REACTIONS D'APPUIS RA ET RB :	80
IV.10.1	Calcul des efforts internes :	80
IV.10.2	Diagramme des efforts internes :	81
IV.11	CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :	82
IV.11.1	Introduction :	82
IV.11.2	Dimensionnement :	82
IV.11.3	Hauteur de la poutre palier :	82
IV.11.4	Largeur de la poutre palier :	82
IV.12	DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :	82
IV.12.1	Combinaison des charges et surcharges :	82
IV.12.2	volée(2) :	83
IV.12.3	Combinaison des charges et surcharges :	83
IV.12.4	Combinaison des charges et surcharges :	83
IV.13	FERRAILLAGE :	84
IV.13.1	Aux travée :	84
IV.13.2	Armature de répartition :	84
IV.13.3	Aux appuis:	85
IV.13.4	Armature de répartition :	85
IV.14	VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON ET LES ACIERS :	86
IV.14.1	Diverses vérifications :	86
IV.14.2	Aux appuis :	86
IV.14.3	chéma de ferrailage :	87

Chapitre V

CALCULS DYNAMIQUES ET SISMIQUES

V	INTRODUCTION :	89
V.1	CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	89
V.2	METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	89
V.2.1	Méthode dynamique modale spectrale :	89
V.2.2	application de la méthode statique équivalente	89
V.3	CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE	89
V.3.1	Coefficient d'accélération de zone : A.	90
V.3.2	Coefficient de comportement global de la structure : R.	90
V.3.3	facteur de qualité : Q.	90
V.3.4	Poids total de la structure : W	91
V.3.5	Facteur d'amplification dynamique moyen : D	91
V.4	METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	93
V.4.1	Modélisation de la structure :	94
V.4.2	Vérification du comportement dynamique :	95
V.4.3	Vérification nombre de modes à considérer (Art 4.3.4 RPA99 V 2003) :	96
V.4.4	Résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6 RPA99 V 2003):	96
V.4.5	Justification des déplacements inter-étages :	96
V.5	VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	97
V.5.1	Justification de l'effet P-Delta :	98
V.6	STABILITE AU RENVERSEMENT :	98

Chapitre VI

ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI	INTRODUCTION	101
VI.1.1	Combinaisons d'actions	101
VI.2	CALCUL DE FERRAILLAGE DES POTEAUX	101
VI.3	EXEMPLE DE CALCUL DE FERRAILLAGE DU POTEAU	103
VI.3.1	Armatures longitudinales sous combinaison ELU	103
VI.3.2	Armatures longitudinales sous combinaison $G + Q \pm E$	104
VI.3.3	Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.41	105
VI.3.4	Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.48	105
VI.3.5	Armatures longitudinales retenues pour les poteaux	105
VI.3.6	Distances entre les barres et longueurs de recouvrement selon DTR-BC 2.48	106
VI.3.7	Calcul des armatures transversales	106
VI.3.7.1	Armatures transversales minimales selon DTR-2.4	106
VI.3.7.2	Armatures transversales minimales selon DTR-BC 2.48 :	107
VI.3.7.3	Espacements des armatures transversales selon DTR-BC 2.48 :	107
VI.3.8	Schémas de ferrailage des poteaux	108
VI.4	CALCUL DE FERRAILLAGE DES POUTRES :	108
VI.5	COMBINAISONS D' ACTIONS	108
VI.6	CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES PRINCIPALES	109
VI.6.1	Armatures longitudinales en travées sous combinaison ELU :	109
VI.6.2	Armatures longitudinales en appuis sous combinaison $G + Q \pm E$	109
VI.6.3	Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.41	110
VI.6.4	Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.48	110
VI.6.5	Armatures longitudinales retenues pour les poutres principales	110
VI.6.6	Distances entre les barres et longueurs de recouvrement selon DTR-BC 2.48 :	110
VI.6.7	Calcul des armatures transversales :	111
VI.6.8	Armatures transversales minimales selon DTR-2.41 :	111
VI.6.9	Armatures transversales minimales selon DTR-2.48 :	111
VI.6.10	Espacements des armatures transversales selon DTR-BC 2.41 :	111
VI.6.11	Espacements des armatures transversales selon DTR-BC 2.48 :	112
VI.6.12	Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires :	112
VI.7	CALCUL DE FERRAILLAGE DES MURS VOILES :	112
VI.7.1	Combinaisons d'actions	113
VI.7.2	Sollicitations Sap2000 :	113
VI.7.3	Armatures minimales	114
VI.7.4	Armatures finales :	115
VI.7.5	Espacement :	115
VI.7.6	Choix des armatures verticales	115
VI.7.7	Choix des armatures horizontales :	115
VI.7.8	Choix des armatures transversales :	115
VI.7.9	Vérification à l'effort tranchant	116

Chapitre VII

ETUDE ET FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

VII	INTRODUCTION :	119
VII.1	CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS :	119
VII.1.1	Vérification des semelles isolées :	120
VII.1.2	calcul une semelle isolée	120
VII.1.3	Calcul de la surface S_s :	121
VII.1.4	Vérification des semelles filantes sous voile :	121
VII.1.4.1	Pré dimensionnement :	121
VII.1.4.2	Ferraillage principale	122
VII.1.4.3	On utilise la méthode des bielles	123
VII.1.4.4	L'espacement	123
VII.1.4.5	Calcul de la hauteur libre (h')	123
VII.1.4.6	Calcul l'espacement de cadres	123
VII.1.5	Vérification des semelles filantes sous poteaux :	124
VII.1.5.1	Pré dimensionnement :	124
VII.1.5.2	Condition de rigidité :	125
VII.1.5.3	Ferraillage principale	125
VII.1.5.4	On utilise la méthode des bielles	125
VII.1.5.5	L'espacement	125
VII.1.5.6	Ferraillage de répartition	125
VII.1.5.7	Calcul de la hauteur libre (h')	125
VII.1.5.8	Calcul l'espacement de cadres	125
VII.1.6	La longrine	126
VII.1.6.1	Définition	126
VII.1.6.2	Dimensionnement de la longrine	126
VII.1.6.3	Ferraillage de la longrine	126
VII.1.6.4	Armatures transversales	127

Liste de figure

Chapitre I

Présentation Du Projet

Figure I-1 : Plan Du Rez-De-Chaussée	1
Figure I-2 : Plan 1ere Et 5 Etage.....	2
Figure I-3 : Plan 6ème Etage.....	2
Figure I-4 : Plan De Face D'entree	3
Figure I-5 : Plancher A Corps Creux.....	4
Figure I-6 : Type De Escaliers.....	6
Figure I-7 : Brique Creuse	6
Figure I-8 : Diagramme Contraintes-Déformations Du Béton A L'ELU.....	9
Figure I-9 : Diagramme Contraintes-Déformations Du Béton A L'els.	11

Chapitre II

Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux

Figure II-1: Disposition Des Poutrelles Dans Un Plancher En Corps Creux.	13
Figure II-2: Notations Utilisées Pour La Poutrelle D'un Plancher Corps Creux Type.	14
Figure II-3: Dimensions Finales De La Poutrelle D'un Plancher Corps Creux ...	Error! Bookmark not defined.
Figure II-4 : Dimensions De La Section Transversale Des Poutres Principales.....	17
Figure II-5 : Dimensions De La Section Transversale Des Poutres Secondaires.	18
Figure II-6 : Plancher Terrasse (Corps Creux).	18
Figure II-7 : Plancher Etage Courant (Corps Creux).	19
Figure II-8: Plancher Terrasse (Dalle Pleine).....	20
Figure II-9 : Plancher Etage Courant (Dalle Pleine).....	20
Figure II-10 : Détail Mur Extérieur.....	21
Figure II-11 : Détail Mur Intérieur.....	22
Figure II-12: L'acrotère	24
Figure II-13: Diagramme De Régression Des Charges D'exploitation.....	27
Figure II-14: Géométrie Et Notations Utilisées Pour Les Voiles De Contreventement	34

Chapitre III

ETUDE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS

Figure III-1: Disposition des poutrelles dans les planchers en corps creux.....	36
Figure III-2: Poutrelles du type-1 du plancher corps creux du Rez-de-Chaussée.	40
Figure III-3: Notations utilisées pour la poutrelle d'un plancher corps creux.....	46
Figure III-4: Modélisation des poutrelles type-1 à l'aide du logiciel Sap2000.	49
Figure III-5: Moments fléchissants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELU.	50
Figure III-6: Moments fléchissants dans les poutrelles du plancher-RdC, étage courant type-1 à ELS.....	50
Figure III-7: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELU.	50
Figure III-8: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELS.....	50
Figure III-9: Moments fléchissants dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELU.....	50
Figure III-10: Moments fléchissants dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELS.....	51
Figure III-11: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELU.....	51
Figure III-12: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELS.....	51
Figure III-13: Poutrelles du type-2 du plancher corps creux du Rez-de-Chaussée.	52
Figure III-14: Ferrailage de la dalle de compression.	54
Figure III-15: Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher corps creux.	54

Chapitre IV

ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Figure IV-1 : Disposition des armatures principales du balcon.....	58
Figure IV-2: Schéma ferrailage du balcon	62
Figure IV-3: schéma statique d'acrotère.	63
Figure IV-4: schéma ferrailage d'acrotère.	66
Figure IV-5: Vue 3D de l'escalier.....	67
Figure IV-6: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastremets (ELU).	74
Figure IV-7: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastremets (ELS) (1).	79
Figure IV-8: schéma ferrailage de Poutre palière.	87

Chapitre V

CALCULS DYNAMIQUES ET SISMIQUES

Figure V-1: Configuration en plan.....	94
Figure V-1: Premier mode propre (Translation, T = 0,48s).....	Error! Bookmark not defined.
Figure V-2: Troisième mode propre (Rotation, T = 0,37 s).....	Error! Bookmark not defined.
Figure V-3: Configuration en plan.....	Error! Bookmark not defined.
Figure V-4:3D de la structure porteuse avec un contreventement mixte portiques-murs voiles. Error!	Error!
Bookmark not defined.	

Chapitre VI

ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure VI-1:Schémas de ferrailages des poteaux.	108
Figure VI-2: Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires.....	112
Figure VI-3: Schéma de ferrailage des murs voiles en 3D.	116
Figure VI-4:Schéma de ferrailage des murs voiles.....	117

Chapitre VII

ETUDE ET FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VII-1: types de fondation superficielle.	119
Figure VII-2: semelle isolée.	120
Figure VII-3: schéma de semelle filante sous voile et sous les poteaux.....	121
Figure VII-4: Résultante des efforts.	122
Figure VII-5: Schéma de ferrailage.	123
Figure VII-6: Résultante des efforts	124
Figure VII-7 :Schéma de ferrailage.	126
Figure VII-8: Ferrailage de longrine.	127

Liste De Tableau

Chapitre I

Présentation Du Projet

Tableau I-1 :Composition du béton coulé sur place.....	8
Tableau I-2 : Différents types et caractéristiques des aciers utilisés.....	10

Chapitre II

Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux

Tableau II-1 :Evaluation des charges plancher terrasse	19
Tableau II-2 :Charges permanentes du Plancher courant.....	19
Tableau II-3 : Charges permanentes du Plancher terrasse.	20
Tableau II-4 : Charges permanentes du Plancher courant.....	21
Tableau II-5 : Charges permanentes du mur extérieur.	21
Tableau II-6 : Charges permanentes du mur intérieur.....	22
Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.	23
Tableau II-8: Evaluation des charges permanentes de palier.	23
Tableau II-9:, Charge du Volée (1)	24
Tableau II-10: Charge du Volée (2)	24
Tableau II-11: Tableau récapitulatif des charges.....	28
Tableau II-12: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.	32
Tableau II-13 : Tableau récapitulatif des vérifications des poteaux centraux.	33

Chapitre III

ETUDE ET FERRAILLAGE DES PLANCHERS

Tableau III-1: Récapitulation des charges et des combinaisons d'actions.	39
Tableau III-2: Rapports des portées de poutrelles type-1.....	40
Tableau III-3: Récapitulation des moments fléchissants isostatiques dans les travées type-1.....	42
Tableau III-4:Récapitulation des moments fléchissants isostatiques en appuis type-1.....	43
Tableau III-5: Récapitulation des moments fléchissants en travées type-1.....	43
Tableau III-6: Efforts tranchants dans les appuis des poutrelles du plancher-rdc.....	45
Tableau III-7:Moments fléchissants et efforts tranchants dans les poutrelles Travées, Appuis.	45
Tableau III-8: Rapports des portées de poutrelles type-2.....	51
Tableau III-9: Récapitulation des moments fléchissants isostatiques dans les travées type-2.....	52
Tableau III-10: Récapitulation des moments fléchissants isostatiques en appuis type 2.....	52
Tableau III-11: Récapitulation des moments fléchissants en travées type-2.....	52
Tableau III-12: Efforts tranchants dans les appuis des poutrelles du plancher-rdc type-2.	53

Chapitre IV

ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

Tableau IV-1: Charges et surcharge agissantes sur le balcon.	56
Tableau IV-2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.....	57
Tableau IV-3: Evaluation des charges permanentes de palier.	69
Tableau IV-4: Charge du Volée (1).....	69
Tableau IV-5: Charge du Volée (2).....	72
Tableau IV-6: Évaluation des charges.	83
Tableau IV-7: Le ferrailage de la poutre.....	85

Chapitre V

CALCULS DYNAMIQUES ET SISMIQUES

Tableau V-1: Valeurs du facteur de qualité.	90
Tableau V-2: Modes propres de la structure.....	95
Tableau V-3: résultat de force sismique	96
Tableau V-4: Déplacements entre les différents étages du bâtiment.....	97
Tableau V-5: Vérification de l'effort normal réduit.	97
Tableau V-6: de l'effet P-Delta dans les poteaux des différents étages.....	98
Tableau V-7: comparaison entre M renversement et M statique.	99
Tableau V-8: moments de renversement de niveau.....	99

Chapitre VI

ETUDE ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI-1: Types et sections de poteaux.	102
Tableau VI-2: Valeurs utilisées dans les calculs.	102
Tableau VI-3: Sollicitations dans les poteaux selon le logiciel S2000.	103
Tableau VI-4: Sections d'armatures des poteaux.....	107
Tableau VI-5: Résultats des moments et des efforts tranchants Sap2000.....	108
Tableau VI-6: Ferrailage des poutres principales et secondaires.	112
Tableau VI-7: Sollicitation du mur voile le plus défavorable RDC.	113

Tableau Des Symboles Et Notations

Symboles	Notations
G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{it}$	Contrainte admissible de l'acier
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
F_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
F_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I	Moment d'inertie
I	Rayon de giration
μ	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
β	Bras de levier
D	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures
d'	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inférieur)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant

V	Effort tranchant
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
T	La période
V_{st}	Force sismique total
V_i	Poids au niveau {i}
CT	Coefficient de période
C_t	Espacement
λ	Elancement
E	Epaisseur, excentricité
A	Une dimension (en générale longitudinal)
B	Une dimension (largeur d'une section)
H_e	Hauteur libre d'étage
N	Coefficient d'équivalence acier-béton
F_{dam}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
F_e	Limite d'élasticité de l'acier
F_{ij}	Module d'élasticité instantané
F_{vj}	Module d'élasticité différé
β	Coefficient de pondération

Chapitre : I

Présentation Du Projet

I Introduction :

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bloc irrégulière (R+6)

Le bâtiment est composé de :

- Le reste des étages sont à usage d'habitation.

I.1 Objectif :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (**poteaux, poutres, voile**) aux différentes sollicitations (**compression, flexion...**) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91) (1), RPA99 modifié en 2003

(2) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en se qui concerne le type de structure, des éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.



Figure I-1 :Plan du rez-de-chaussée



Figure I-2 : Plan 1ere et 5 étage



Figure I-3 : Plan 6ème étage

D'après le règlement parasismique algérien (**RPA99 ver.03**) (2) la commune de willaya Ain temouchent est classée comme étant une zone de forte sismicité (**zone IIa**).

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « **groupe 2** », car il est à usage d'habitation et la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.2 Description de l'ouvrage :

Le présent projet a pour objet d'étudier les éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc.

I.3 Caractéristiques géométriques :

I.3.1 Dimensions en plan :

Longueur totale en plan selon (x-x) : **26,98 m.**

Largeur totale en plan selon l'axe (y-y) : **26,99 m.**

I.3.2 Dimension en élévation :

- Hauteur totale de la structure : **21,59 m.** sans l'acrotère
- Hauteur d'étage :
 - RDC : **3,23 m.**
 - Autres étages : **3,06 m**

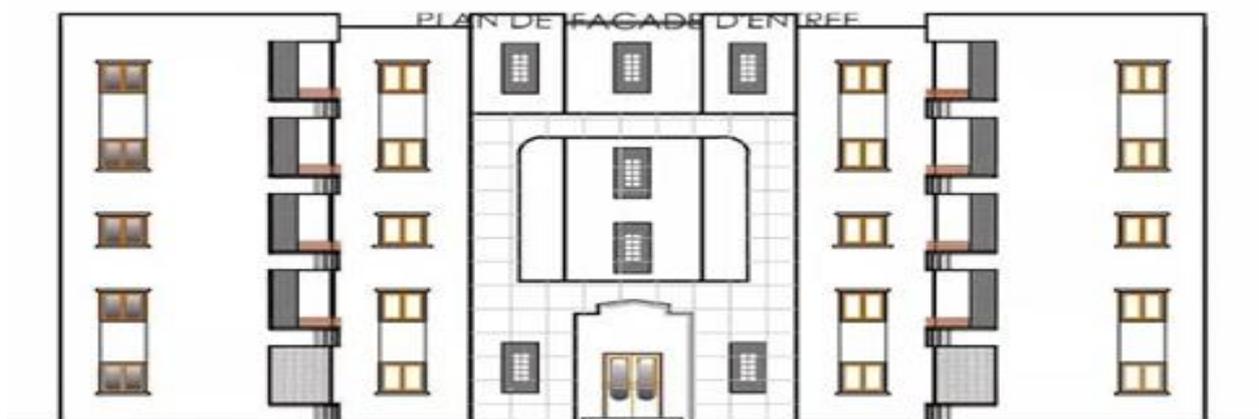


Figure I-4 : PLAN DE FACE D'ENTREE

I.3.3 Ossature :

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et de voile de contreventement suivant les différents sens, en plus d'un noyau constitué de voile pour la cage d'escaliers.

Le système de contreventement selon le RPA version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.4 Planchers :

Nous avons opté pour deux types de plancher :

- a) - plancher à corps creux.
- b) - plancher en dalle pleine.

I.4.1 Planchers à corps creux (en partie courante)

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

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.



Figure I-5 : plancher à corps creux.

I.4.2 Planchers dalle pleine

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques.

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

I.4.3 Les Balcons

Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.

I.4.4 L'acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm

I.4.5 Terrasse :

Il existe un seul type de terrasse : qui est une terrasse inaccessible.

I.4.6 Poutres :

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

I.4.7 Poteaux :

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

I.4.8 Escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter-étage

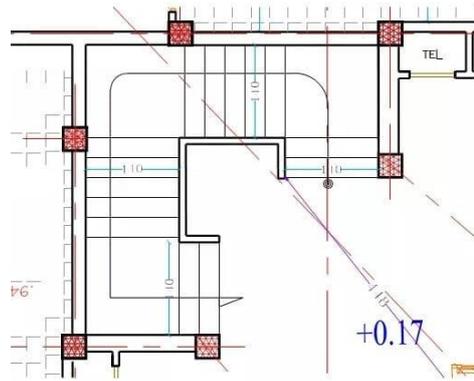


Figure I-6 : type de escaliers

I.4.9 Maçonnerie

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nousavons deux types de murs (figure I .2).

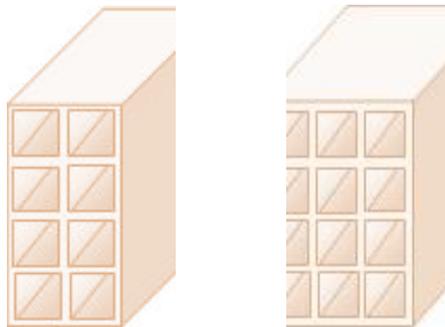


Figure I-7 : Brique

- Murs extérieurs : à double cloison
 - Brique creuse de 12 cm
 - L'âme d'air de 5cm d'épaisseur
 - Brique creuse de 10cm
- Murs intérieurs ; Ils sont constitués de brique creuse de 10cm.

I.4.10 Revêtement

- En carrelage pour les planchers courants.
- En mortier de ciment pour les murs extérieurs et cage d'escalier.
- En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.5 CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX

I.5.1 LE BETON

L'ensemble de la structure porteuse est réalisé en béton armé. Le béton est coulé sur place. Le ciment utilisé dans ce béton doit être dosé à 300 kg/m^3 au minimum (Article A.1, DTR-BC-2.41). La résistance à la compression doit être comprise entre 20 MPa et 45 MPa (Article 7.2.1, DTR-BC-2.48). Le tableau I.1 donne la composition du béton coulé sur place. Les caractéristiques physiques et mécaniques sont données ci-dessous.

I.5.2 Ciment :

Le ciment est un liant hydraulique qui présente sous la forme d'une poudre minérale fine.

I.5.3 Granulat :

Les granulats comprennent les sables et les graviers.

I.5.4 Sable :

Le sable sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseurde ces grains est généralement inferieur a 5mm.

I.5.5 Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 8à 25.

I.5.6 Eau de gâchage :

Eau incorporée au mélange liant et granulat afin d'enclencher sa prise et de conférer un bétonsa plasticité, qui facilité son écoulement et son moulage.

I.5.7 Adjuvants :

Produit chimique incorporés au moment du malaxage du béton à une dose inférieur ou égale5% en masse de la teneur en ciment du béton, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité du béton, sa prise et son durcissement.

La composition moyenne pour un 1m^3 de béton est la suivante :

Tableau I-1 :Composition du béton coulé sur place.

Constituants	Ciment (C.P.A. 325)	Sable	Gravier	Eau
Quantités	350Kg	400Kg	800Kg	175L

I.6 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

I.6.1 Masse volumique :

La densité du béton arme est égale à

$$\gamma_{AB} = 2500 \text{kg/m}^3$$

I.6.2 Résistances caractéristiques :

La résistance caractéristique à la compression à 28 jour d'âge prise égale à

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

La résistance caractéristique à la traction est égale à :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$= 0.6 + 0.06 \times 30$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

I.6.3 Module de déformation longitudinale instantané

Le module d'élasticité longitudinale instantanée du béton pour des sollicitations normales d'une durée inférieure à 24 heures contraintes et pour une résistance de compression de 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$), Article A.2.1.2.1, DTR-BC-2.41, est :

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

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{30}$$

$$E_{ij} = 34179,56 \text{ MPa}$$

I.6.4 Module de déformation longitudinale différé

Le module d'élasticité longitudinale différée du béton traitant du retrait et du fluage pour une résistance de compression de 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$), Article A.2.1.2.1, DTR-BC-2.41, est :

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{30}$$

$$E_{ij} = 11496,76 \text{ MPa}$$

I.6.5 Contraintes normale limites à l'état limite ultime (ELU)

f_{bu} : est notée f_{bu} tel que :

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons, fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action .Il est fixé à :
1 : lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h.

0.9 : lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

0.85 : lorsqu' elle est inférieur à 1h.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage I.6 du béton.



Figure I-8 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

I.6.6 Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0,20 ($\nu = 0.20$) pour le calcul des déformations à l'état limite de service et à 0 ($\nu = 0$) pour le calcul des sollicitations à l'état limite ultime (Article A.2.1.3, DTR-BC-2.41).

I.7 Acier :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) est pris égal à 200000 MPa (Article A.2.2, DTR-BC-2.41). A l'exception des armatures transversales qui sont en ronds lisses, les armatures des éléments structuraux doivent être de haute adhérence, avec une limite d'élasticité égale à 500 MPa ($f_e = 500$ MPa), Article 7.2.2, DTR-BC-2.48. Les treillis soudés ont une limite d'élasticité égale à 520 MPa ($f_e = 520$ MPa), Le tableau I.2 donne les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés

Tableau I-2 : Différents types et caractéristiques des aciers utilisés.

Aciers	Désignation	f_e (MPa)	Diamètre (mm)	Utilisation
RL	FeE235	235	6 et 8	Armatures transversals
HA	FeE500	500	10 à 20	Armatures longitudinal
TS	TLE520	520	≤ 6	Emplois courant (planchers et dalles)

I.7.1 Contrainte limite de l'acier à l'état limite ultimes ELU

La contrainte de traction admissible des armatures (Article A.4.3.4.1, DTR-BC-2.41) vaut :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où γ_s est égal à 1,15 en situation durable ou transitoire et à 1 en situation accidentelle.

(Article A.4.3.4.1, DTR-BC-2.41).

I.7.2 Contrainte limite de l'acier à l'état limite de service ELS

Dans le cas où la fissuration est supposée peu préjudiciable, il n'y a aucune limite sur la contrainte de traction admissible (Article 7.3.2.3, DTR-BC-2.4 8).

Dans le cas où la fissuration est supposée préjudiciable, on observe les règles suivantes (Article A.4.5.3.3, DTR-BC-2.41) :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$$

Dans le cas où la fissuration est supposée très préjudiciable, le diamètre des armatures ne doit pas être inférieur à 8 mm et on observe les règles suivantes (Article A.4.5.3.3, DTR-BC- 2.41) :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$$

Où : (η) est le coefficient de fissuration qui vaut 1 pour les ronds lisses et les treillis soudés et 1.6 pour les armatures à haute adhérence, à l'exception des armatures de moins de 6 mm pour lesquelles on prend 1.3 (Article A.4.5.3.3, DTR-BC-2.41).

2/ *ELS* : est donné par : $\bar{\sigma} = 0.6f_{c28}$

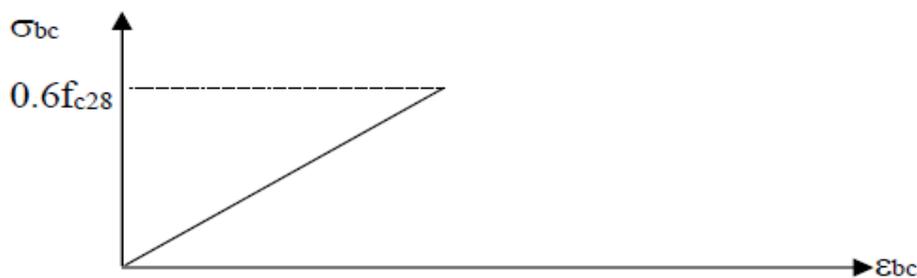


Figure I-9 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

I.7.3 Contrainte ultime de cisaillement de béton

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \tau$ Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie per : $\tau = \frac{V_u}{b x d}$

V_U : Effort tranchant.

b, d : Dimensions de pièce.

I.7.4 Coefficient de Poisson

Un seul coefficient de Poisson est utilisé. Celui-ci est pris égal à 0.30.

I.8 Outils informatiques

- Logiciel SAP 2000 version 14.0.0 ;
- Logiciel Autodesk Auto-Cad 2014 ;
- Microsoft Office Word ;
- Microsoft Office Excel.

Chapitre : II

Pré Dimensionnement Des Eléments Structuraux

II Introduction

Les éléments structuraux pré dimensionnés sont les planchers corps creux composés d'une dalle de compression (hourdis), de poutrelles supportant les corps creux (entrevous), les poutres principales supportant les poutrelles, les poutres secondaires, les voiles (murs refends) et les poteaux. Le prédimensionnement de ces éléments structuraux est effectué conformément aux Règles Parasismiques Algériennes, RPA99/version 2003 (DTR-BC-2.48) et/ou les règles de béton armé (DTR-BC-2.41 et BAEL91/version 99). La figure II.1 ci-dessus montre une vue en plan de la disposition des poutrelles d'un plancher corps creux type.

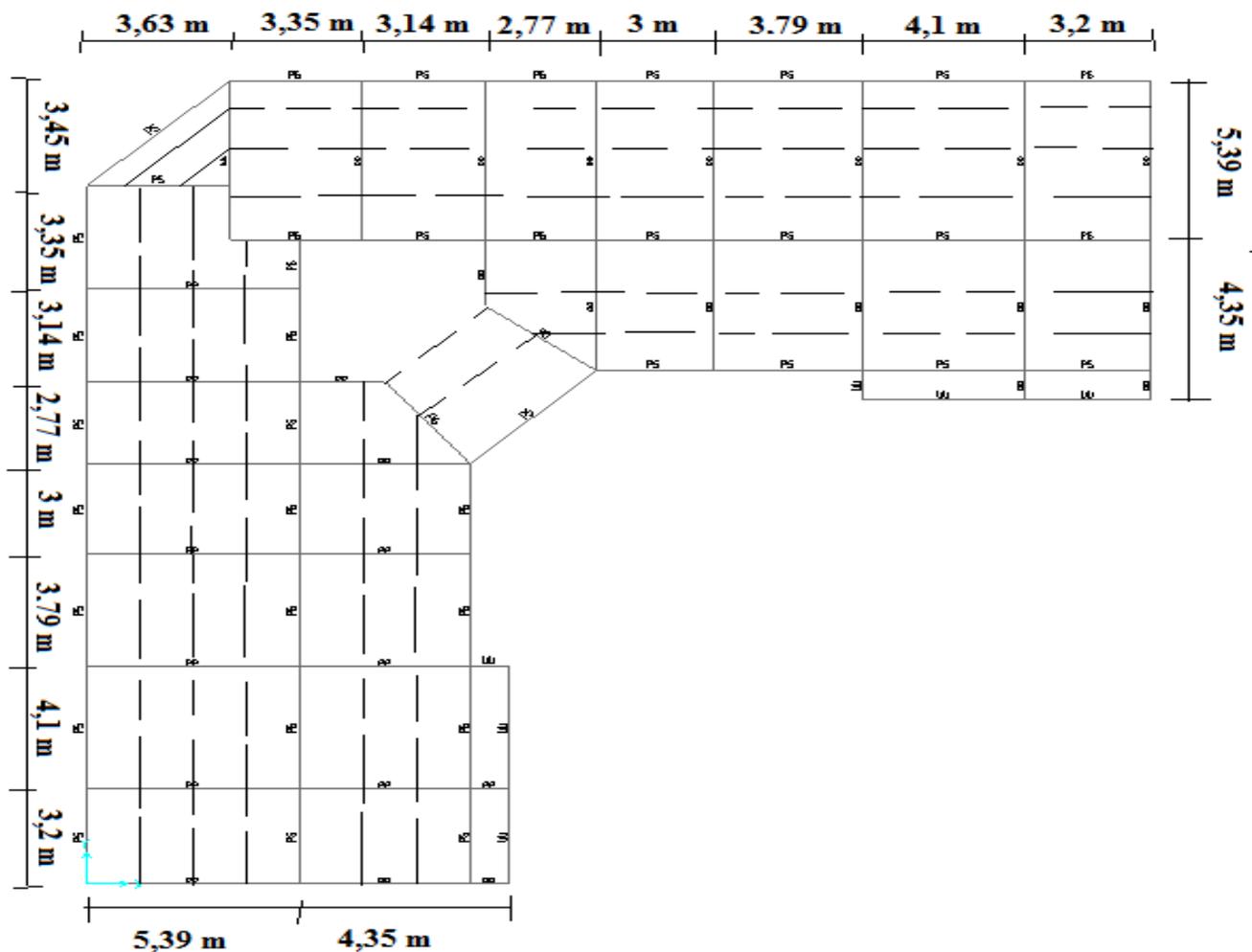


Figure II-1: Disposition des poutrelles dans un plancher en corps creux.

II.1 Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont constitués de poutrelles et de corps creux, le tout surmonté d'une dalle de compression.

II.1.1 Epaisseur totale du plancher corps creux :

L'épaisseur totale du plancher corps creux est déterminée à partir du critère de rigidité selon les règles de béton armé. Le prédimensionnement du plancher en corps creux est effectué pour la poutrelle de la plus grande portée ($L_{max} = 410\text{cm}$) comprise entre les files 1 et 6, voir figure II.1. La condition de rigidité s'écrit alors :

$$\frac{L_{max}}{20} \geq ht \geq \frac{L_{max}}{25}$$

$$\frac{410}{20} \geq ht \geq \frac{410}{25}$$

$$20,5 \geq ht \geq 16,4$$

d'où on adoptera une hauteur totale du plancher corps creux de 20 cm ($ht = h + ho = 20\text{ cm}$).

II.1.2 Pré dimensionnement de la poutrelle

III La poutrelle d'un plancher en corps creux est calculée comme une section en T. La figure II.2 en donne une illustration.

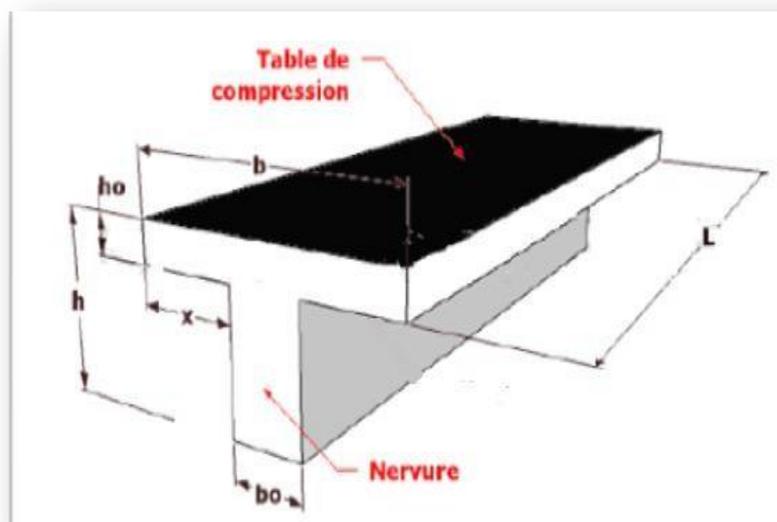


Figure II-2: Notations utilisées pour la poutrelle d'un plancher corps creux type.

L'épaisseur de l'âme de la section en T est déterminée à partir de la relation suivante et selon les règles de béton armé :

$$0,3 \times ht \leq bo \leq 0,5 \times ht$$

$$0,3 \times 20 \leq bo \leq 0,5 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq bo \leq 10 \text{ cm}$$

d'où on prendra une largeur d'âme égale à 10cm (**bo = 10cm**), voir figure II.3

La portée maximale de la poutrelle est 410 cm (**Lmax = 410 cm**) et l'entraxe des poutrelles est de 60 cm (**2b1+bo = 60 cm**), respectivement. La détermination de la largeur (b1) de la table de compression est limitée par les relations suivantes

$$b1 = \min \frac{Lmax}{10} \text{ ou } \frac{b-bo}{2}$$

$$b1 = \min \frac{410}{10} \text{ ou } \frac{60-10}{2}$$

$$b1 = \min (41\text{cm} \text{ ou } 25\text{cm})$$

d'où on prendra une largeur égale à 25 cm (**b1 = 25cm**), voir figure II.3. Le plancher corps creux aura une épaisseur totale de 20 cm (**ht = 20cm**). Cette épaisseur est composée de la dalle de compression (**ho = 4cm**) et de la poutrelle (**h = 16 cm**).

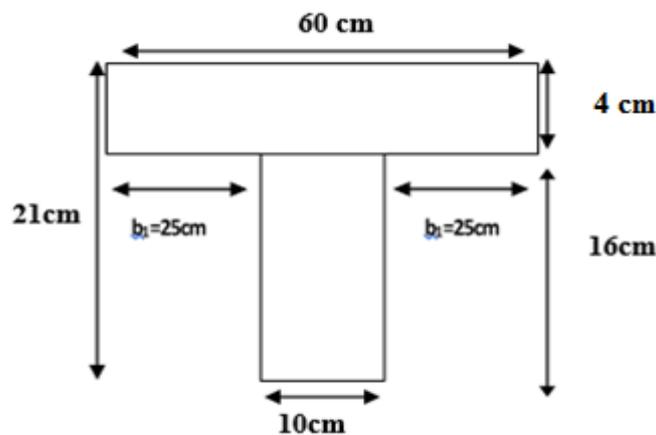


Figure II-3: Dimensions finales de la poutrelle d'un plancher corps creux.

II.2 Prédimensionnement des poutres

La hauteur et la largeur minimales des poutres principales et des poutres secondaires doivent satisfaire les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) et la condition de la flèche.

II.2.1 Prédimensionnement des poutres principales

Les poutres principales ont des travées comprises entre 200 cm et 540 cm.

Les calculs sont effectués pour la poutre principale ayant la travée la plus grande (**L_{max} = 540 cm**). La condition de rigidité exige que la hauteur de la poutre principale soit comprise entre les valeurs dictées par les relations suivantes :

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

$$\frac{540}{15} \leq ht \leq \frac{540}{10}$$

$$36 \leq ht \leq 54$$

d'où on prendra une poutre principale avec une hauteur de 40 cm (**h = 40 cm**). La largeur de la poutre principale doit être comprise entre 40% et 80% de sa hauteur, à savoir :

$$0,4 \times ht \leq b \leq 0,8 \times ht$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

Les Règles Parasismiques Algérien, RPA99/version 2003 (Article 7.5.1, DTR-BC-2.48)

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{40}{30} \leq 4 \quad \text{C.V}$$

d'où on prendra une largeur de la poutre principale de 40 cm (**b = 30 cm**). On adoptera donc des poutres principales de sections transversales rectangulaires (**b x h = (30 cm x 40 cm)**) et pour lesquelles le rapport (**h/b = 40/30 = 1,33**), voir figure II.4.

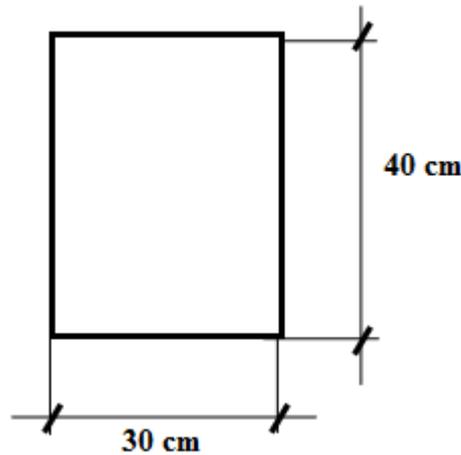


Figure II-4 : Dimensions de la section transversale des poutres principales.

II.2.2 Prédimensionnement des poutres secondaires

S'agissant des conditions de rigidités, les poutres secondaires ayant la travée la plus grande ($L_{max} = 410 \text{ cm}$). La hauteur de la poutre secondaire doit être comprise entre les valeurs dictées par les relations suivantes :

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

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10}$$

$$27,3 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

d'où on prendra une poutre secondaire avec une hauteur de 35 cm ($h = 35 \text{ cm}$). La largeur de la poutre secondaire doit être comprise entre 40% et 80% de sa hauteur, à savoir :

$$0,4 \times h \leq b \leq 0,8 \times h$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,8 \times 35$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

Les Règles Parasismiques Algérien, RPA99/version 2003 (Article 7.5.1, DTR-BC-2.48)

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{40}{25} \leq 4 \quad \text{C.V}$$

On adoptera donc des poutres secondaires rectangulaires ($b \times h$) = (35cm x 30cm) ; voir figure I.5.

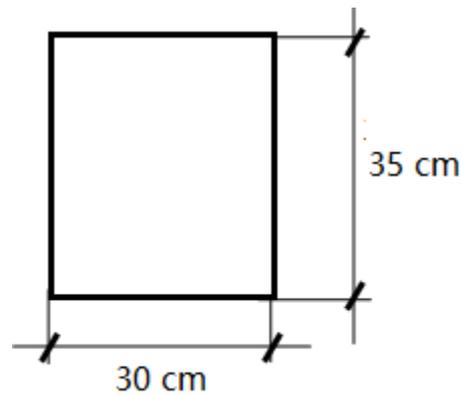


Figure II-5 : Dimensions de la section transversale des poutres secondaires.

II.3 Descente de charge

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q) revenant surtout aux poteaux. Les voiles ne sont pas concernés par l'évaluation de ces deux charges. Ils sont pré dimensionnés uniquement par les Règles Parasismiques Algériennes (DTR-BC-2.48).

II.3.1 Évaluation des charges permanentes et d'exploitations

Les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q) sont évaluées selon le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2).

II.3.1.1 Plancher terrasse

Notre plancher terrasse est inaccessible et réalisé en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

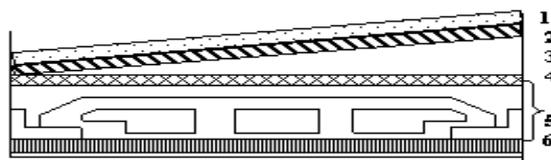


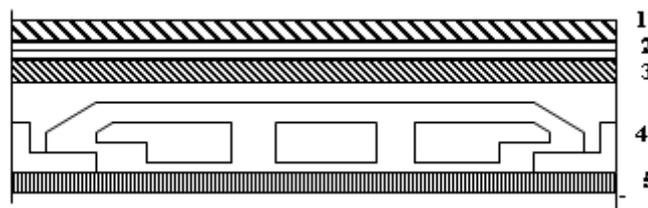
Figure II-6 : Plancher terrasse (corps creux).

Tableau II-1 :Evaluation des charges plancher terrasse .

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1. Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Forme de pente	0,10	22	2,20
4. Isolation thermique	0,04	4	0,16
5. Dalle en corps creux 16+4	0,20	—	2,80
6. Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G	6,33 KN/m²		
Q	1 KN/m²		

II.3.1.2 Plancher étage courant :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

**Figure II-7 : Plancher étage courant (corps creux).****Tableau II-2 :Charges permanentes du Plancher courant.**

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,02	18	0,36
4-Dalle en corps creux	0,21	—	2,80
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6-Cloison	0,1	9	0,9
G	5,1 KN /m²		
Q	1,5 KN/m²		

II.3.1.3 Les planchers en dalle pleine:

❖ Plancher terrasse :

Notre plancher terrasse réalisé en dalle pleine surmonté de plusieurs couches

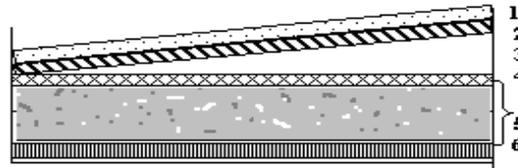


Figure II-8: Plancher terrasse (dalle pleine)

Tableau II-3 : Charges permanentes du Plancher terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1. Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3. Forme de pente	0,10	22	2,20
4. Isolation thermique	0,04	4	0,16
5. Dalle pleine	0,15	25	3,75
6. Enduit plâtre	0,02	10	0,20
G	7,28 KN/m²		
Q	1KN/m²		

❖ Plancher étage courant :

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant en

Dalle pleine

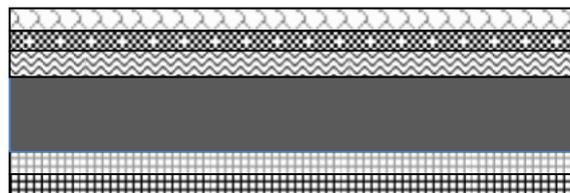


Figure II-9 : Plancher étage courant (dalle pleine).

Tableau II-4 : Charges permanentes du Plancher courant.

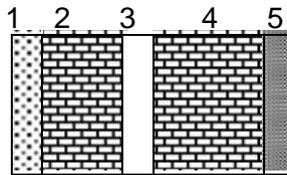
Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Lit de sable	0,02	18	0,54
4-Dalle pleine	0,15	25	3,75
5-Enduit plâtre	0,02	10	0,20
6-Cloison	/	/	1,00
G	6,33 KN/m²		
Q	1,5 KN/m²		

II.3.1.4 Maçonnerie :

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture.

1) Mur extérieur:

La figure ci-dessous nous donne un mur extérieur en double cloison en brique creuse.

**Figure II-10 : Détail mur extérieur.****Tableau II-5 : Charges permanentes du mur extérieur.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Briques creuses(10)	10	9	0,90
3- Lame d'air	5	/	0,00
4- Brique creuse (12)	12	14	1,68
5- Enduit en ciment	2	20	0,40
G	3,22 KN/m²		

2) Mur intérieur :

La figure ci-dessous nous donne un mur intérieur en brique creuse.

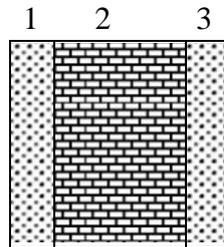


Figure II-11 : Détail mur intérieur.

Tableau II-6 : Charges permanentes du mur intérieur.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (KN/ m ³)	G (KN/ m ²)
1- Enduit en plâtre	2	12	0,24
2- Brique creuse	10	9	0,90
3- Enduit intérieur	2	12	0,24
G	1,38 KN/m²		

II.3.2 Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90% G).

Murs avec fenêtres (80% G).

Murs avec portes et fenêtres (70% G).

II.4 Balcons :

Les balcons sont en dalle plein

➤ **Charge permanente :**

Tableau II-7 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.02	18	0.36
dalle pleine	0.21	25	5,25
enduit ciment	0.02	20	0.40
G	6,85 KN/m²		
Q	3,50 KN/m²		

II.5 l'escalier:

a) **Palier :**

➤ **Charge permanente :**

Tableau II-8: Evaluation des charges permanentes de palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 18cm$)	25	1×0.15	4.5
Carrelage ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5.54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

➤ Volée (paillasse) :

Tableau II-9:, Charge du Volée (1)

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ($e = 15cm$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 40,36^0$	4,92
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9,67
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

Tableau II-10: Charge du Volée (2)

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ($e = 15cm$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 34,21^0$	4,53
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		9,28
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

$$\alpha = \arctan \alpha = \frac{0,51}{0,6} = 40,36^\circ$$

$$\beta = \arctan \beta = \frac{1,02}{1,5} = 34,21^\circ$$

II.6 ACROTÈRE

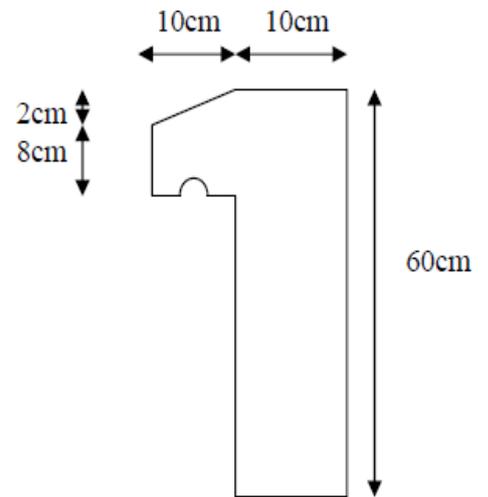
L’acrotère est un élément secondaire exposé aux chocs thermiques, Son calcul se fait à la flexion composée.

II.6.1 Charge permanente :

– Le poids propre de l’acrotère pour 1ml est de : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale totale de l’acrotère

ρ : le poids volumique tel que $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$



❖ La surface : $S = [0,6 \times 0,1 + (\frac{0,1+0,08}{2}) \times 0,10] = 0,069 \text{ m}^2$

❖ Poids propre de l’acrotère : $g_0 = \rho \cdot S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$.

❖ Poids de l’enduit de ciment : $g_1 = \rho \cdot S = 2 \times 0,6 \times 0,02 \times 20 = 0,48 \text{ KN}$

❖ $G = g_0 + g_1 = 2,205 \text{ KN/ml}$.

❖ La charge d’exploitation (la main courante): $Q = 1 \text{ KN/ml}$ (terrasse inaccessible)

II.6.2 Surcharges d’exploitation :

Plancher terrasse	1,00 KN /m ²
Plancher étages courants(habitation).....	1,50 KN /m ²
Balcons	3,50 KN /m ²
Plancher du RDC	1,50 KN /m ²
Escalier	2,50 KN /m ²
Acrotère.....	1,00 KN /m ²

II.7 Poids propre des poutres :

Plancher terrasse et étage courant :

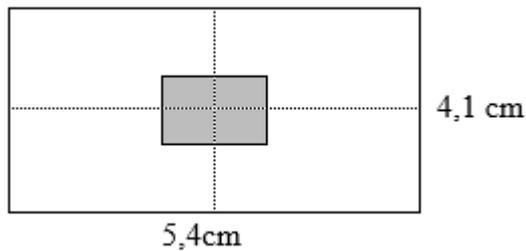
Poutres principales : $G_{pp} = 0,4 \times 0,3 \times 25 \times 5,4 = 16,2 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = 0,35 \times 0,3 \times 25 \times 4,1 = 10,76 \text{ KN}$

D’où le poids des poutres : $G_p = 16,2 + 10,76 = 26,96 \text{ KN}$

II.7.1 Poteau central :

$$S_{pl} = (5,4 \times 4,1) = 22,14 \text{ m}^2$$



Poids des planchers :

$$\text{Plancher terrasse : } G = G_t \times S_t = 6,33 \times 22,14 = 140,14 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher courant : } G = G_c \times S_t = 5,1 \times 22,14 = 112,91 \text{ KN}$$

II.8 Poteaux :

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcule leurs poids, après avoir fixé les dimensions

suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Poteau RDC : } p \times S \times h_t = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,23 = 5,046 \text{ KN}$$

$$\text{Poteaux étage courant : } p \times S \times h_c = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN}$$

II.8.1 Surcharges d'exploitation

$$\text{Terrasse : } Q \times S = 1 \times 22,14 = 22,14 \text{ KN}$$

$$\text{Etage courant : } Q \times S = 1,50 \times 22,14 = 33,21 \text{ KN}$$

$$\text{RDC : } Q \times S = 5 \times 22,14 = 110,7 \text{ KN}$$

II.9 Calcul des charges selon la loi de dégression

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments avec un nombre de niveaux supérieur ou égal à 5. Elle s'applique uniquement aux charges d'exploitation. Comme il est supposé qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5xQ. Ce qui donne (DTR B.C 2.2), voir aussi diagramme de la figure II.13:

Sous plancher terrasse	(niveau 00)	$Q = Q_0$
Sous plancher dernier étage	(niveau 01)	$Q = Q_0 + Q_1$
Sous plancher étage 2	(niveau 02)	$Q = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Sous plancher étage 3	(niveau 03)	$Q = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous plancher étage 4	(niveau 04)	$Q = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

A partir du sous plancher étage 5 et plus, on appliquera la relation suivante pour le calcul des charges d'exploitation :

$$Q = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

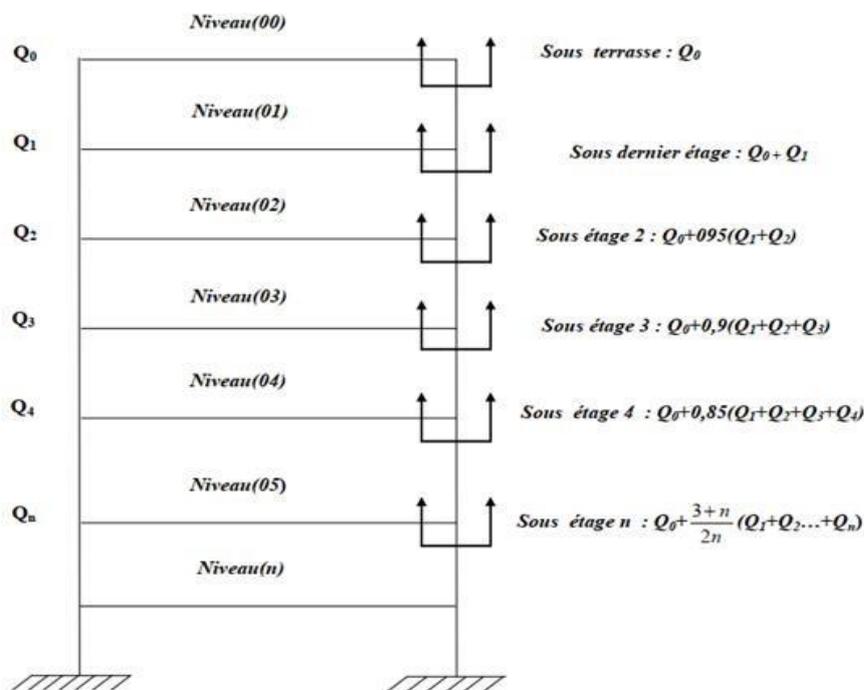


Figure II-13: Diagramme de régression des charges d'exploitation

II.9.1 Surcharges d'exploitation

$$SM=Q_0=22,14 \text{ KN}$$

$$6^{\text{eme}}=Q_0+Q_1=22,14+33,21= 55,35 \text{ KN}$$

$$5^{\text{eme}}=Q_0+0,95(Q_1+Q_2) =22,14+0,95(33,21+33,21) = 85,23\text{KN}$$

$$4^{\text{eme}}=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3) =22,14+0,9(33,21 \times 3) =118,80\text{KN}$$

$$3^{\text{eme}}=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) =22,14+0,85(33,21 \times 4) =135,05\text{KN}$$

$$2^{\text{eme}}=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =22,14+0,80(33,21 \times 5) =154,98 \text{ KN}$$

$$1^{\text{ere}}=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =21,14+0,75(33,21 \times 6) =170,58 \text{ KN}$$

$$\text{RDC}=Q_0+0,72(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) =21,14+0,72(33,21 \times 7) =188,51\text{KN}$$

Tableau II-11: Tableau récapitulatif des charges.

Etage	N°	Coeff.	G (kN/m ²)	G cumulé (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Q cumulé (kN/m ²)	1,35 x G + 1,5 x Q (kN/m ²)
Terrasse	0	1.00	6,33	6,00	1,00	1,00	9,60
5	1	0,95	5,10	46,48	1,50	9,25	76,62
4	2	0,90	5,10	51,54	1,50	10	84,58
3	3	0,85	5,10	56,60	1,50	10,75	92,53
2	4	0,80	5,10	61,66	1,50	12,13	101,45
1	5	0,75	5,10	66,72	1,50	13,5	110,32
RDC	6	0,72	5,10	71,78	1,50	14,85	119,17

II.10 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

II.10.1 Procédure de calcul

La procédure de calcul se fera comme suit :

- Les poteaux seront supposés sollicités à la compression simple.
- Plusieurs poteaux seront considérés pour chaque niveau, et on retiendra que le poteau le plus sollicité.
- Tous les poteaux seront de section carrée.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en deux étapes :

1^{ère} étape

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service, les sections trouvées seront comparées aux sections minimales requises par le RPA99 (1), et nous choisirons la section la plus grande entre les deux.

2^{ème} étape

Les sections choisies à l'état limite de service seront vérifiées à l'état limite ultime vis-à-vis de la résistance.

II.10.2 Etat limite de service

On calcul la section minimale du béton « B » aux ELS selon le BAEL91, c.-à-d. :

$$\frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \quad (2)$$

Avec :

N_{Ser} : effort normal pondéré à ELS tel que $N_{ser} = G + Q$

B : section de béton du poteau

n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_s}{E_p} = 15$

A_s : la section d'acier qui sera pris égale à 0,9%B

Donc en remplaçant dans l'équation précédente, on aura :

$$\frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 \times f_{c28}$$

D'ou :

$$B \geq \frac{N_{ser}}{0,69 f_{c28}}$$

II.10.3 Le minimum requis par la RPA99 ver 03 (1)

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

- **Min (b, h) ≥ 30 cm**
- **Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ cm**
- **$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$**
- **As. min = 0,9 % B**

Avec :

b, h : dimensions de la section, dans notre cas (b = h = a)

h_e : la hauteur de l'étage

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est

recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux

centraux (Art 7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

II.10.4 Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 < h_1/b_1 < 4$$

-Pour le rez de chaussée :

$$\text{Min } (b, h) = 45 \text{ cm} \geq h/20 = 323/20 = 16,15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour 1^{ère} étage :

$$\text{Min } (b, h) = 45 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pour 2^{ème} étage :

$$\text{Min } (b, h) = 40 \text{ cm} \geq h/20 = 306/20 = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pour 3^{eme} étage :

Min (b, h) = 40 cm \geq h/20 = 306/20 = 15,30cm..... Condition vérifiée

Pour 4^{eme} étage :

Min (b, h) = 35 cm \geq h/20 = 306/20 = 15,30cm..... Condition vérifiée

Pour 5^{eme} étage :

Min (b, h) = 35 cm \geq h/20 = 306/20 = 15,30cm..... Condition vérifiée

Pour 6^{eme} étage :

Min (b, h) = 30 cm \geq h/20 = 306/20 = 15,30cm..... Condition vérifiée

II.11 Critère de résistance

Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression centrée. Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on fixe la valeur de l'élanement du poteau égale à 35 ($\lambda=35 \leq 50$) et la valeur de $A_s = 0,01 \times Br$:

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{35}{35}\right)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2}$$

$$\alpha = 0,71$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{0,01 \times f_e}{\gamma_s}}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \frac{30}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,01 \times 500}{1,15}}$$

$$Br \geq 0,53 \times Nu$$

II.11.1 Calcul de l'effort normal ultime

$$Nu = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times S_{aff} + 1,35 (P_p + P_s) \times n$$

Tableau II-12: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

S _{aff} (m ²)	P _p (KN)	P _s (KN)	N _u (KN)	B _r (Cm ²)	Section adopté (cm ²)	
22,14	16,20	10,76	258,80	137,16	30	30
22,14	16,20	10,76	275,04	145,77	35	35
22,14	16,20	10,76	311,44	165,06	35	35
22,14	16,20	10,76	347,83	184,35	40	40
22,14	16,20	10,76	384,23	203,64	40	40
22,14	16,20	10,76	420,63	222,93	45	45
22,14	16,20	10,76	457,02	242,22	45	45

II.1.1.2 Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élanement qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($0,7h_e$)

$$L_0 : \text{Longue } \lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Ru libre de poteau.

i : Rayon de giration (I/B)

I : Moment d'inertie ($b \times h^3/12$)

S : Section transversale du poteau ($S=b \times h$)

$$\lambda=2,42 L_0/b$$

1-Poteau de R.D.C : ($L_0 = 323\text{cm.}$)

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 323) / 45 = 17,37 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Poteau d'étage courant : ($L_0 306\text{cm}$)**

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 306) / 45 = 16,45 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 306) / 40 = 18,51 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 306) / 40 = 18,51 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 306) / 35 = 21,15 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 306) / 35 = 21,15 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rightarrow \lambda = (2,42 \times 306) / 30 = 24,68 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau II-13 : Tableau récapitulatif des vérifications des poteaux centraux.

Niveaux	b (cm)	Longueur initiale (cm)	Longueur flambement (cm)	λ	he/20 (cm)	Observation
Terrasse	30	306	214	18,51	24,68	✓ Vérifié
5	35	306	214	18,51	21,15	✓ Vérifié
4	35	306	214	16,46	21,15	✓ Vérifié
3	40	306	214	16,46	18,51	✓ Vérifié
2	40	306	214	16,46	18,51	✓ Vérifié
1	45	306	214	14,81	16,45	✓ Vérifié
RDC	45	323	226	15,63	17,37	✓ Vérifié

II.12 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles de contreventement doivent satisfaire les conditions des Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99/version 2003(DTR-BC-2.48). L'épaisseur des parois des voiles de contreventement est déterminée en fonction de la hauteur de l'étage considéré (h_e), voir figure II.8 :

Les Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99/version 2003(DTR-BC-2.48) exigent une épaisseur minimale de 15 cm :

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

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

II.12.1 Voile de contreventement du Rez-de-Chaussée :

$$e \geq \frac{323-40}{20}$$

$$e \geq 14,15 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

II.12.2 Voile de contreventement des étages courants :

$$e \geq \frac{306-40}{20}$$

$$e \geq 13,3 \text{ cm}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

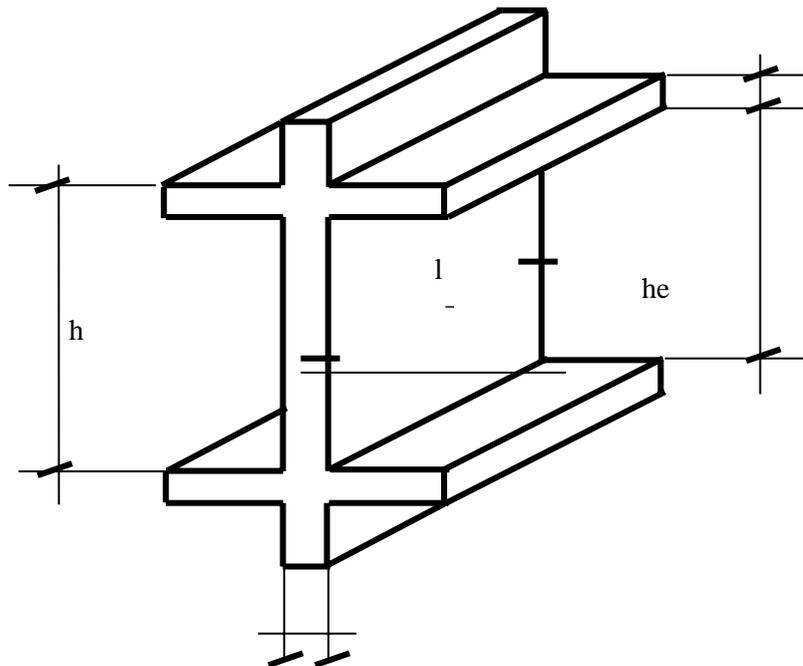


Figure II-14: Géométrie et notations utilisées pour les voiles de contreventement .

Chapitre : III

Etude Et Ferrailage Des Planchers

III Introduction

Ce chapitre est dédié au calcul des armatures et au ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles.

En principe, nous présenterons uniquement les résultats numériques obtenus du logiciel SAP2000. Mais, nous présenterons aussi les calculs et résultats effectués par des méthodes théoriques pour validations. Les différents planchers à corps creux étudiés supportent des charges d'exploitations d'intensité $Q=1.00 \text{ kN/m}^2$ (terrasse inaccessible), $Q=1.50 \text{ kN/m}^2$ (planchers étages courants) et $Q=2.50 \text{ kN/m}^2$ (planchers du RdC et des deux premiers étages). La figure III.1 donne un aperçu sur la disposition des poutrelles dans les planchers du bâtiment.

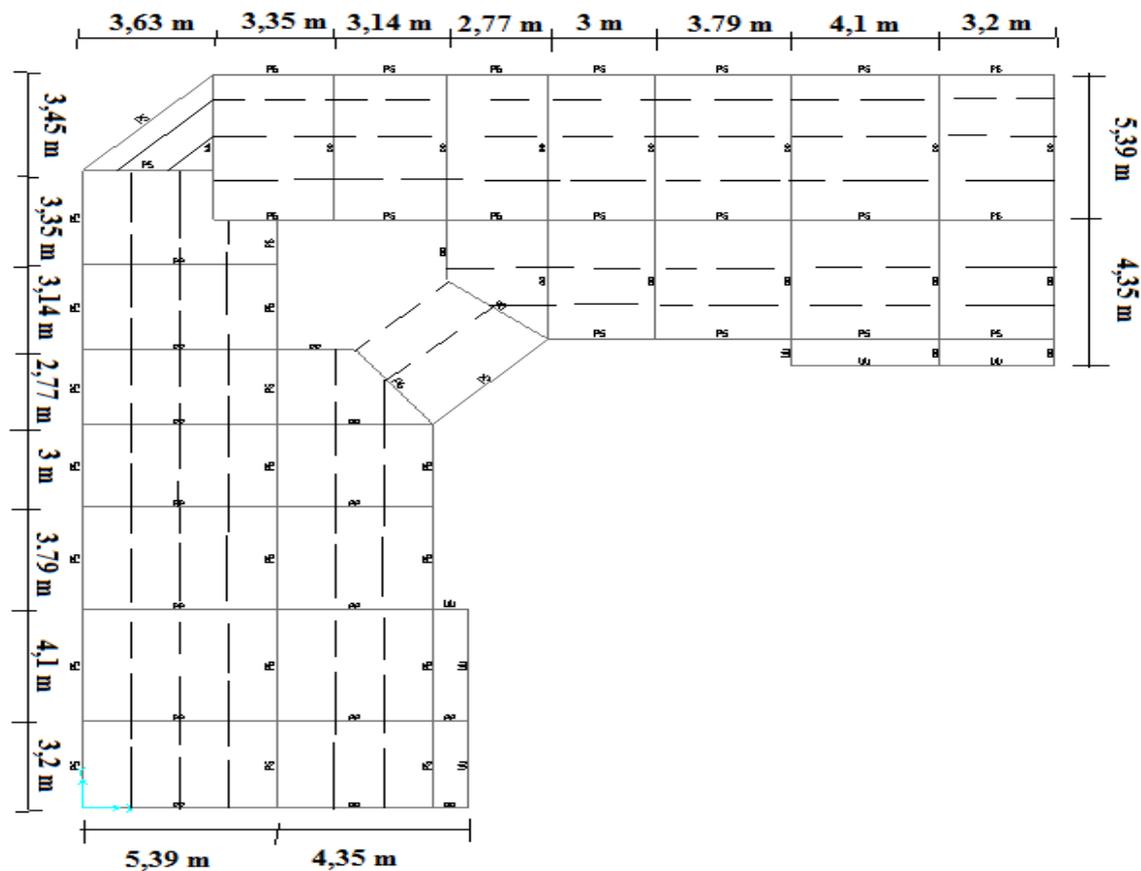


Figure III-1: Disposition des poutrelles dans les planchers en corps creux.

Tous les planchers sont constitués d'une dalle de compression horizontale montée sur des entrevous en béton et associée à un système de poutres à nervures. Les poutres à nervures sont les poutrelles, les poutres secondaires et les poutres principales.

Dans la suite, on exposera les calculs de sollicitations et de ferrailage des poutrelles du plancher-RdC. Les calculs des moments fléchissant et des efforts tranchants sont entrepris

par la méthode forfaitaire. L'application de la méthode forfaitaire pour le plancher-RdC est justifiée et les critères de justification sont exposés ci-dessous. Les calculs des sollicitations et des ferrailages pour les autres planchers sont réalisés à l'aide du logiciel SAP2000 et les résultats issus de ces calculs numériques sont présentés.

III.1 Calcul des sollicitations et ferrailages des planchers corps creux :

Ce type de plancher est composé d'entre vous reposant sur des poutrelles et d'une dalle de compression. On commencera par l'évaluation des charges calculées à partir des combinaisons d'actions aux deux états limites de service et de résistance. Les charges permanentes et les charges d'exploitation sont rapportées dans les tableaux du chapitre 2 (sous-sections II.5.1.1 à II.5.1.4). Les poutrelles sont espacées de 0.60 m ($L = 60$ cm)

III.1.1 Calcul de la combinaison d'actions ELU du plancher-terrasse

$$G = 6,33 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35 G + 1,50 Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 6,33 + 1,50 \times 1,00$$

$$Q_u = 10,05 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 0,60 \times 10,05$$

$$q_u = 6,03 \text{ kN/m}$$

III.1.2 Calcul de la combinaison d'actions ELS du plancher-terrasse

$$G = 6,33 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 6,33 + 1,00$$

$$Q_s = 7,33 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 0,60 \times 7,33$$

$$q_s = 4,39 \text{ kN/m}$$

III.1.3 Calcul de la combinaison d'actions ELU du plancher-Rdc du type 1

$$G = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,50 \times Q$$

$$Q_u = 1,35 \times 5,10 + 1,50 \times 1,50$$

$$Q_u = 9,14 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 0,60 \times 9,14$$

$$q_u = 5,48 \text{ kN/m}$$

III.1.4 Combinaison d'actions à ELS du plancher-Rdc du type-1

$$G = 5,10 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = G + Q$$

$$Q_s = 5,10 + 1,50$$

$$Q_s = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 0,60 \times 6,6$$

$$q_s = 3,96 \text{ kN/m}$$

Tableau III-1: Récapitulation des charges et des combinaisons d'actions.

Désignations	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	Qu (kN/m ²)	Qs (kN/m ²)	qu (kN/m)	qs (kN/m)
Plancher-terrasse	6,33	1,00	10,05	7,33	6,03	4,39
Planchers étages-courants	5,10	1,50	9,14	6,6	5,48	3,96
Planchers RDC-1-2éme	5,10	1,50	9,14	6,6	5,48	3,96

III.2 Calcul des moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-Rdc

Le plancher-RdC est considéré ici comme exemple. Nous appliquerons la méthode forfaitaire au type-1 des poutrelles (voir figure 3.2, ci-dessous). Le principe de la méthode est exposé dans l'article B 6.2.2.1.1 (DTR-BC 2.41).

Nous débuterons par vérifier les conditions d'applications de la méthode forfaitaire (voir tableau 3.1 pour la vérification des rapports de portées). Une fois les conditions d'application de la méthode forfaitaires sont remplies, nous aborderons les calculs des moments fléchissant et des efforts tranchants. Nous considérons d'abord la combinaison fondamentale $(1,35 \times G + 1,5 \times Q)$ à ELU.

III.2.1 Conditions d'application de la méthode forfaitaire

La méthode forfaitaire s'applique lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

- La fissuration du plancher-courant est considérée comme non préjudiciable ;
- La charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2 < \max (2 \times 5,06 \text{ kN/m}^2 \text{ ou } 5 \text{ kN/m}^2)$;
- Les inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
- Les rapports des portées est compris entre 0,8 et 1,25, voir tableau 3.1, ci-dessous.

Tableau III-2: Rapports des portées de poutrelles type-1.

Désignations	Rapports des portées de poutrelles
Travées 1-2/2-3	$\frac{3,2}{4,1} = 0,78$
Travées 2-3/3-4	$\frac{4,1}{3,79} = 1,08$
Travées 3-4/4-5	$\frac{3,79}{3} = 1,26$
Travées 4-5/5-6	$\frac{3}{2,77} = 1,08$
Travées 5-6/6-7	$\frac{2,77}{3,14} = 0,88$
Travées 6-7/7-8	$\frac{3,14}{3,35} = 0,94$

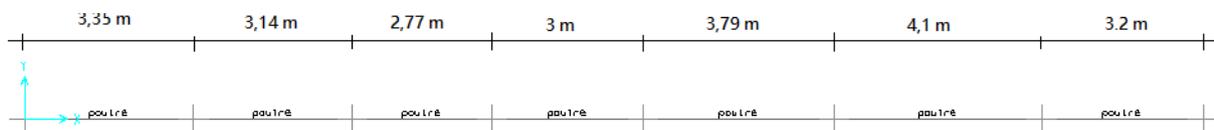


Figure III-2: Poutrelles du type-1 du plancher corps creux du Rez-de-Chaussée.

III.2.2 Calcul du moment de comparaisons dans la travée 1-2 des poutrelles

$$M_{1-2}^0 = \frac{q_u \times L_{1-2}^2}{8}$$

$$M_{1-2}^0 = \frac{5,48 \times 3,2^2}{8}$$

$$M_{1-2}^0 = 7,01 \text{ kNm}$$

III.2.3 Calcul des moments dans les appuis de la travée 1-2 des poutrelles

$$M_1 = 0,2 \times M_{1-2}^0$$

$$M_1 = 0,2 \times 7,01$$

$$M_1 = 1,40 \text{ kNm}$$

$$M_2^w = 0,5 \times M_{1-2}^0$$

$$M_2^w = 0,5 \times 7,01$$

$$M_2^w = 3,50 \text{ KN.m}$$

$$M_2^e = 0,5 \times M_{23}^0$$

$$M_2^e = 0,5 \times 11,51$$

$$M_2^e = 5,75 \text{ kN.m}$$

III.3 Calcul du rapport des charges d'exploitation et permanentes

$$\alpha = \frac{q}{G+q}$$

$$\alpha = \frac{1,5}{5,10+1,5}$$

$$\alpha = 0,22$$

III.4 Calcul des moments dans la travée 1-2 des poutrelles

$$M_{1-2}^t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max ((1+0,3 \alpha) \times M_{1-2}^0 \text{ ou } 1,05 \times M_{1-2}^0)$$

$$M_{1-2}^t + \frac{1,4+5,75}{2} \geq \max ((1+0,3 \times 0,22) \times 7,01 \text{ ou } 1,05 \times 7,01)$$

$$M_{1-2}^t + 3,575 \geq 7,47$$

$$M_{1-2}^t \geq 7,47 - 3,575$$

$$M_{1-2}^t \geq 3,895 \text{ kN.m}$$

On prend et $M_{1-2}^t = 3,895 \text{ kN.m}$ on fait la vérification suivante :

$$M_{1-2}^t \geq \frac{(1,2+0,3 \times \alpha)}{2} \times M_{1-2}^0$$

$$M_{1-2}^t \geq \frac{(1,2+0,3 \times 0,22)}{2} \times 7,01$$

$$M_{1-2}^t \geq 4,43 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-2}^t = 3,895 \text{ kN.m} \leq 4,43 \text{ kN.m}$$

Ci-dessus, nous avons montré les calculs des moments fléchissant dans les appuis et dans la travée de la poutrelle 1-2.

Les mêmes calculs sont effectués dans les autres travées et appuis des poutrelles type-1 du plancher RdC.

Tableau III-3: Récapitulation des moments fléchissants isostatiques dans les travées type-1.

Travées	Longueur (m)	Mo-ELU (kNm)	Mo-ELS (kNm)
Travée 1-2	3,2	7,01	5,06
Travée 2-3	4,1	11,51	8,32
Travée 3-4	3,79	9,83	7,11
Travée 4-5	3	6,16	4,45
Travée 5-6	2,77	5,25	3,79
Travée 6-7	3,14	6,75	4,88
Travée 7-8	3,35	7,68	5,55

Tableau III-4:Récapitulation des moments fléchissant isostatiques en appuis type-1.

Appuis	Mo-ELU (kNm)	Mo-ELS (kNm)
M1	1,40	1,01
M2	5,75	4,16
M3	4,91	3,55
M4	3,08	2,22
M5	2,62	1,89
M6	3,37	2,44
M7	3,84	2,77

Tableau III-5: Récapitulation des moments fléchissant en travées type-1

Travée	Mt à ELU (kNm)	Mt à ELS (kNm)
M'_{1-2}	3,89	2,81
M'_{2-3}	6,93	5,01
M'_{3-4}	6,48	4,69
M'_{4-5}	3,71	2,68
M'_{5-6}	2,55	1,87
M'_{6-7}	3,59	2,59

III.5 Calcul des efforts tranchants dans les poutrelles du plancher du Rdc

Pour les travées intermédiaires, on ne tient pas compte de la continuité des poutrelles et l'effort tranchant à ELU est donc pris égale à celui de la poutre isostatique reposant sur deux appuis.

$$V_1^u = \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_1^u = \frac{5,48 \times 3,2}{2}$$

$$V_1^u = 8,77 \text{ kN}$$

Pour les travées de rive, l'effort tranchant à ELU pris égale à celui de la poutre isostatique reposant sur deux appuis, est majoré de 10%.

$$V_1^u = 1,10 \times \frac{q_u \times L}{2}$$

$$V_1^u = 1,10 \times \frac{5,48 \times 3,2}{2}$$

$$V_1^u = 9,65 \text{ kN}$$

Pour les travées intermédiaires, on ne tient pas compte de la continuité des poutrelles et l'effort tranchant à ELS est donc pris égale à celui de la poutre isostatique reposant sur deux appuis.

$$V_1^s = \frac{q_s \times L}{2}$$

$$V_1^s = \frac{3,96 \times 3,2}{2}$$

$$V_1^s = 6,34 \text{ kN}$$

Pour les travées de rive, l'effort tranchant à ELS pris égale à celui de la poutre isostatique reposant sur deux appuis, est majoré de 10%.

$$V_1^s = 1,10 \times \frac{q_s \times L}{2}$$

$$V_1^s = 1,10 \times \frac{3,96 \times 3,2}{2}$$

$$V_1^s = 6,97 \text{ kN}$$

Nous allons maintenant montrer les calculs des efforts tranchants dans les appuis des poutrelles du plancher-RdC type-1. Les calculs sont effectués dans les autres travées et appuis des poutrelles type-1 du plancher RdC. Ces calculs sont réalisés sur EXCEL et ne sont pas présentés dans ce mémoire. Le tableau III.4 contient les valeurs des moments fléchissant dans les travées de toutes les poutrelles type-1 sous les actions ELU et ELS.

Tableau III-6: Efforts tranchants dans les appuis des poutrelles du plancher-rdc.

Efforts tranchants	ELU (kN)	ELS (kN)
V ₁	9,65	6,97
V ₂	12,35	8,93
V ₃	11,42	8,25
V ₄	9,04	6,53
V ₅	8,35	6,03
V ₆	9,46	6,84
V ₇	10,09	7,27

III.6 Calcul du ferrailage des poutrelles

Le tableau III.7 ci-dessous contient les valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants dans les travées les plus défavorables du plancher-RdC type-1. Ces valeurs sont nécessaires pour le calcul de ferrailage et sont données à l'ELU et L'ELS.

Tableau III-7: Moments fléchissant et efforts tranchants dans les poutrelles Travées, Appuis.

	Moment (kNm)		Effort tranchant (KN)
	Appuis	Travis	
ELU	5,75	6,93	12,35
ELS	4,16	5,01	8,93

Nous présenterons ici les résultats de calculs de ferrailage de la travée la plus sollicitée (travée FG) des poutrelles du plancher-RdC type-1. La poutrelle d'un plancher en corps creux est calculée comme une section en té. La figure III.3 en donne une illustration. La section en té est calculée en flexion simple.

III.7 Calcul des armatures longitudinales en travée

Nous entamons ici le calcul des armatures longitudinales en travée de la travée 12 du plancher-RdC. La poutrelle 12 est calculée en flexion simple et la section de la poutrelle est une section en té (figure III.3). La fissuration est supposée peu préjudiciable. Ci-après, les calculs de ferrailages entrepris :

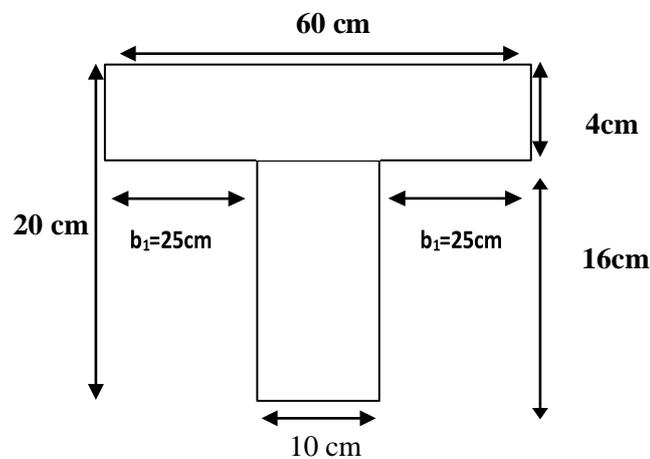


Figure III-3: Notations utilisées pour la poutrelle d'un plancher corps creux.

$$M_{2-3}^t \max = 6,93 \text{ kN.m.}$$

III.7.1 Calcul du moment de la table

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{30}{1 \times 1,5}$$

$$\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h$$

$$d = 0,9 \times 20$$

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

$$M_t^u = \sigma_{bc} \times b \times h_o \times \left(d - \frac{h_o}{2}\right)$$

$$M_t^u = 17 \times 10^3 \times 0,60 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right)$$

$$M_t^u = 65,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u = 65,28 \text{ KN.m} \geq M_{2-3}^u = 6,93 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre se trouve dans la table de compression ;

le calcul sera fait pour une section rectangulaire (60 x 20) cm².

$$\mu = \frac{M_{2-3}^u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6930}{60 \times 18^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,021$$

$$\mu_{ab} = 0,186 \geq \mu = 0,021 \quad \text{Pivot A} \quad A'u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021})$$

$$\alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,027$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_u^t = \frac{M_{2-3}^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_u^t = \frac{6930}{435 \times 0,99 \times 18}$$

$$A_u^t = 0,89 \text{ cm}^2$$

III.7.2 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,6 \times 0,18 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

III.7.3 Armatures finales en travée

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max (0,85 \text{ cm}^2 ; 1,19 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = 1,19 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 3\text{HA}10$$

$$A^t = 2,35 \text{ cm}^2$$

III.8 Calcul des armatures longitudinales en appui

$$M_2^u \max = 5,75 \text{ kN.m}$$

Le moment est négatif, la table de la section en té se trouve dans la zone tendue. Les calculs sont effectués pour une section rectangulaire de 10 cm x 20 cm. Les résultats obtenus sont :

$$\mu = \frac{M_2^u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{5750}{10 \times 18^2 \times 17}$$

$$\mu = 0,10$$

$$\mu_{ab} = 0,186 \geq \mu = 0,10 \quad \text{Pivot A} \quad A'u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

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

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

$$\alpha = 0,13$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,13$$

$$\beta = 0,95$$

$$A_u^t = \frac{M_{2-3}^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_u^t = \frac{5750}{435 \times 0,95 \times 18}$$

$$A_u^t = 0,77 \text{ cm}^2$$

III.8.1 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,10 \times 0,18 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{min} = 0,199 \text{ cm}^2$$

III.8.2 Armatures finales en appui

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(0,77 \text{ cm}^2 ; 0,199 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A^t = 1\text{T}10$$

$$A^t = 0,79 \text{ cm}^2$$

III.9 Calculs numériques des sollicitations dans les poutrelles des planchers

Dans cette partie du chapitre, on exposera les calculs de sollicitations et de ferrailage des poutrelles du plancher-RdC.

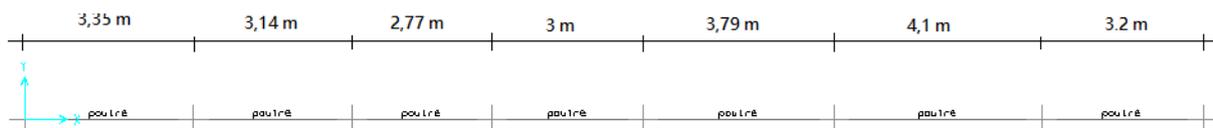


Figure III-4: Modélisation des poutrelles type-1 à l'aide du logiciel Sap2000.

Les calculs des moments fléchissant et des efforts tranchants sont entrepris par la méthode forfaitaire. L'application de la méthode forfaitaire pour le plancher-RdC est justifiée et les critères de justification sont exposés ci-dessous. Les calculs des sollicitations et des ferrailages pour les autres planchers sont réalisés à l'aide du logiciel sap 2000 et les résultats issus de ces calculs numériques sont présentés.

III.9.1 Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-Rdc , étage courant type-1 à ELU

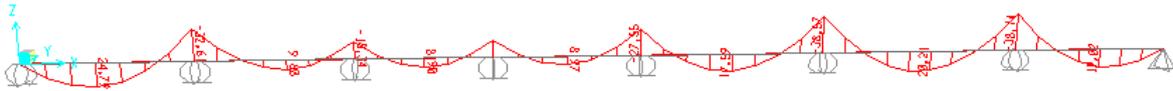


Figure III-5: Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELU.

III.9.2 Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELS

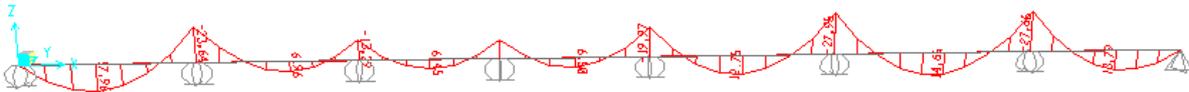


Figure III-6: Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-RdC, étage courant type-1 à ELS.

III.9.3 Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELU

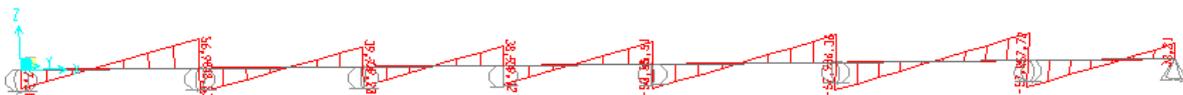


Figure III-7: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELU.

III.9.4 Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELS



Figure III-8: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-Rdc, étage courant type-1 à ELS.

III.9.5 Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELU



Figure III-9: Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-terrasse type-1 à ELU.

III.9.6 Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-terrace type-1 à ELS

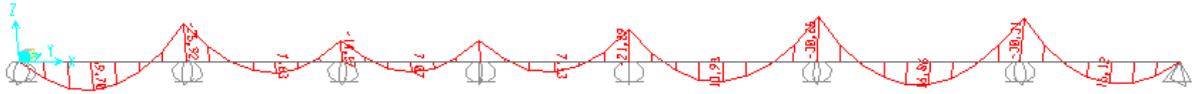


Figure III-10: Moments fléchissant dans les poutrelles du plancher-terrace type-1 à ELS.

III.9.7 Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrace type-1 à ELU

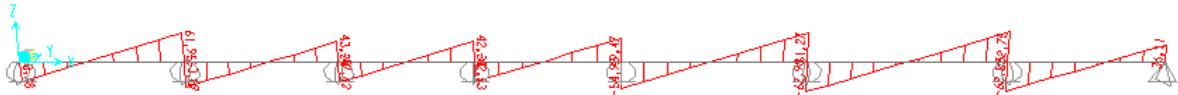


Figure III-11: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrace type-1 à ELU.

III.9.8 Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrace type-1 à ELS

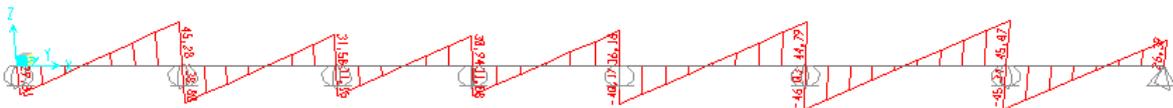


Figure III-12: Efforts tranchants dans les poutrelles du plancher-terrace type-1 à ELS.

Tableau III-8: Rapports des portées de poutrelles type-2.

Désignations	Rapports des portées de poutrelles
Travées 1-2/2-3	$\frac{3,2}{4,1} = 0,78$
Travées 2-3/3-4	$\frac{4,1}{3,79} = 1,08$
Travées 3-4/4-5	$\frac{3,79}{3} = 1,26$
Travées 4-5/5-6	$\frac{3}{2,77} = 1,08$

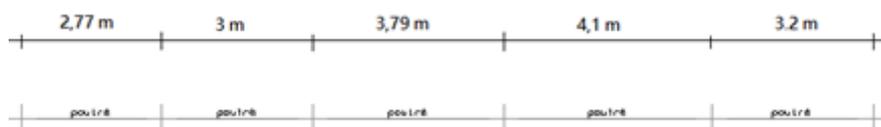


Figure III-13: Poutrelles du type-2 du plancher corps creux du Rez-de-Chaussée.

Tableau III-9: Récapitulation des moments fléchissant isostatiques dans les travées type-2.

Travées	Longueur (m)	Mo-ELU (kNm)	Mo-ELS (kNm)
Travée 1-2	3,2	7,01	5,06
Travée 2-3	4,1	11,51	8,32
Travée 3-4	3,79	9,83	7,11
Travée 4-5	3	6,16	4,45
Travée 5-6	2,77	5,25	3,79

Tableau III-10: Récapitulation des moments fléchissant isostatiques en appuis type 2.

Appuis	Mo-ELU (kNm)	Mo-ELS (kNm)
M1	1,40	1,01
M2	5,75	4,16
M3	4,91	3,55
M4	3,08	2,22
M5	1,05	0,75

Tableau III-11: Récapitulation des moments fléchissant en travées type-2.

Travée	Mt à ELU (kNm)	Mt à ELS (kNm)
M_{1-2}^t	3,89	2,81
M_{2-3}^t	6,93	5,01
M_{3-4}^t	6,48	4,69
M_{4-5}^t	3,53	1,07

Tableau III-12: Efforts tranchants dans les appuis des poutrelles du plancher-rdc type-2.

Efforts tranchants	ELU (kN)	ELS (kN)
V ₁	9,65	6,97
V ₂	12,35	8,93
V ₃	11,42	8,25
V ₄	9,04	6,53
V ₅	8,35	6,03

III.10 Ferrailage de la dalle de compression

L'épaisseur du hourdis du plancher-RdC en corps creux est de 5 cm. Cette épaisseur est déterminée dans le chapitre de prédimensionnement (chapitre 2). Selon le DTR-BC2.41, l'hourdis doit être armé d'un quadrillage de barres (treillis soudé) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5p/ml) pour les armatures perpendiculaires (A_{\perp}) aux nervures
- 33 cm (3p/ml) pour les armatures parallèles ($A_{//}$) aux nervures
- Lorsque la largeur totale de la poutrelle (L_1) est comprise entre 50 cm et 80 cm ($50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$, la section des barres d'acier est égale à :

$$A_{\perp} \geq 4 \times \frac{Ll}{f_e}$$

$$A_{//} \geq \frac{A}{2}$$

avec :

(A) désigne la section des armatures perpendiculaires aux nervures ; ($A_{//}$) la section des armatures parallèles aux nervures ; (L_1) la distance entre axes des nervures ; (f_e) la limite élastique (treillis soudé $\phi \leq 6 \text{ mm}$).

III.10.1 Armatures perpendiculaires aux nervures

La largeur totale de la table de la poutrelle est de 60 cm. Cette largeur est calculée dans le chapitre 2. La fissuration du plancher-RdC est supposée peu préjudiciable.

$$A \geq 4 \times \frac{Ll}{f_e}$$

$$A \geq 4 \times \frac{60}{520}$$

$$A \geq 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 5\phi 6 \quad A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.10.2 Armatures parallèles aux nervures :

$$A // \geq \frac{A}{2}$$

$$A // \geq \frac{1,41}{2}$$

$$A // \geq 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé $\phi 6$ dont les dimensions des mailles sont de 15 cm x 15 cm, suivant les deux sens ;

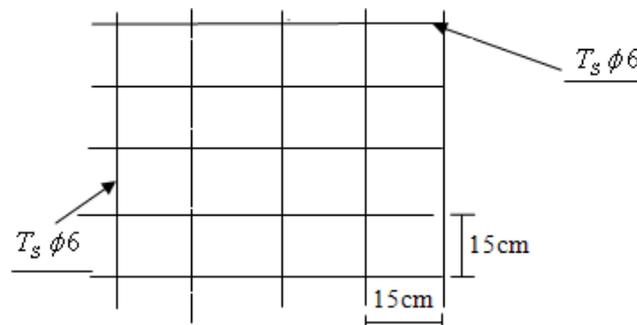


Figure III-14: Ferrailage de la dalle de compression.

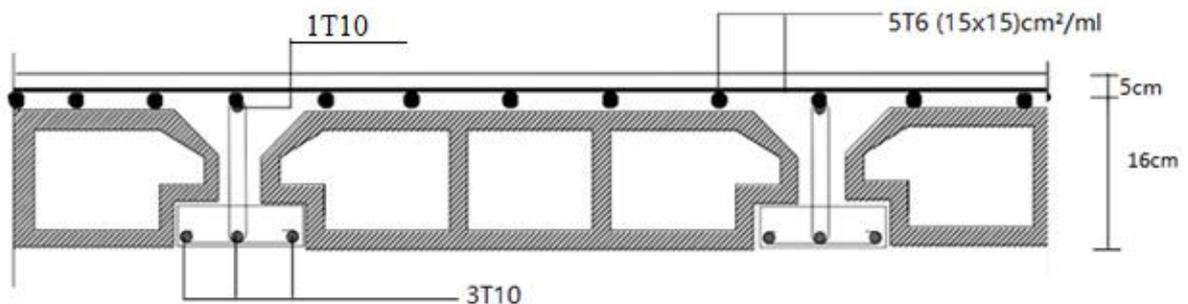


Figure III-15: Schéma de ferrailage des poutrelles du plancher corps creux.

On remarque des écarts entre les sollicitations obtenues par la méthode forfaitaire et celle des calculs numériques. La méthode forfaitaire donne des valeurs plus élevées, mais cela va dans le sens de la sécurité.

Chapitre : IV

Etude Et Ferrailage Des Eléments Non Structuraux

IV Introduction

Les éléments non-structuraux (secondaires) concernés par cette étude et ce ferrailage sont le balcon, l'acrotère et les escaliers.

IV.1 Etude et calcul de ferrailage du balcon

Le balcon est étudié comme une console, encasté à l'extrémité dans la poutre de rive. Le balcon est sollicité par une charge permanente (G), une surcharge d'exploitation (Q) et une charge concentrée (P) due au poids du mur en briques de hauteur 1.20m et d'épaisseur 30cm. Le balcon est considéré comme une dalle pleine et son épaisseur est calculée par la formule suivante :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{98}{15} \leq e \leq \frac{98}{20}$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

IV.1.1 Détermination des charges et surcharges du balcon :

Tableau IV-1: Charges et surcharge agissantes sur le balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.02	18	0.36
dalle pleine	0.21	25	5,25
enduit ciment	0.02	20	0.40
G	6,85 KN/m ²		
Q	3,50 KN/m ²		

IV.1.2 Charge concentrée (garde-corps) :

Tableau IV-2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.

Charges permanentes concentrées poids du Corps creux	Masse volumique (KN)	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
Poids total			1,62

IV.1.3 Évaluation des actions à ELU

$$q_u = 1,32 \times G + 1,5 \times Q$$

$$q_u = 1,32 \times 6,85 + 1,5 \times 3,50$$

$$q_u = 14,29 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 14,29 \times 1,00 = 14,29 \text{ kN/m}$$

calcul effectué pour une bande de 1 m

IV.1.3.1 Garde-corps:

$$g_u = (1.35 \text{ g}) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.19 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3.2 A l'ELS :

IV.1.3.2.1 Dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (6,85 + 3.5) \times 1\text{m} = 10,35 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3.2.2 Garde-corps :

$$g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$$

IV.1.3.3 A'ELU :**IV.1.3.3.1 Moments fléchissant :**

$$M_u = \frac{q_u x l^2}{2} + g_u x l$$

$$M_u = \frac{14,29 x 0,98^2}{2} + 2,19 x 0,98$$

$$M_u = 9,01 \text{ KN.m}$$

IV.1.3.3.2 L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 14,29 \times 0,98 + 2,19 = 16,19 \text{ KN}$$

IV.1.3.4 A'ELS**IV.1.3.4.1 Moments fléchissant :**

$$M_s = \frac{q_s x l^2}{2} + g_s x l$$

$$M_s = \frac{10,35 x 0,98^2}{2} + 1,62 x 0,98$$

$$M_s = 6,26 \text{ KN.m}$$

IV.1.3.4.2 L'effort tranchant :

$$V_s = q_s \cdot l + g_s$$

$$V_s = 10,35 \times 0,98 + 1,62 = 11,76 \text{ KN}$$

IV.2 Ferrailage :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

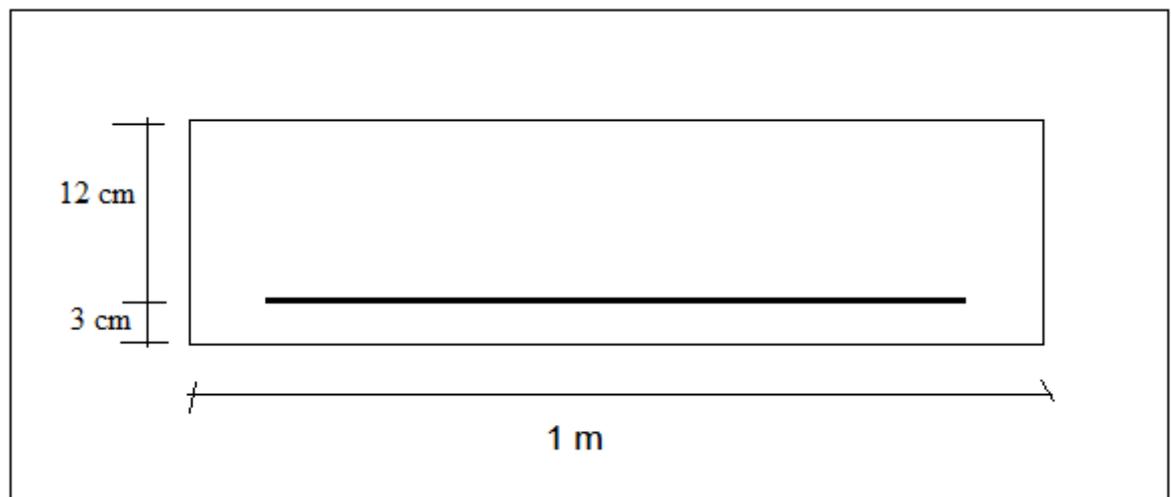


Figure IV-1 : Disposition des armatures principales du balcon.

IV.2.1 Armature principale :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{13660}{100 \times 12^2 \times 17} \quad \mu = \mathbf{0,055} \quad \mu \leq \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{Pivot A}$$

$$A'_u = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{500}{1,15} \quad \sigma_s = \mathbf{435 \text{ MPa}}$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) \quad \alpha = \mathbf{0,06}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,06) \quad \beta = \mathbf{0,98}$$

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

$$A_u^t = \frac{13660}{0,98 \times 12 \times 435}$$

$$A_u^t = 2,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

IV.2.2 Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Avec : un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

IV.2.3 Vérifications des contraintes à l'ELU :

IV.2.3.1 Conditions de non fragilité du béton : (A.4.2.1/BAEL91modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,4}{500}$$

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

Soit : $A = 4.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.32 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

IV.2.3.2 Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié99) :

$$\tau_u \leq \tau'_{se}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec : ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi_s = 1.5$ (Pour les Aciers HA).

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

avec n : nombre de barres

$$\tau_u = \frac{16,19}{0,9 \times 12 \times 18,84} \times 10 = 0,79 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.83 \text{ MPa} \leq \tau_{se} = 3.6 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

IV.2.3.3 Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91modifié 99) :

$$\tau_u \leq \tau'_u$$

$$\tau'_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau'_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,5} 30 ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3 ; 4 \} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{16,19}{100 \times 12} \times 10 = 0,13 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} \leq \tau'_u = 3 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.3.4 Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91modifié99) :**✚ Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.3.5 Vérification à l'ELS :**IV.2.3.5.1 Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées99) :**

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,4} \right\} \\ &= \text{Min} \{333,33 ; 215,55\} \end{aligned}$$

$$\sigma_{st} = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \rho_1 = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \quad \beta_1 = 0,856$$

$$K_1 = 33,08$$

$$k = \frac{1}{k_1} = 0,030$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,26 \times 10^6}{0,85 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 108,62 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures

IV.2.3.5.2 Etat limite de compression du béton (Art.A.4.5.2 du BAEL91) :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,030 \times 108,62 = 3,26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Condition vérifiée

IV.2.3.6 Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{15}{98} = 0,15 > \frac{1}{16} = 0,063$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{98} = 0,15 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{6,26}{10 \times 6,26} = 0,1$$

Condition vérifiée.

$$\frac{At}{b.d} < \frac{4,2}{fe}$$

$$\frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{500} = 0,0084$$

Condition vérifiée

IV.2.4 Remarque :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.2.5 Conclusion :

Le balcon est ferrillé comme suit :

Armatures principales : 5HA12 avec St=20 cm.

Armatures secondaires : 5HA8 avec St=20 cm.

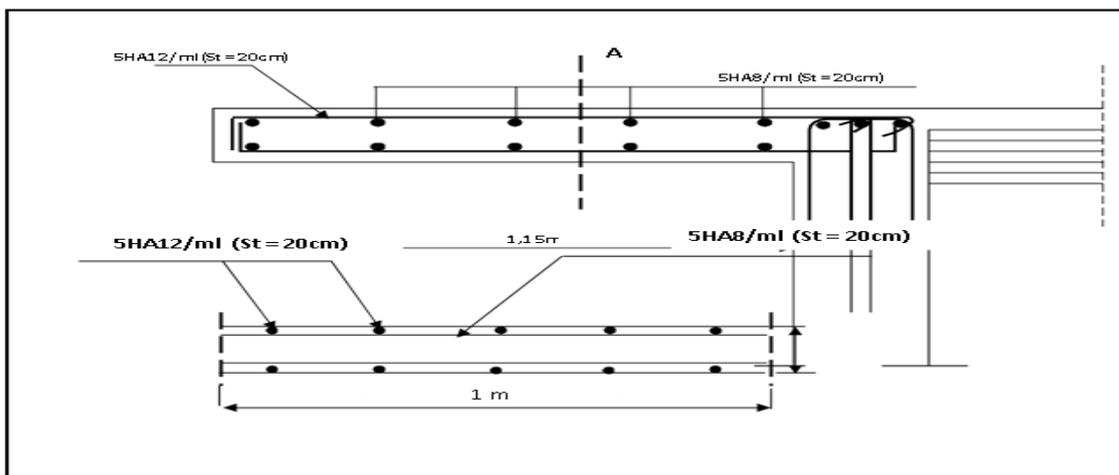


Figure IV-2: Schéma ferrailage du balcon .

IV.3 L'acrotère

IV.3.1 Introduction :

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

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q) IL pure :
- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

IV.3.2 Principe de calcul :

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

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

IV.3.3 Évaluation des charges:

Charge permanente : $G = 2.20 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

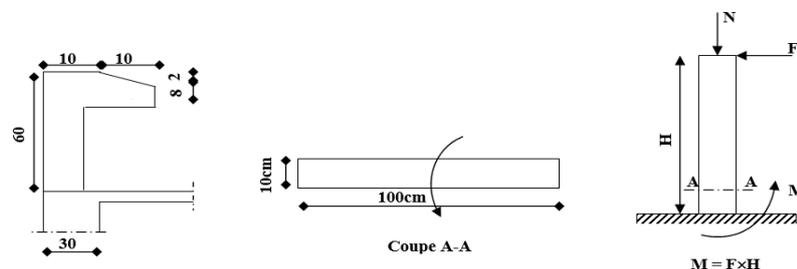


Figure IV-3: schéma statique d'acrotère.

IV.3.4 Détermination de l'effort due au séisme :

$F = \max (F_p, F_q)$ Avec : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$(R.P.A 99 version 2003 p 43).

A: coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale

F_q : la poussée horizontale $F_q = 1$ KN/ml.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

IV.3.5 Calcul des sollicitations :

Poids propre : $W_p = 2.20$ kn /ml

La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1$ KN/ml : poussée de la main courante.

$F_p = 4A \times C_p \times W_p$: la force sismique.

$A = 0.15$zone IIa et groupe d'usage 2, Suivant le (tableau 4-1 de RPA99V2003).

$C_p = 0.8$élément de console (tableau 6.1 de RPA 99).

$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2.20 = 1.056$ KN/ml.

$Q = \max (1 ; 1.056)$

$Q = 1.056$ KN/ml.

IV.3.6 Moments est efforts normaux :

✚ Calcul a E.L.U:

$$N_U = 1.35 * W_p$$

$$M_U = 1.5 * F_p * h$$

✚ Calcul a E.L.S:

$$N_s = W_p$$

$$M_s = F_p * h$$

IV.4 Ferrailages :**IV.4.1 Calcul d'excentricité :**

$$M_U = N_U * e_U \Rightarrow e_U = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,95}{2,97} = 0,32 \text{ m}$$

$$M_s = N_s * e_s \Rightarrow e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,63}{2,2} = 0,28 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,017 \text{ m}$$

$$(e_U, e_s) > e_0 .$$

Le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée.

Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif $M_{au} = N_U * e_a$ avec (e_a) la distance entre le point d'application du centre de pression (c) et le centre de gravité des armatures tendues.

$$e_a = e_u + \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad \text{Avec } d = 0,6 * h_t = 0,09 \text{ m}$$

$$e_a = 0,32 + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,33 \text{ m}$$

On obtient une section fictive d'acier Alu puis on déduit la section d'acier tendue de flexion composée :

$$A_u = A_u - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma} = (\text{cm}^2)$$

$$M_{Ua} = N_U * e_a = 2,79 * 0,32 = 0,95 \text{ kn.m}$$

IV.4.2 Moment réduit fictif :

$$u_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,95 \times 10^3}{100 \times 6^2 \times 17} = 0,015$$

$$\gamma = \frac{M_{ua}}{M_{ser}} = \frac{0,95}{0,63} = 1,5$$

$$10^4 u_{lu} = 3440 * \gamma * \theta + \frac{49 \cdot f_c 28}{\theta} - 3050 \quad \rightarrow u_{lu} = 0,3340$$

$$u_{bu} < u_{lu} \quad (\text{Pas d'armature comprimée } A' = 0) \Rightarrow \alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2u_{bu}}) = 0,023$$

$$Z_b = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,09 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b \cdot \sigma_{sb}} = 0,44 \text{ cm}^2$$

IV.4.3 Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{10 \cdot 6 \cdot 2,4}{500} = 1,06 \text{ cm}^2$$

Alors en prend :

$$A_{rel} = A_{min} = \mathbf{5HA8} = \mathbf{2,51 \text{ cm}^2}$$

L'espacement des armatures principales sera de 20 cm

IV.4.4 Armature de répartition (article A.8.2.4.1 du BAEL91modifié99):

$$A_{rep} = \frac{A_{min}}{4} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{rep} = 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

IV.4.5 Vérification à l'E.L.S :**IV.4.5.1 État limite de compression du béton :**

Position de l'axe neutre : ($A'=0$)

$$b + y^2 + 30 * A * y - 30 * d * A = 0 \Rightarrow y = 2.05 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe neutre s'écrit :

$$I_{/AN} = \frac{b}{3}y^3 + 15[A(d - y)^2] = 1743.49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 0.75 \text{ Mpa} < \sigma'_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 18\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

État limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s = \frac{15x M_{ser}}{l} (d - y) = 34.78\text{Mpa} < \bar{\sigma}_s = 250\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.5.2 Vérification au cisaillement : art A.6.1.1, 3 BAEL91

$$r_u = V_u / (b \cdot d)$$

$$\text{Avec : } V_u = 1.5Q = 1.5F_p = 1.5 * 1.056 = 1.584 \text{ KN/ml}$$

$$r_u = \frac{1.584}{1000 * 60} = 0.0264 < r_u = \min \left\{ \frac{15 * f_{c28}}{\gamma_s} = 3,91 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,91 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

IV.4.6 Dessin de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et intérieure).

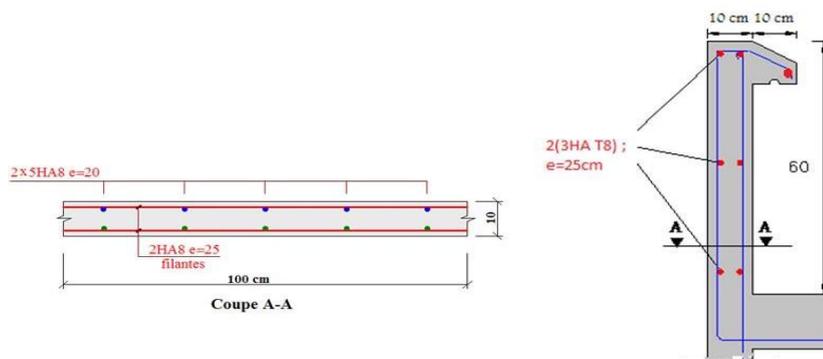


Figure IV-4: schéma ferrailage d'acrotère.

IV.5 LES ESCALIERS:

IV.5.1 Définition :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une sécession de gradin, qui permettent l'axésvertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis a leurs poids propre et aux surcharges.

L'escalier est constitué de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculé à la flexion simple, et puisqu'il n'est pas exposé aux intempéries lesfissurations sont considérées peu nuisibles.

Mon projet présente deux types d'escalier en béton armé coulé sur place :

- Un escalier à 4 volées avec 3 paliers intermédiaires pour le RDC.
- Un escalier à 4 volées avec 3 palier intermédiaire pour les autres niveaux.

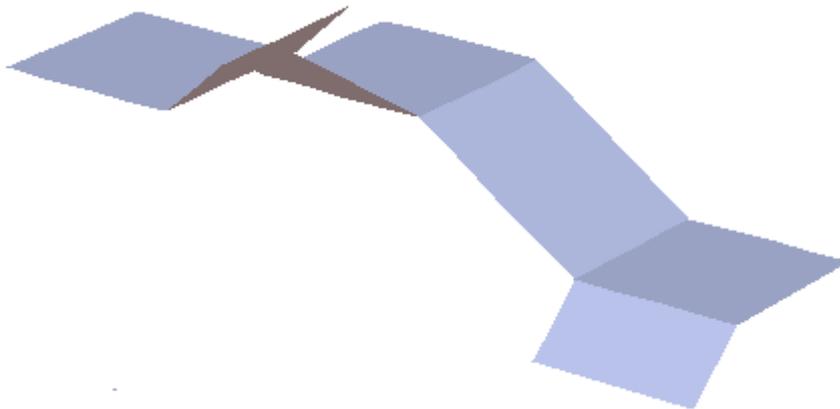


Figure IV-5: Vue 3D de l'escalier.

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- ❖ **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- ❖ **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varie de 14 à 18 cm.
- ❖ **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- ❖ **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage
- ❖ **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- ❖ **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- ❖ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

IV.6 Escalier à deux volets :

IV.6.1 Dimensionnement :

D'après la formule de BLONDEL on à :

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

Avec :

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches $h=17\text{cm}$

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

$$25 \leq g \leq 30$$

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

$$H=51\text{cm} \quad \text{et} \quad H=102\text{cm} \quad \text{et} \quad h=17\text{cm}$$

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches.

$$n_1 = \frac{H}{h} = \frac{51}{17} = 3 \text{ contre marches.}$$

$$n_2 = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marches.}$$

$$m_1 = 3-1 = 3-1 = 2 \text{ marches.}$$

$$m_2 = 6-1 = 6-1 = 5 \text{ marches.}$$

L'embranchement est de 1.30 cm.

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne qui monte l'escalier; elle est toujours tracée à 50 cm du collet.

La longueur de ligne de foulée :

$$l_1 = g(n-1) = 30(3-1) = 60 \text{ cm.}$$

$$l_2 = g(n-1) = 30(6-1) = 150 \text{ cm.}$$

Raideur « r » : la raideur d'escalier. $\langle r = \frac{h}{g} \rangle$, qui doit être inférieur à

$$r = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \quad r < 1 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.2 Dimensionnement de la pailleasse :

$e \geq 13 \text{ cm}$ Épaisseur de la dalle de pailleasse DTR-BC 2.41 isolation phonique

$e \geq 13 \text{ cm}$ Épaisseur de la dalle de pailleasse DTR-BC 2.41 isolation acoustique

$e \geq 11 \text{ cm}$ Épaisseur de la dalle de pailleasse DTR-BC 2.41 condition d'incendie

Le pré dimensionnement se fera pour une poutre simplement appuyée sur les deux côtés

L'épaisseur de la pailleasse (e_p) est donnée par : $\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} + L_2$$

IV.6.2.1 Pailleasse 1 :

$$\operatorname{tng} \alpha = \frac{51}{60} = 0,85, \text{ donc : } \alpha = 40,36^\circ$$

$$L' = \frac{0,6}{\cos(40,36)} + 1,40 = 2,19$$

$$\frac{219}{30} \leq ep \leq \frac{219}{20}$$

$$8 \leq ep \leq 11$$

e = 15 cm Épaisseur de la dalle de paillasse DTR-BC 2.41

- **Chargement :**

Le calcul de la charge revenant aux escaliers se fait en flexion simple pour 1ml d'embranchement et 1ml de projection suivant l'horizontale

Tableau IV-3: Evaluation des charges permanentes de palier.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 18\text{cm}$)	25	1×0.15	4.5
Carrelage ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2\text{cm}$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		5.54
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

Tableau IV-4: Charge du Volée (1).

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la paillasse ($e = 15\text{cm}$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 40,36^\circ$	4,92
Poids propre du contre marche ($e = 17\text{cm}$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2\text{cm}$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2\text{cm}$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2\text{cm}$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_1 = \sum G_i$		9,67
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

La surcharge d'exploitation est donnée par le **DTR B.C. 2.2** : **Q=2,5KN/ml.**

IV.7 Calcul Les Escaliers des l'ELU :

1. La volée (1) :

$$q_1 = 1,35G + 1,5Q$$

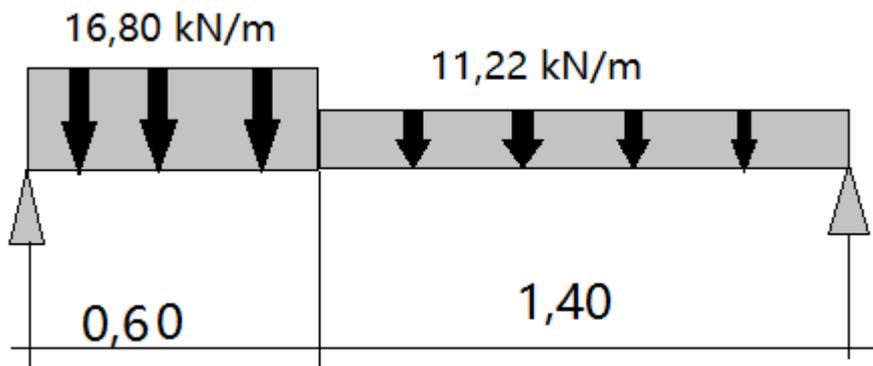
$$q_1 = 1,35 \times 9,67 + 1,5 \times 2,5 = 16,80 \text{ kN/m}$$

2. Le palier :

$$q_2 = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_2 = 1,35 \times 5,54 + 1,5 \times 2,5 = 11,22 \text{ kN/m}$$

IV.7.1 Etude de la pailasse :



IV.7.1.1 Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 16,80 \times 0,60 + 11,22 \times 1,40 = 25,78 \text{ kN}$$

$$\sum M/b = 0 \Rightarrow -R_b \times 2 + 11,22 \times 1,4 \times (1,4/2 + 0,6) + 16,80 \times (0,6/2)^2$$

$$\rightarrow R_b = 11,72 \text{ kN.}$$

$$R_a + R_b = 25,78 \text{ kN}$$

$$R_a = 25,78 - 11,72$$

$$\rightarrow R_a = 14,06 \text{ kN.}$$

IV.7.1.2 Calcul des efforts internes :

Pour $0 \leq x \leq 0,6 \text{ m}$

$$\sum M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -16,80 \frac{x^2}{2} + 14,06 x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ kN.m}$$

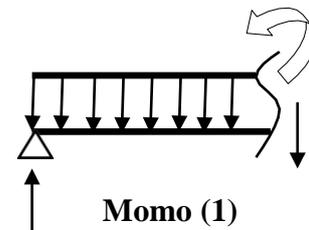
$$x=0,60 \rightarrow M_z = 5,41 \text{ kN.m}$$

$$\sum F/Y = 0 \Rightarrow T_y = -16,80 x + 14,06$$

$$x=0 \quad T_y = 14,06 \text{ kN}$$

$$x=0,60 \quad T_y = 3,98 \text{ kN}$$

$$\text{A } x=0,83 \quad M_z = 5,88 \text{ kN.m}$$



Pour $0 < x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\Sigma M/h = 0 \Rightarrow M(x) = -11,22 \frac{x^2}{2} + 11,72 x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

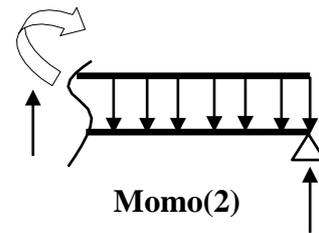
$$x = 1,4 \rightarrow M_z = 5,412 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -11,72 + 11,22 x$$

$$X = 0 \quad T_y = -11,22 \text{ kN}$$

$$X = 1,4 \quad T_y = 3,98 \text{ KN}$$

$$A \ x = 1,04 \quad M_z = 6,12 \text{ KN.m}$$



PS : on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{max} = 0,85 \times 6,12 = 5,20 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{max} = -0,3 \times 6,12 = -1,84 \text{ kN.m}$$

IV.7.1.3 Diagramme des efforts internes :

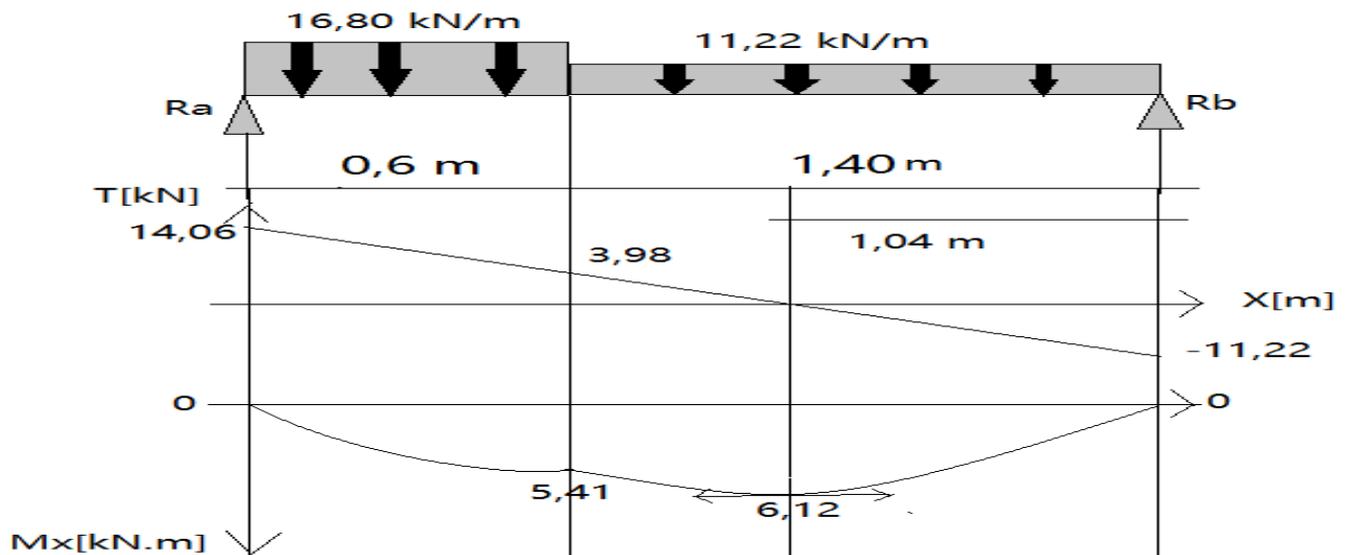


Tableau IV-5: Charge du Volée (2).

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	La Surface (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ($e = 15cm$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 34,21^0$	4,53
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.44
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.40
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.20
Poids du garde-corps	1KN/ml	-	1.00
La charge permanente	$G_2 = \sum G_i$		9,28
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage habitation		2.5

3. La volée (2) :

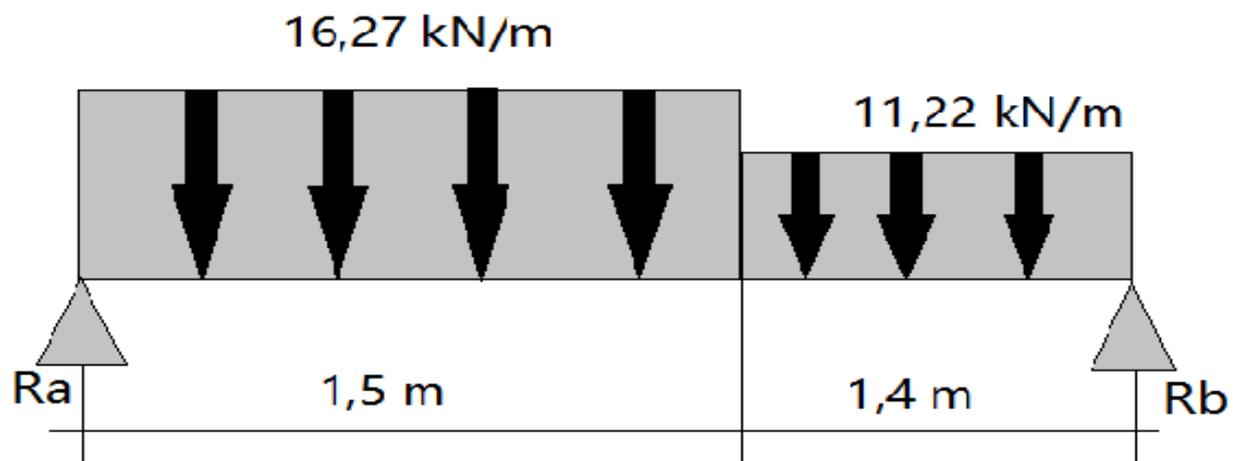
$$q_1 = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_1 = 1,35 \times 9,28 + 1,5 \times 2,5 = 16,27 \text{ KN/m}$$

4. Le palier :

$$q_2 = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_2 = 1,35 \times 5,54 + 1,5 \times 2,5 = 11,22 \text{ KN/m}$$



IV.7.2 Calcul des réactions d'appuis Ra et Rb :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 16,27 \times 1,5 + 11,22 \times 1,4 = 40,11 \text{ kN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow -R_b \times 2,9 + 11,22 \times 1,4 \times (1,4/2 + 1,5) + 16,27 \times (1,5/2)^2$$

$$\rightarrow R_b = \mathbf{18,23 \text{ kN.}}$$

$$R_a + R_b = 40,11 \text{ kN}$$

$$R_a = 40,11 - 18,22 \rightarrow R_a = \mathbf{21,89 \text{ kN.}}$$

IV.7.3 Calcul des efforts internes :

pour $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -16,27 \frac{x^2}{2} + 21,89 x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

$$x = 1,5 \rightarrow M_z = \mathbf{14,53 \text{ KN.m}}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -16,27 x + 21,89$$

$$X = 0 \quad T_y = \mathbf{21,89 \text{ kN}}$$

$$X = 1,5 \quad T_y = \mathbf{-2,52 \text{ kN}}$$

$$A \ x = 1,35 \quad M_z = \mathbf{14,72 \text{ KN.m}}$$

pour $0 < x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -11,22 \frac{x^2}{2} + 18,23 x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

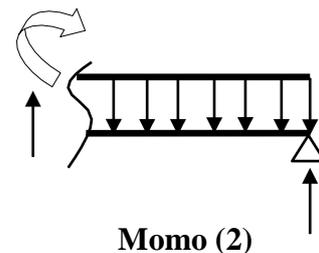
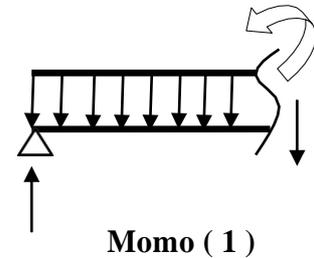
$$x = 1,4 \rightarrow M_z = \mathbf{14,53 \text{ KN.m}}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = 11,22 x - 18,23$$

$$X = 0 \quad T_y = \mathbf{-18,23 \text{ kN}}$$

$$X = 1,4 \quad T_y = \mathbf{-2,52 \text{ kN}}$$

$$A \ x = 1,62 \quad M_z = \mathbf{14,81 \text{ KN.m}}$$



PS : on multiplie M_z^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_z^{max} = 0,85 \times 14,81 = \mathbf{12,59 \text{ kN.m}}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_z^{max} = -0,3 \times 14,81 = \mathbf{-4,44 \text{ kN.m}}$$

IV.7.4 Diagramme des efforts internes :

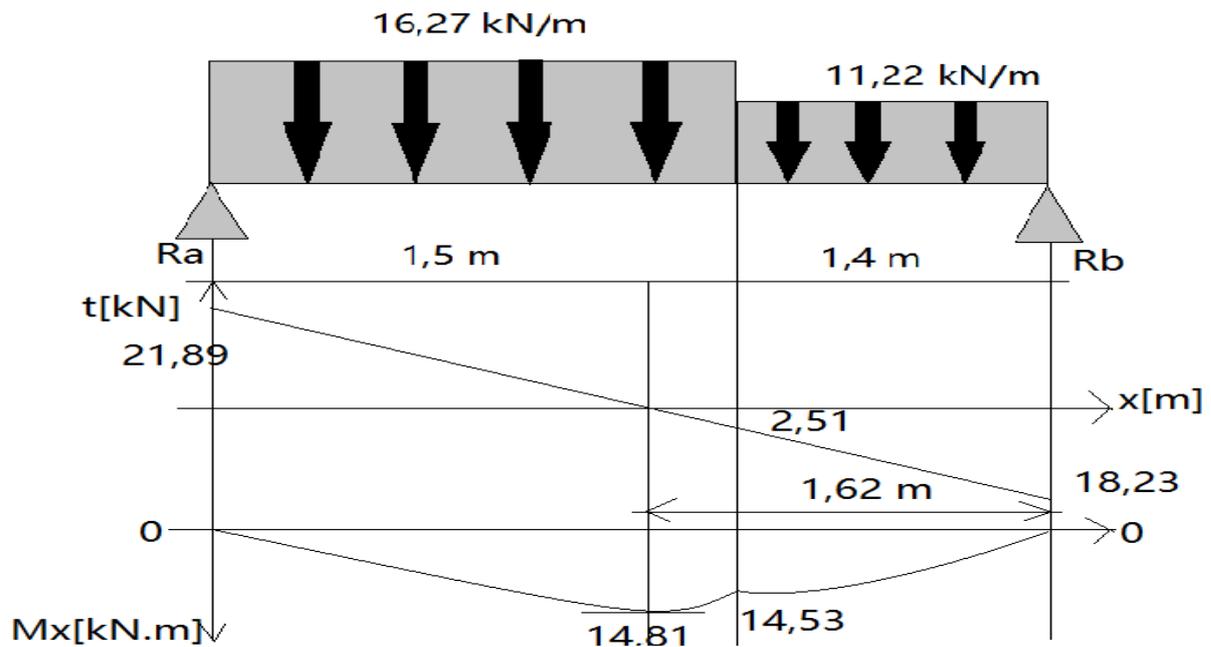
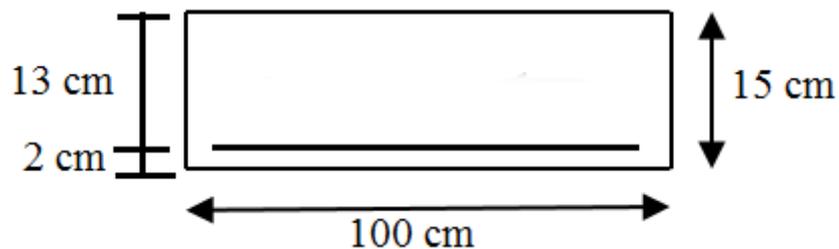


Figure IV-6: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastres (ELU).

IV.8 Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.

$$b=1\text{m}=100\text{cm}, h=15\text{cm}, c=2\text{cm}, d=13\text{cm}$$

a. La volée (1) :

$$\text{Sur appuis : } M_a = 1,84 \text{ KN.m}$$

IV.8.1 Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = 0,006 \leq 0,186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,007)$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_u^t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u^t = \frac{1840}{0,99 \times 13 \times 435}$$

$$A_u^t = \mathbf{0,32 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,4}{500} = \mathbf{1,435 \text{ cm}^2}$$

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(0,32 \text{ cm}^2 ; 1,435 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = \mathbf{1,435 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 12$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

IV.8.2 Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_R = 3.92 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

En travée : $M_t = 5,20 \text{ kN.m}$

IV.8.3 Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,20 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = \mathbf{0,018 \leq 0,186}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = \mathbf{435 \text{ MPa}}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,018}) = \mathbf{0,022}$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,022)$$

$$\beta = \mathbf{0,99}$$

$$A_u^t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u^t = \frac{5200}{0,99 \times 13 \times 435}$$

$$A_u^t = \mathbf{0,92 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,4}{500} = \mathbf{1,435 \text{ cm}^2}$$

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(0,92 \text{ cm}^2 ; 1,435 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = \mathbf{1,435 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 12$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

IV.8.4 Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 3,92 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

b. La volée (2) :

Sur appuis : $M_a = 4,44 \text{ KN.m}$

IV.8.5 Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,44 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = 0,015 \leq 0,186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}) = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,018)$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_u^t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u^t = \frac{4440}{0,99 \times 13 \times 435}$$

$$A_u^t = 0,793 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,4}{500} = 1,435 \text{ cm}^2$$

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(0,793 \text{ cm}^2 ; 1,435 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = 1,435 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA} 12$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

IV.8.6 Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 3,92 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

En travée : $M_t = 12,59 \text{ kN.m}$

IV.8.7 Armature principale :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 17} = 0,043 \leq 0,186$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,043}) = 0,054$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,054)$$

$$\beta = 0,97$$

$$A_u^t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u^t = \frac{12590}{0,97 \times 13 \times 435}$$

$$A_u^t = 2,30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,4}{500} \quad ; \quad A_{min} = 1,435 \text{ cm}^2$$

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(2,30 \text{ cm}^2 ; 1,435 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = 2,30 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5\text{HA } 12$ avec : $St = 20 \text{ cm}$.

IV.8.8 Armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_R = 3,92 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10$ Avec : $St = 20 \text{ cm}$.

IV.9 l'ELS:**❖ La volée (1) :**

$$q_1 = G + Q$$

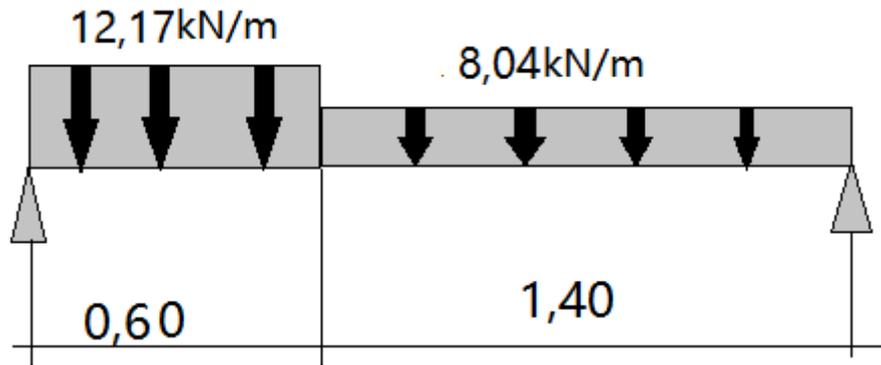
$$q_1 = 9,67 + 2,5 = 12,17 \text{ KN/m}$$

❖ Le palier :

$$q_2 = G + Q$$

$$q_2 = 5,54 + 2,5 = 8,04 \text{ KN/m}$$

IV.9.1 Etude de la pailasse :



IV.9.2 Calcul des réactions d'appuis Ra et Rb :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 12,17 \times 0,60 + 8,04 \times 1,40 = 18,56 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_b = 0 \Rightarrow -R_b \times 2 + 8,04 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4 + 0,6}{2} \right) + 12,17 \times \frac{0,6^2}{2}$$

$$\rightarrow R_b = 8,41 \text{ kN.}$$

$$R_a + R_b = 18,56 \text{ KN}$$

$$R_a = 18,56 - 8,41 \rightarrow R_a = 10,15 \text{ kN.}$$

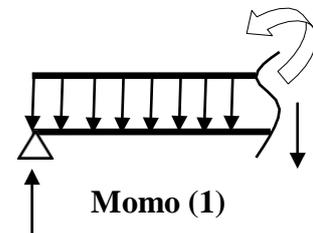
IV.9.3 Calcul des efforts internes :

pour $0 \leq x \leq 0,6 \text{ m}$

$$\Sigma M_n = 0 \Rightarrow M(x) = -12,17 \frac{x^2}{2} + 8,04 x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 0,60 \rightarrow M_z = 3,89 \text{ KN.m}$$



$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -12,17 x + 10,15$$

$$X = 0 \quad T_y = 10,15 \text{ kN}$$

$$X = 0,60 \quad T_y = 2,84 \text{ KN}$$

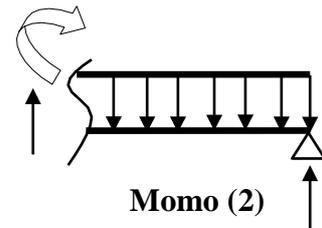
$$A \quad x=0,83 \quad M_z = 4,23 \text{ KN.m}$$

pour $0 < x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\Sigma M_n = 0 \Rightarrow M(x) = -8,04 \frac{x^2}{2} + 8,41 x$$

$$x=0 \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 1,4 \rightarrow M_z = 3,89 \text{ KN.m}$$



$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_Y = -8,41 + 8,04 x$$

$$X = 0 \quad T_y = -8,41 \text{ kN}$$

$$X = 1,4 \quad T_y = 2,84 \text{ KN}$$

$$A \quad x = 1,04 \quad M_z = 4,39 \text{ KN.m}$$

PS : on multiplie M_Z^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_Z^{max} = 0,85 \times 4,39 = 3,73 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_Z^{max} = -0,3 \times 4,39 = -1,31 \text{ kN.m}$$

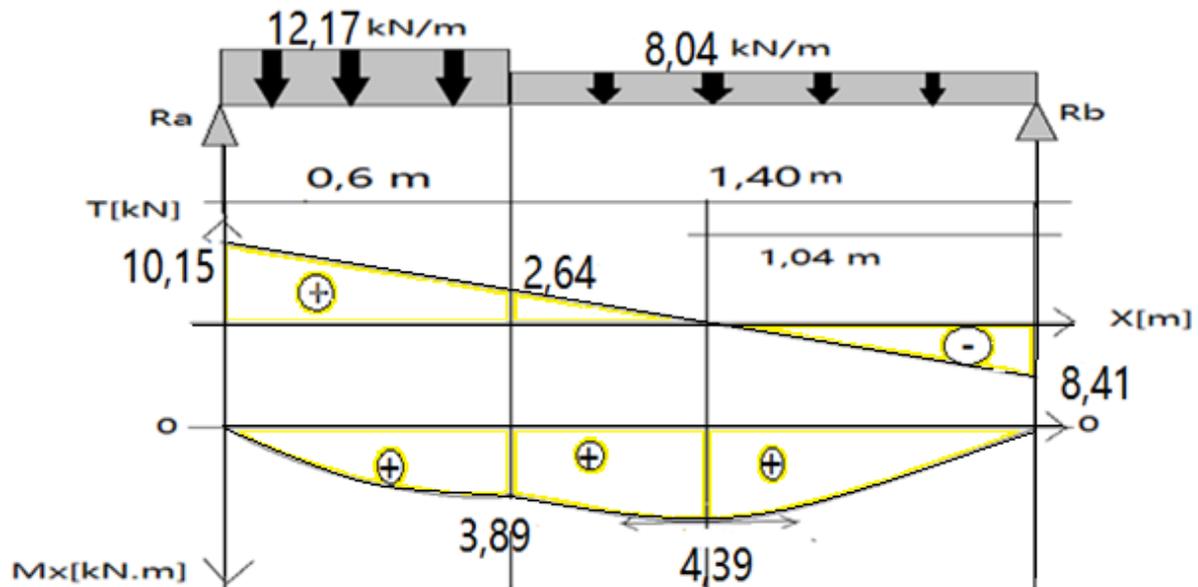


Figure IV-7: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastres (ELS) (1).

❖ **La volée (2) :**

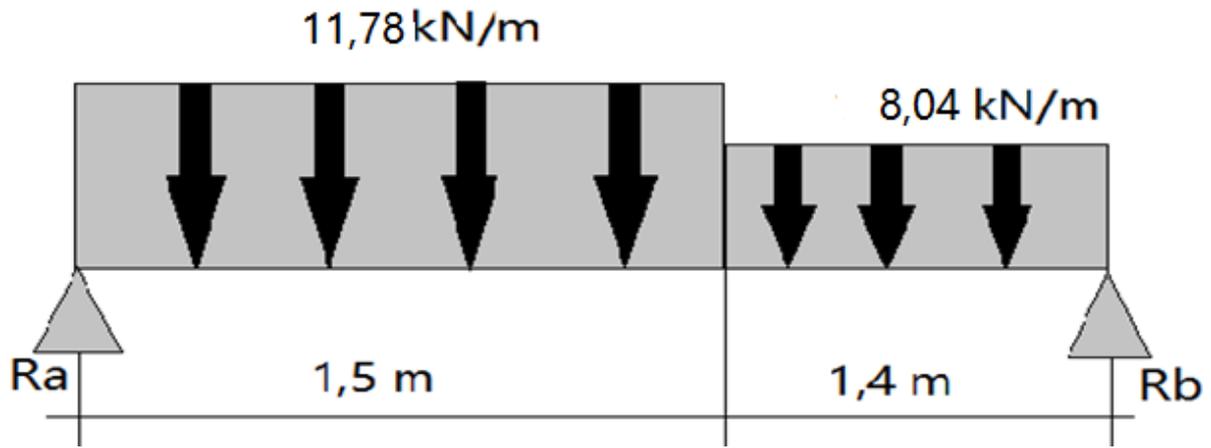
$$q_1 = G + Q$$

$$q_1 = 9,28 + 2,5 = 11,78 \text{ KN/m}$$

❖ **Le palier :**

$$q_2 = G + Q$$

$$q_2 = 5,54 + 2,5 = 8,04 \text{ KN/m}$$



IV.10 Calcul des réactions d'appuis R_a et R_b :

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 11,78 \times 1,5 + 8,04 \times 1,4 = 28,92 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/b = 0 \Rightarrow -R_b \times 2,9 + 8,04 \times 1,4 \times \left(\frac{1,4}{2} + 1,5 \right) + 11,78 \times \frac{1,5^2}{2}$$

$$R_a + R_b = 28,92 \quad \rightarrow \quad R_b = \mathbf{13,10 \text{ kN.}}$$

$$R_a = 28,92 - 13,10 \quad \rightarrow \quad R_a = \mathbf{15,82 \text{ kN.}}$$

IV.10.1 Calcul des efforts internes :

pour $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -11,78 \frac{x^2}{2} + 15,82 x$$

$$x=0 \rightarrow Mz = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

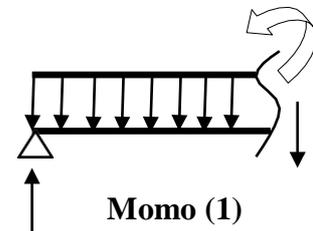
$$x = 1,5 \rightarrow Mz = \mathbf{10,47 \text{ KN.m}}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_y = -11,78 x + 15,82$$

$$X = 0 \quad T_y = \mathbf{15,82 \text{ kN}}$$

$$X = 1,5 \quad T_y = \mathbf{-1,85 \text{ KN}}$$

$$\text{A } x = 1,35 \quad Mz = \mathbf{10,62 \text{ KN.m}}$$



pour $0 < x \leq 1,4 \text{ m}$

$$\Sigma M/n = 0 \Rightarrow M(x) = -8,04 \frac{x^2}{2} + 13,10 x$$

$$x=0 \rightarrow Mz = \mathbf{0 \text{ KN.m}}$$

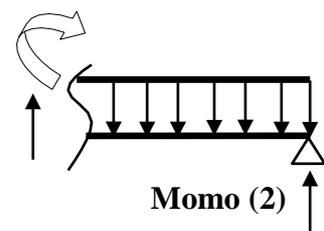
$$x = 1,4 \rightarrow Mz = \mathbf{10,47 \text{ KN.m}}$$

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow T_y = 8,04 x - 13,10$$

$$X = 0 \quad T_y = \mathbf{-13,10 \text{ kN}}$$

$$X = 1,4 \quad T_y = \mathbf{-1,85 \text{ KN}}$$

$$\text{A } x = 1,62 \quad Mz = \mathbf{10,67 \text{ KN.m}}$$



PS : on multiplie M_Z^{max} par des coefficients réducteurs pour tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités :

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_Z^{max} = 0,85 \times 10,67 = 9,06 \text{ kN.m}$$

Sur appuis :

$$M_a = -0,3 \cdot M_Z^{max} = -0,3 \times 10,67 = -3,20 \text{ kN.m}$$

IV.10.2 Diagramme des efforts internes :

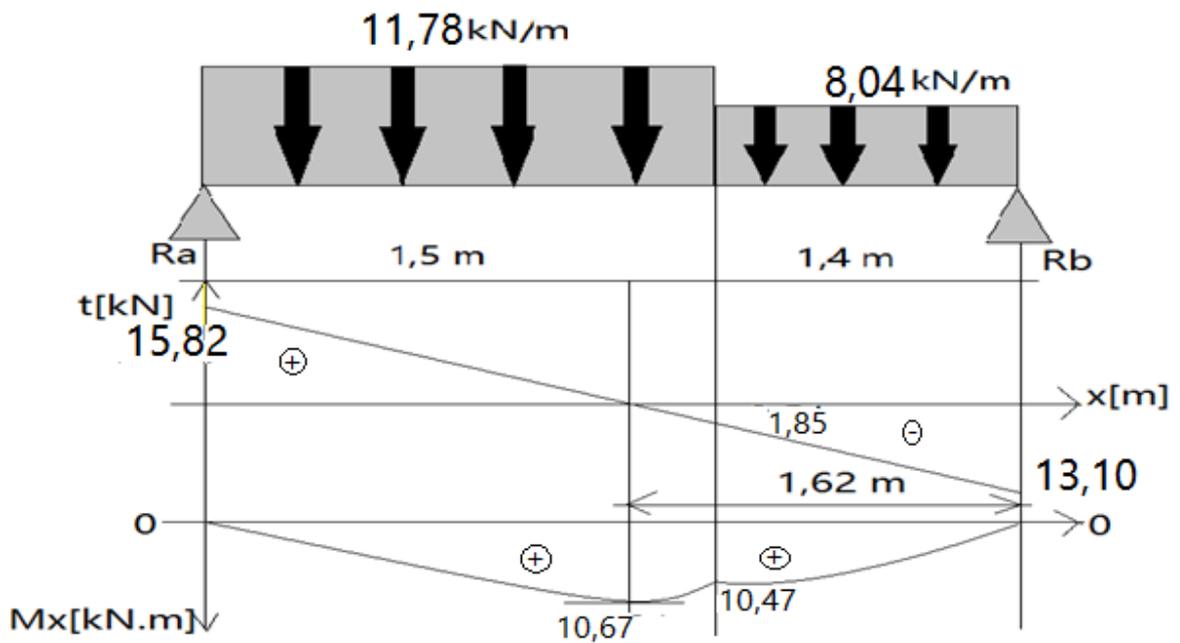
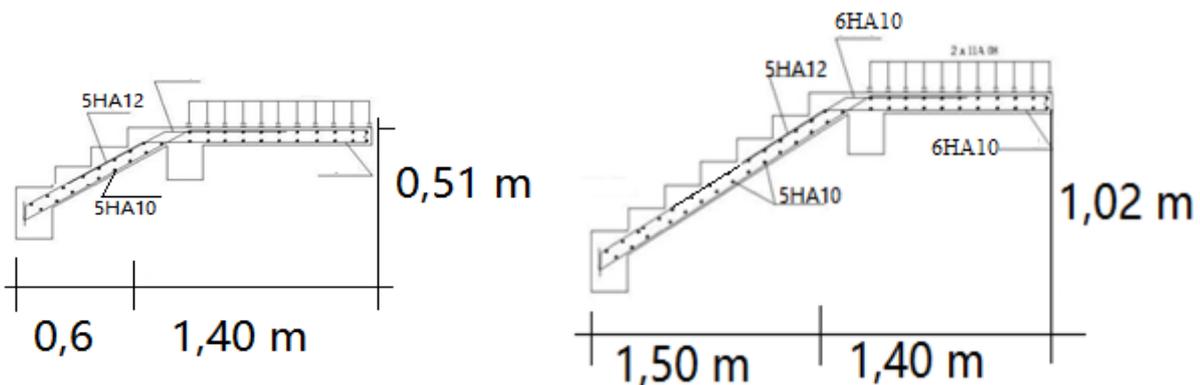


Tableau IV.1: Diagramme des moments en tenant compte de semi-encastres (ELS) (2)



IV.11 Calcul de la poutre palière :

IV.11.1 Introduction :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encasté à ces extrémités dans les poteaux ?

IV.11.2 Dimensionnement :

$L = 4,74$ m ,Portée libre de la poutre

IV.11.3 Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \implies \frac{4,74}{15} \leq h_t \leq \frac{4,74}{10}$$

$$32 \leq h_t \leq 47$$

A priori compte tenu des exigences de **RPA**, on prend une hauteur de la poutre : $h_t=35\text{cm}$

IV.11.4 Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 14\text{cm} < b \leq 24,5\text{cm}$$

Compte tenu des exigences de **RPA** on prend : $b=30\text{cm}$.

$$\frac{ht}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(bxh) = (30 \times 35)\text{cm}^2$

IV.12 Détermination des charges et surcharges :

❖ Calcul des charges et surcharges revenants a la poutre :

Poids propres de la poutre $G_p = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625$ KN/ml

❖ volée(1) :

Réaction de la poutre a l'ELU : $R_b = 11,72$ KN/ml

Réaction de la poutre a l'ELS : $R_b = 18,23$ KN/ml

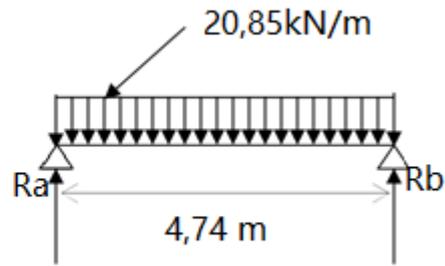
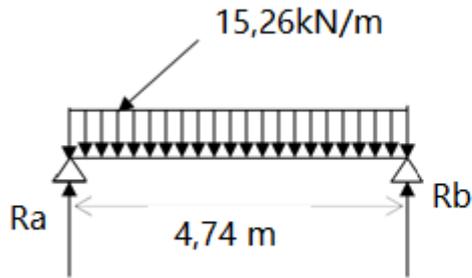
IV.12.1 Combinaison des charges et surcharges :

1-ELU :

$$q_u = 1,35G + R_b = 1,35 \times 2,625 + 11,72 = 15,26 \text{ KN/ml.}$$

2-ELS :

$$q_s = G + R_b = 2,625 + 18,23 = 20,85 \text{ KN/ml.}$$



IV.12.2 volée(2) :

Réaction de la poutre a l'ELU : $R_b=8,41$ KN/ml

Réaction de la poutre a l'ELS : $R_b=13,10$ KN/ml

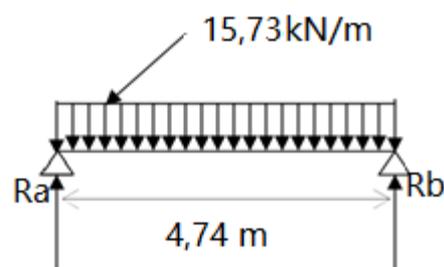
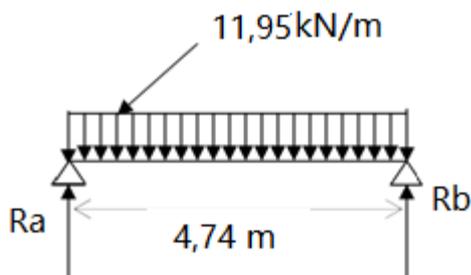
IV.12.3 Combinaison des charges et surcharges :

1-ELU :

$$q_u = 1,35G + R_b = 1,35 \times 2,625 + 8,41 = 11,95 \text{ KN/ml.}$$

2-ELS:

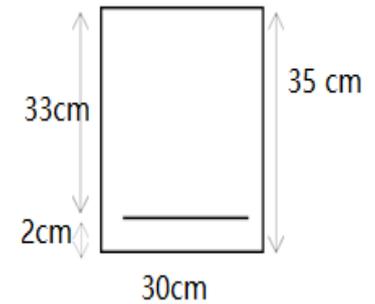
$$q_s = G + R_b = 2,625 + 13,10 = 15,73 \text{ KN/ml.}$$



IV.12.4 Combinaison des charges et surcharges :

Tableau IV-6: Évaluation des charges.

		$M_0 = q \cdot l^2 / 8$	$T = q \cdot l / 2$	$M_a = -0,3M_0$ (kn.m)	$M_t = 0,85M_0$ (kn.m)
Volée (1)	ELU	42,86	36,16	-12,85	36,43
/	ELS	58,55	49,41	-17,56	49,76
Volée (2)	ELU	33,56	28,32	-10,06	28,52
/	ELS	44,17	37,28	-13,25	37,54

IV.13 Ferrailage :**IV.13.1 Aux travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36,43 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 17} = 0,06$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,06}) = 0,07$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,07)$$

$$\beta = 0,97$$

$$A_u^t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u^t = \frac{36,43 \times 10^3}{0,97 \times 33 \times 435}$$

$$A_u^t = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,4}{500} ;$$

$$A_{min} = 1,435 \text{ cm}^2$$

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(2,61 \text{ cm}^2 ; 1,435 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = 2,61 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}12 = 4,62 \text{ cm}^2$

IV.13.2 Armature transversales:

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi_{max} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; 16 ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(1 ; 16 ; 3)$$

$$\varphi_t \leq 1 \text{ cm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

(cadre $\phi 8$ + étrier)

IV.13.3 Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,85 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 17} = 0,02$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_b}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02}) = 0,025$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,025)$$

$$\beta = 0,99$$

$$A_u^t = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u^t = \frac{12,85 \times 10^3}{0,97 \times 33 \times 435}$$

$$A_u^t = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,4}{500} \quad ; \quad A_{min} = 1,435 \text{ cm}^2$$

$$A^t = \max(A_u^t ; A_{min})$$

$$A^t = \max(0,92 \text{ cm}^2 ; 1,435 \text{ cm}^2)$$

$$A^t = 1,43 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

IV.13.4 Armature transversales

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \varphi_{max} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; 16 ; \frac{30}{10}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(1 ; 16 ; 3)$$

$$\varphi_t \leq 1 \text{ cm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(\text{cadre } \phi 8 + \text{étrier})$$

Tableau IV-7: Le ferrailage de la poutre.

Matériaux	A (cm ²)	Amin (cm ²)	ARPA (cm ²)	Le choix
Travée	4,62	1,435	4.5	3HA12
Appui	3,39	1,435	4.5	3HA12

IV.14 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

❖ Etat limite de compression dans le béton :

IV.14.1 Diverses vérifications :

Vérification à E.L.S :

IV.14.2 Aux appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc} = 0.6f_c 28 = 18 \text{ MPA}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 33} = 0,34 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 36,02 = k = \frac{1}{36,02} = 0,031 \\ \beta_1 = 0,902 \end{array} \right.$$

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1.d.A} = \frac{17,56 \times 10^3}{0,90 \times 33 \times 3,14} = 188,29 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition}$$

vérifiée.

➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_b$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0.030 \times 188,29 = 5,64 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 0.6f_c 28 = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 33} = 0,46 \quad \left\{ \begin{array}{l} k_1 = 25 = k = \frac{1}{36,02} = 0,04 \\ \beta_1 = 0,875 \end{array} \right.$$

➤ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1.d.A} = \frac{49,76 \times 10^3}{0,875 \times 33 \times 6,15} = 280,22 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

➤ La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0,04 \times 280,22 = 11,20 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 0.6f_c 28 = 15 \text{ MPA}$$

→ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si le trois conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{474} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,063 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{474} = 0,07 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{49,76}{10 \times 58,55} = 0,008 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{At}{b.d} < \frac{4,2}{fe}$$

$$\frac{4,62}{30 \times 33} = 0,0046 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifié}$$

IV.14.3 schéma de ferrailage :

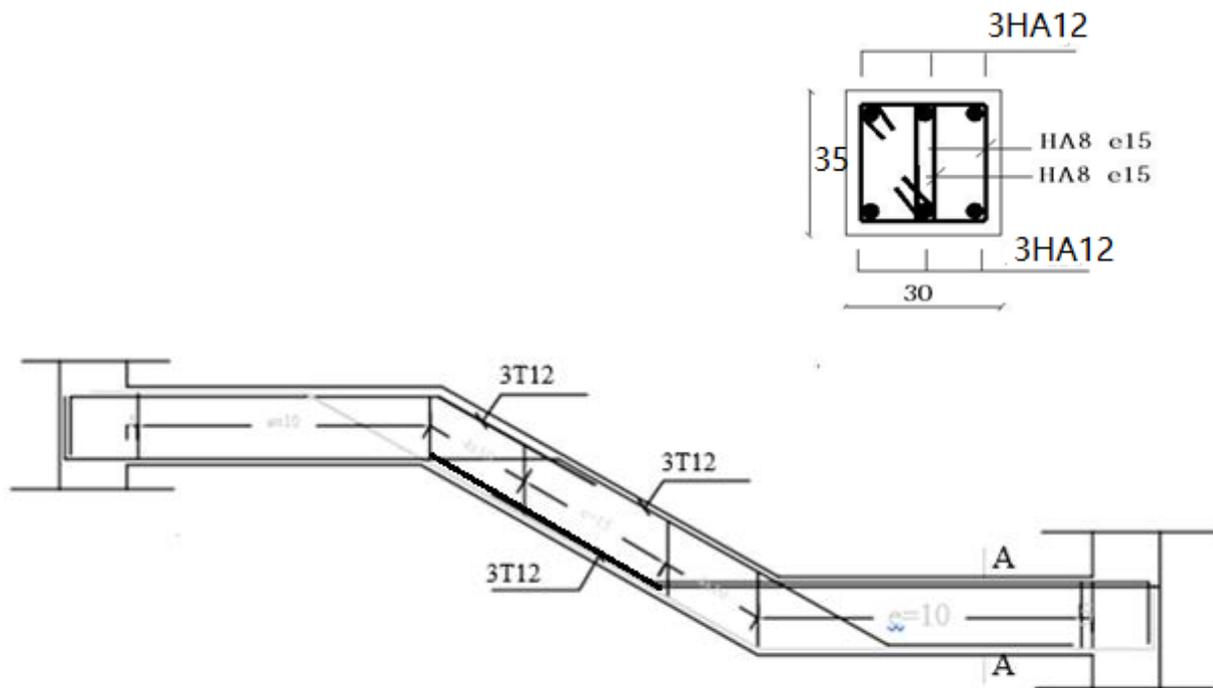
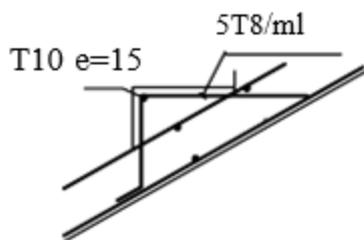
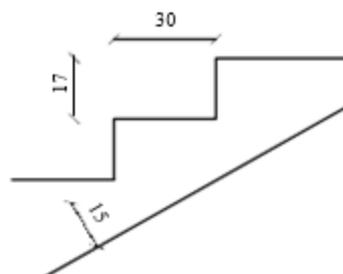


Figure IV-8: schéma ferrailage de Poutre palière.

Ferr. des marches



Coff. des marches



Chapitre : V

Étude sismique et dynamiques

V Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V.1 Choix de la méthode de calcul :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

V.2 Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

V.2.1 Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Application du RPA99/V2003 :

V.2.2 application de la méthode statique équivalente

V.3 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

V.3.1 Coefficient d'accélération de zone : A.

A: Coefficient d'accélération de la zone, donné par le: **tableau 4.2.3 page114 du RPA99V2003**,il dépend du groupe de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas on a : **groupe d'usage 2** et **zone sismique : IIa**

Donc : $A = 0,15$.

V.3.2 Coefficient de comportement global de la structure : R.

Valeur donnée par le **tableau (4-3) page 41 du RPA99V2003** en fonction du système de contreventement.

(Mixte portiques/voiles avec interaction).

Donc : $R = 4$

V.3.3 facteur de qualité : Q.

- Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ **RPA99V2003 (Formule 4-4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q

est satisfait ou non.Sa valeur est donnée par le tableau 4-4

(**RPA99V2003**).

Tableau V-1: Valeurs du facteur de qualité.

Critère q	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Donc : $Q = 1,20$

V.3.4 Poids total de la structure : W

Poids total de la structure :

$$W_T = \sum W_i \quad \text{avec : } W_i = W_G + \beta * W$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le **tableau (4-5) du RPA 99V2003**.

Usage d'habitation

$$\text{Donc :} \quad \beta = 0.2$$

$$W_T = 22514,06t$$

V.3.5 Facteur d'amplification dynamique moyen : D

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases} \text{RPA99V2003 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7RPA99V2003**: D'après le rapport du sol, on peut classer notre sol comme sol ferme (S2) $T_2 = 0.4s$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad \text{RPA99 V 2003 (Formule 4.3)}$$

Où est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, structure et de l'importance des remplissages (**RPA99 V 2003 tableau 4.2**).

Construction auto stable $\xi = 07\%$

D'où : $\eta = 0.88 > 0.7$ **vérifiée**

$$T = \min \left(0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} ; C_t \times (h_n)^{\frac{3}{4}} \right) \quad \text{Formule 4.2.4. Page 45 RPA99 V 2003}$$

$$T = \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{21,59}{\sqrt{26,98}} = 0,38 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \frac{21,59}{\sqrt{26,99}} = 0,38 \text{ s} \end{cases} \longrightarrow T = \begin{cases} T_x = 0,38 \times 1,3 = 0,49 \text{ s} \\ T_x = 0,38 \times 1,3 = 0,49 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = 0,075 \times (21,59)^{\frac{3}{4}} = \begin{cases} T_x = 0,75 \text{ s} \\ T_y = 0,75 \text{ s} \end{cases} \longrightarrow T = \begin{cases} T_x = 0,75 \times 1,3 = 0,98 \text{ s} \\ T_x = 0,75 \times 1,3 = 0,98 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = \min (0,49 \text{ s} ; 0,98 \text{ s})$$

$$T = 0,49 \text{ s}$$

$$T_c \leq 1,3 \times T_e$$

$$T_c(\text{sap2000}) = 0,48 \text{ s}$$

$$T_e = 0,49 \text{ s}$$

$$1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,38$$

$$1,3 \times T_e = 0,49 \text{ s}$$

$$T_c = 0,48 \text{ s} \leq 1,3 \times T_e = 0,49 \text{ s}$$

$$0 \leq T_x \leq T_2 ; 0 \leq T_y \leq T_2$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \times \eta$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \\ D_y = 2,5 \times 0,88 = 2,2 \end{cases}$$

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

$$V_s = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,20}{4} \times 22514,06$$

$$V_s = 2228,89 \text{ KN.}$$

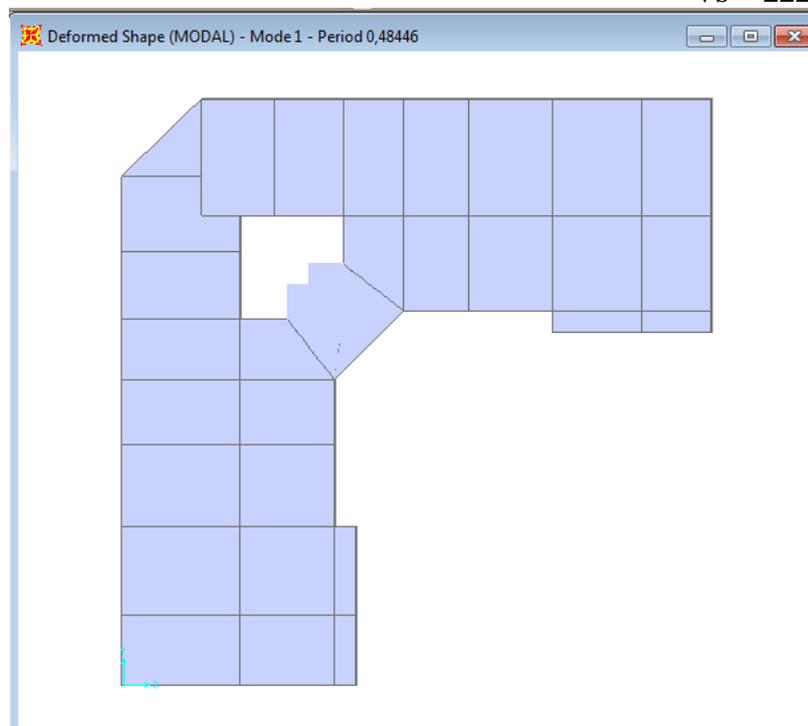


Figure V-1: Premier mode propre (Translation, T = 0,48s)

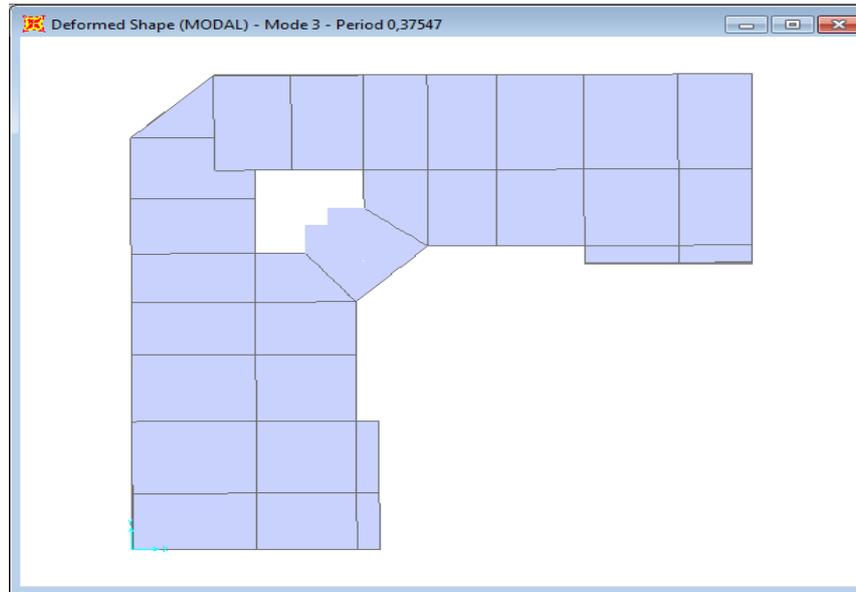


Figure V-2: Troisième mode propre (Rotation, T = 0,37 s)

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réelle du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour

laquelle la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétrique l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément. Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{s_n}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 \frac{T}{T_1} \times (2,25 \times \eta \times \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA99V2003 (Formule 4-2)}$$

S_a : Spectre en accélération

g : accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone $A = 0.15$

Q : Coefficient de qualité $Q = 1.20$

R : coefficient de comportement global de la structure $R = 4$ structure en voile porteur.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site Pour un site S_2 : $T_1 = 0.15$ sec et

$T_2 = 0.4$ sec

V.4.1 Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié

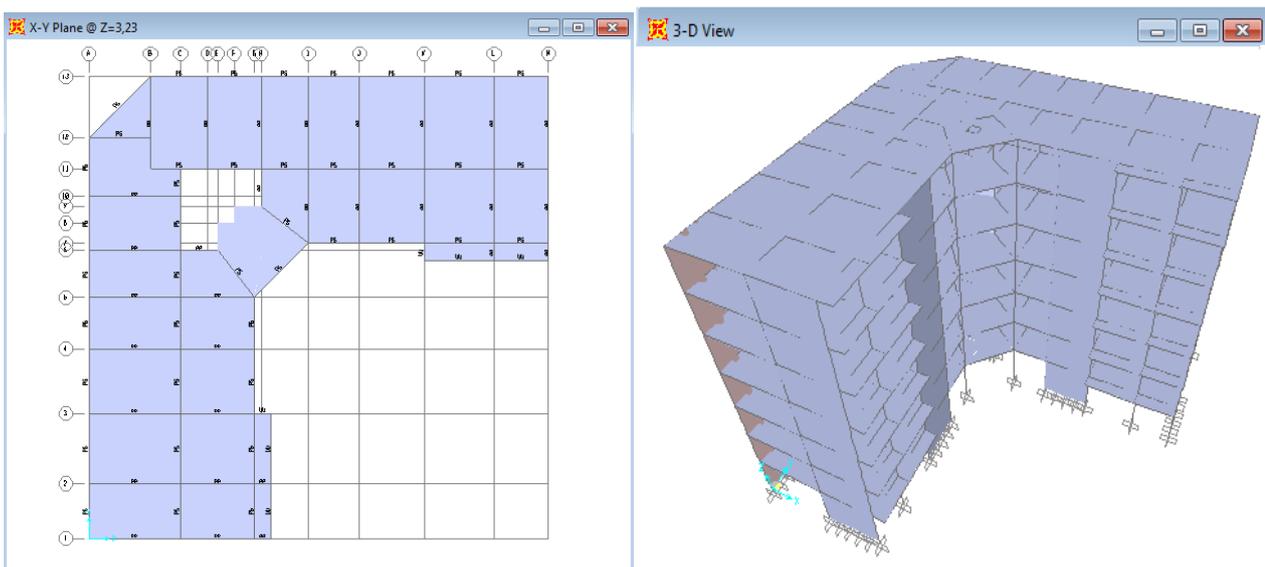


Figure V-3: Configuration en plan.

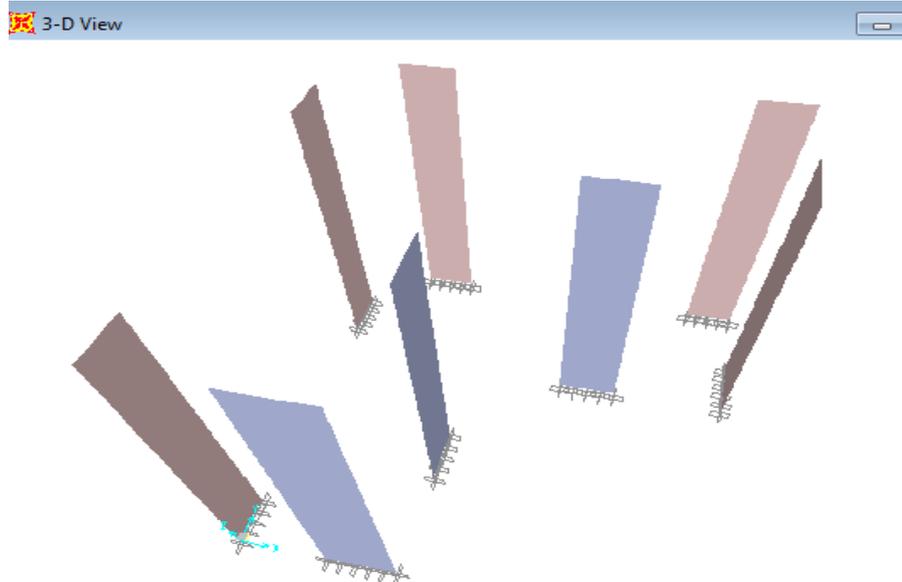


Figure V-4:3D de la structure porteuse avec un contreventement mixte portiques-murs voiles

V.4.2 Vérification du comportement dynamique :

Tableau V-2: Modes propres de la structure.

Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse (t)
1	2,0554	0,484459	0,61647	0,07281	61,647	7,281	22514,06
2	2,0726	0,480446	0,07234	0,61688	68,882	68,969	22514,06
3	2,6398	0,375473	1,043E-07	0,00027	68,882	68,997	22514,06
4	5,7668	0,197508	0,00001705	6,216E-06	68,883	68,997	22514,06
5	5,8076	0,187198	0,0000439	1,472E-07	68,888	68,997	22514,06
6	5,8314	0,172187	9,398E-08	0,00004308	68,888	69,002	22514,06
7	5,8452	0,171485	0,00001401	9,348E-06	68,889	69,003	22514,06
8	5,8553	0,158471	1,871E-07	1,156E-07	68,889	69,003	22514,06
9	5,8577	0,15706	5,963E-09	7,541E-11	68,889	69,003	22514,06
10	5,86	0,155974	8,174E-08	2,743E-08	68,889	69,003	22514,06
11	5,8624	0,155233	2,015E-07	1,745E-08	68,889	69,003	22514,06
12	6,1753	0,1551	4,918E-07	1,335E-07	68,889	69,003	22514,06
13	6,4113	0,154754	0,00001838	2,227E-10	91,596	69,003	22514,06
14	6,4419	0,154393	0,00004616	1,749E-07	91,682	92,427	22514,06

V.4.3 Vérification nombre de modes à considérer (Art 4.3.4 RPA99 V 2003) :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à au moins à 90 % de la masse totale de la structure.

Direction xx : 13 modes (91,59% de la masse sismique de la structure)

Direction yy : 14 modes (92,42% de la masse sismique de la structure)

V.4.4 Résultante des forces sismiques de calcul (Art 4.3.6 RPA99 V 2003):

La résultante des forces sismiques à la base 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Efforts tranchant méthode statique équivalente (RPA99 V 2003):

Tableau V-3: résultat de force sismique

A	Dx	Dy	Q	R	W (t)	Vstatique	0.8Vstatique	Vdyn	0.8V<Vdyn
0.15	2,2	/	1,20	4	22514,06	2557	2045,8	2124,28	CV
0.15	/	2,2	1,20	4	22514,06	2557	2045,8	2134,5	CV

V.4.5 Justification des déplacements inter-étages :

Les déplacements latéraux relatifs ou inter-étages (δ_k), calculés selon l'article 4.4.3 (DTR-BC 2.48) ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré (Article 510, DTR-BC 2.48). Le tableau V.4 donne les déplacements numériques calculés avec sap2000.

Tableau V-4: Déplacements entre les différents étages du bâtiment.

Niveaux	0.01x He (m)	$\delta_{ek}/(X)$ (cm)	$\delta_k/(X)$ (cm)	$\Delta_k/(X)$ (cm)	$\delta_{ek}/(Y)$ (cm)	$\delta_k/(Y)$ (cm)	$\Delta_k/(Y)$ (cm)	Δ_k/H_k (x)	Δ_k/H_k (y)
Etage 6	3,23	0,05	0,2	0,2	0,05	0,2	0,2	0,06	0,06
Etage 5	3,06	0,14	0,56	0,36	0,13	0,52	0,32	0,11	0,10
Etage 4	3,06	0,26	1,04	0,48	0,25	1	0,48	0,15	0,15
Etage 3	3,06	0,39	1,56	0,52	0,39	1,56	0,56	0,16	0,18
Etage 2	3,06	0,53	2,12	0,56	0,53	2,12	0,56	0,18	0,18
Etage 1	3,06	0,68	2,72	0,6	0,67	2,68	0,56	0,19	0,18
RDC	3,06	0,81	3,24	0,52	0,81	3,24	0,56	0,16	0,18

Les déplacements inter-étages (δ_k), calculés selon l'article 4.4.3 (DTR-BC 2.48) ne dépassent 1% de la hauteur de l'étage considéré (Article 5.10, DTR-BC 2.48).

V.5 Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Tableau V-5: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Bc (cm ²)	Nd (KN)	V	Vérification
RDC	2500	1593,09	0,02	cv
Etage 1	2500	247,53	0,003	cv
Etage 2	2025	461,34	0,007	cv
Etage 3	2025	681,79	0,011	cv
Etage 4	2025	902,06	0,014	cv
Etage 5	1600	1126,16	0,023	cv
Etage 6	1600	1356,95	0,028	cv

V.5.1 Justification de l'effet P-Delta :

Les effets du second ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \cdot \Delta k}{Vk \cdot Hk} \leq 0,1$$

Avec :

(Pk) est le poids du bâtiment et des charges d'exploitation au-dessus du niveau (k), (Vk) est l'effort tranchant au niveau (k), (Δk) est le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) comme calculé dans le tableau 4.5 (section 4.6) et (hk) la hauteur de l'étage du niveau (k).

Tableau V-6: de l'effet P-Delta dans les poteaux des différents étages.

P- $\Delta \leq 0,10$								
Niveaux	Pk (kN)	Δk (cm)		Vk (kN)		hk (cm)	θ	
		Δk /(X)	Δk /(Y)	Vk/(X)	Vk/(Y)		θ /(X)	θ /(Y)
RDC	22126,146	0,05	0,05	666,315	732,072	323	0,005	0,005
Etage 1	22075,453	0,14	0,13	645,938	705,602	306	0,016	0,013
Etage 2	17732,112	0,26	0,25	605,36	660,122	306	0,025	0,022
Etage 3	13365,969	0,39	0,39	581,373	657,873	306	0,029	0,026
Etage 4	8903,997	0,53	0,53	566,692	629,155	306	0,027	0,025
Etage 5	4504,544	0,68	0,67	540,851	565,3	306	0,019	0,017
Etage 6	0	0,81	0,81	491,933	563,903	306	0,000	0,000

Conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (DTR-BC 2.48), les effets du second ordre sont négligeables et la structure porteuse du bâtiment est stable.

V.6 Stabilité au renversement :

Pour que le nôtre bâtiment soit stable au renversement il faut vérifier la relation suivant:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisant $M_s = \frac{w \cdot l}{2}$; W : Poids du bâtiment.

M_r : Moment renversant $\sum F_i \cdot h_i$; F : Force sismique de niveau.

Tableau V-7: comparaison entre M renversement et M statique.

	x-x			y-y	
Vk/(X)	hi(m)	Mrenv	Vk/(Y)	hi(m)	Mrenv
666,315	3,23	2152,20	732,072	3,23	2364,59
645,938	3,06	1976,57	705,602	3,06	2159,14
605,36	3,06	1852,40	660,122	3,06	2019,97
581,373	3,06	1779,00	657,873	3,06	2013,09
566,692	3,06	1734,08	629,155	3,06	1925,21
540,851	3,06	1655,00	565,3	3,06	1729,82
491,933	3,06	1505,31	563,903	3,06	1725,54
	mrenv	12654,57		mrev	13937,37

$$M_{stab} = w * L / 2 = 22514,06 * 26,98 / 2$$

$$M_{stab} = 303714,66 \text{ KN.m}$$

Tableau V-8: moments de renversement de niveau.

W (t)	Lx	Ly	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/ Mr	Vérification
22514,06	26,98	-	303714,66	12645,57	24	CV
22514,06	-	26,99	303714,66	13937,37	21	CV

Chapitre VI

ETUDE ET FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Chapitre : VI

ETUDE ET FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VI Introduction

Les sollicitations dans les portiques (poteaux, poutres principales et secondaires) et les murs voiles sont réalisées à l'aide du logiciel S2000 (2014). Le calcul des armatures des Portiques (poteaux, poutres principales et secondaires) et des murs voiles sont effectuées selon les prescriptions et combinaisons de charges fondamentales (DTR-BC 2.41) et accidentelles (DTR-BC 2.48). Des exemples de calculs manuels des armatures sont donnés et les résultats sont comparés avec ceux du Logiciel Sap2000. D'autres résultats de calculs des armatures, effectués à l'aide du logiciel Sap2000 sont aussi présentés.

VI.1.1 Combinaisons d'actions

Les sollicitations de calculs vis-à-vis des états limites ultimes de résistance sont calculées à partir de la combinaison d'actions suivante :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \quad \text{Article A.3.3.2, DTR-BC 2.41}$$

Les sollicitations de calculs vis-à-vis des états limites de service sont calculées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G + Q \quad \text{Article A.3.3.3, DTR-BC 2.41}$$

Les combinaisons d'actions considérées pour la détermination des sollicitations accidentelles sont calculées à partir des relations suivantes :

$$0,8 \times G \pm E \quad \text{Article 5.2, DTR-BC 2.48}$$

$$G + Q \pm E \quad \text{Article 5.2, DTR-BC 2.48}$$

VI.2 Calcul de ferrailage des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion simple composée. Pour chaque poteau, on doit connaître (pour chaque combinaison d'actions) un seul effort (N) en plus des moments de flexion (M) et des efforts tranchants dans les deux directions orthogonales principales de la section du poteau et l'effort tranchant (V).

Les combinaisons d'actions considérées dans les calculs des armatures longitudinales et transversales des poteaux sont :

$$1,35 \times G + 1,5 \times Q \quad \text{Article A.3.3.2, DTR-BC 2.41}$$

$0.8 \times G \pm E$

Article 5.2, DTR-BC 2.48

$G + Q \pm E$

Article 5.2, DTR-BC 2.48

Pour chaque combinaison d'actions, On doit d'abord déterminer les armatures longitudinales dans les poteaux. Pour cela, on doit connaître pour chaque poteau (dans les deux directions orthogonales) les valeurs défavorables des efforts normaux et moments suivantes :

N_{max} et M_{corr}

M_{max} et N_{corr}

N_{min} et M_{corr}

La section finale retenue des armatures longitudinales correspondra à la plus grande section obtenue par calcul.

La structure porteuse du bâtiment comprend 3 types de sections de poteaux. Ces types et sections sont rapportés dans le tableau VI.1 et les grandeurs utilisées dans les calculs sont rapportées dans le tableau VI.3.

Tableau VI-1: Types et sections de poteaux.

Types de poteaux	Etages	Sections
I	RDC, 1° étages	45x45
II	2°, 3° étages	40x40
III	4° et 5° étages	35x35
VI	6° étages	30x30

Tableau VI-2: Valeurs utilisées dans les calculs.

Actions	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,15	30	22,17	1,00	500	500

VI.3 Exemple de calcul de ferrailage du poteau

Nous nous proposons de calculer les armatures du poteau type-I de section (50 cm x 50cm). Les valeurs des sollicitations maximales et minimales des efforts normaux et des moments fléchissant ainsi que les valeurs maximales des efforts tranchants sont rapportées dans le tableau VI.3.

VI.3.1 Armatures longitudinales sous combinaison ELU

$$N_{\max} = -2458,48 \text{ kN}$$

$$M_{\text{corr}} = -16,039 \text{ kNm}$$

Tableau VI-3: Sollicitations dans les poteaux selon le logiciel S2000.

Section (cm ²)	1,35G+1,5Q		G + Q ± E		0,8G±E		
	Nmax (kN)	Mcorr (kN)	Mmax (kN)	Ncorr (kN)	Nmin (kN)	Mcorr (kN)	Vmax (kN)
50 x 50	-1593,09	-1,67	65,22	-857,92	-164,80	7,148	86,29

$$e_G = \frac{M}{N}$$

$$e_G = \frac{1,67}{1593,09}$$

$$e_G = 0,0010 \text{ m}$$

$$e_G = 0,0010 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,50}{6} = 0,083 \text{ m}$$

L'excentricité est inférieure à 0,083 m, il va falloir mener les calculs sous l'effet d'une compression centrée.

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 323}{45}$$

$$\lambda = 5,02$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{5,02^2}{35}\right)}$$

$$\alpha = 0,74$$

$$B_r = (h - 2) \times (b - 2)$$

$$B_r = 1849 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2)$$

$$A'_u \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b}$$

$$A'_u = \frac{1,15}{500 \times 10^2} \times \left(\frac{1593,09 \times 10^3}{0,85} - \frac{1849 \times 30 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} \right)$$

$$A'_u = -51 \text{ cm}^2$$

$A'_u < 0$ la section du béton peut résister à elle seule à l'effort de compression N_{\max}
($N_{\max} = 1593,09 \text{ kN}$)

VI.3.2 Armatures longitudinales sous combinaison G + Q ± E

$$M_{\max} = 65,22 \text{ kN}$$

$$N_{\text{corr}} = -857,92 \text{ kNm}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{65,22}{857,92}$$

$$e_G = 0,076 \text{ m} \quad e_G = 0,076 \text{ m} < \frac{h}{6} = \frac{0,45}{6} = 0,075 \text{ m}$$

L'excentricité est inférieure à 0,083 m, il va falloir mener les calculs sous l'effet d'une compression centrée.

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 323}{45}$$

$$\lambda = 5,02$$

$$\lambda < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35}\right)}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{5,02^2}{35}\right)}$$

$$\alpha = 0,74$$

$$B_r = (h - 2) \times (b - 2)$$

$$B_r = (45 - 2) \times (45 - 2)$$

$$B_r = 1849 \text{ cm}^2$$

$$A'_u \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b}$$

$$A'_u = \frac{1,15}{500 \times 10^2} \times \left(\frac{857,92 \times 10^3}{0,85} - \frac{1849 \times 30 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} \right)$$

$$A'_u = -71 \text{ cm}^2$$

$A'_u < 0$ la section du béton peut résister à elle seule à l'effort de compression N_{corr}

($N_{\text{corr}} = 857,92 \text{ kN}$).

VI.3.3 Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.41

$$A_{min} = \max (0,2\% \times (b \times h) ; 8\% \times (b + h))$$

$$A_{min} = \max (0,2\% \times (45 \times 45) ; 8\% \times (45 + 45))$$

$$A_{min} = \max (4.05 \text{ cm}^2 ; 7.2 \text{ cm}^2)$$

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

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

VI.3.4 Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.48

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA) droites et sans crochets (Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48). Le pourcentage minimal des armatures longitudinales en zone IIa est de (Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48) :

$$\phi_{min} = 12 \text{ mm}$$

$$A_{min} = 0,8\% \times (b \times h) \quad \text{zone IIa} \quad \text{Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48}$$

$$A_{min} = 0,8\% \times (45 \times 45)$$

$$A_{min} = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 4\% \times (b \times h) \quad \text{zone courante} \quad \text{Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48}$$

$$A_{min} = 4\% \times (45 \times 45)$$

$$A_{min} = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 6\% \times (b \times h) \quad \text{zone courante} \quad \text{Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48}$$

$$A_{min} = 6\% \times (45 \times 45)$$

$$A_{min} = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}(\text{RPA}) = 20 \text{ cm}^2$$

VI.3.5 Armatures longitudinales retenues pour les poteaux

$$A = \max (A (\text{Calcul}) ; A_{min} (\text{RPA}) ; A_{min} (\text{BAEL}))$$

$$A = \max (0 ; 16,2 ; 8) = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 12\text{HA}14 \quad A = 18,47 \text{ cm}^2$$

VI.3.6 Distances entre les barres et longueurs de recouvrement selon DTR-BC 2.48

Le DTR-BC 2.48 recommande de prendre des distances entre les barres verticales et les longueurs de recouvrement (Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48) suivantes :

25 cm Distance maximale entre les barres dans une face de poteau doit être
 40 x ϕ Longueur minimale de recouvrement

La longueur de la zone nodale à prendre en compte (Article 7.4.2.1, DTR-BC 2.48) est prise égale à :

$$h' = \max \left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$h' = \max \left(\frac{323}{6}; 45; 45; 60\text{cm} \right) \quad h' = \max (59 \text{ cm}; 45\text{cm}; 45 \text{ cm}; 60 \text{ cm}) \quad \mathbf{h'=59 \text{ cm}}$$

VI.3.7 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante (Article 7.4.2.2, DTR-BC 2.48) :

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

$$V_u = 86,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{86,29 \times 10^4}{45 \times 45 \times 100} \quad \mathbf{\tau_u = 4,26 \text{ MPa}}$$

$$\tau'_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau'_u = \min \left(0,2 \times \frac{30}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \tau'_u = \min (4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \quad \mathbf{\tau'_u = 4 \text{ MPa}}$$

$$\tau'_u = 4 \text{ MPa} > \tau_u = 3,45 \text{ MPa}$$

VI.3.7.1 Armatures transversales minimales selon DTR-2.4

$$A_t \geq 0,4 \times \frac{b_0 \times S_t}{f_e}$$

$$A_t \geq 0,4 \times \frac{50 \times 15}{235} \quad \mathbf{A_t \geq 1,4 \text{ cm}^2}$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_1 \min; \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; 1,6; \frac{45}{10} \right) \quad \varphi_t \leq \min (1,28\text{cm}; 1,6 \text{ cm}; 4,5 \text{ cm}) \quad \mathbf{\varphi_t \leq 1,28 \text{ cm}}$$

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

$$A_t \text{ min} = 0,3\% \cdot S_t \times b$$

$$A_t \text{ min} = 0,3\% \times 15 \times 45 \quad \mathbf{A_t = 2,025 \text{ cm}^2}$$

VI.3.7.2 Armatures transversales minimales selon DTR-BC 2.48 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{Article 7.4.2.2, DTR-BC 2.48}$$

OU :

(Vu) est l'effort tranchant de calcul, (h1) est la hauteur totale de la section brute, (fe) est la contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale, (ρ) est le coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, qui dépend de l'élançement géométrique et (t) est l'espacement des armatures transversales.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$A_t = \frac{2,5 \times 86,29 \times 100}{45 \times 235 \times 100} \times 15 \quad A_t = 0,28 \text{ cm}^2 \quad A_t = 4 \varnothing 8$$

VI.3.7.3 Espacements des armatures transversales selon DTR-BC 2.48 :

$$S_t \leq \min (10 \times v_{lmin} ; 15 \text{ cm}) \quad \text{zone nodale} \quad \text{Article 7.4.2.2, DTR-BC 2.48}$$

$$S_t \leq \min (10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm}) \quad S_t \leq \min (16 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 15 \times v_{lmin} \quad \text{zone courante} \quad \text{Article 7.4.2.2, DTR-BC 2.48}$$

$$S_t \leq 15 \times 1,6 \quad S_t \leq 24 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

Tableau VI-4: Sections d'armatures des poteaux.

Poteaux	Dimensions (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
I	45x45	12T14
II	40x40	10T14
III	35x35	8T14
VI	30x30	8T12

VI.3.8 Schémas de ferrailage des poteaux

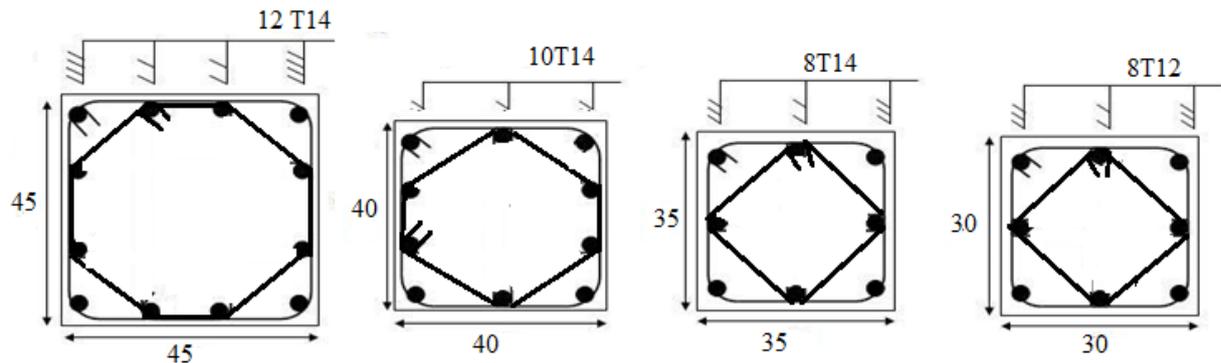


Figure VI-1: Schémas de ferrillages des poteaux.

VI.4 Calcul de ferrailage des poutres :

Les poutres principales et les poutres secondaires sont calculées en flexion simple. Elles sont sollicitées à des moments fléchissants (M) et des efforts tranchants (V). Nous considérons que les fissurations sont peu préjudiciables.

VI.5 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions considérées dans les calculs des armatures longitudinales et transversales des poutres sont :

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

Article A.3.3.2, DTR-BC 2.41

$$G + Q$$

Article A.3.3.2, DTR-BC 2.41

$$G + Q \pm E$$

Article 5.2, DTR-BC 2.48

Tableau VI-5: Résultats des moments et des efforts tranchants Sap2000.

Types de poutres	Mmax en travée (kNm)			Mmax en appui (kNm)			Tmax (kN)
	ELU	ELS	G+Q±E	ELU	ELS	G+Q±E	
P. Principales	-77,77	-56,89	-72,54	-84,15	-61,06	-84,17	268,51
P. Secondaires	-42,72	-31,15	-61,85	-61,85	-44,73	-76,68	240,38

VI.6 Calcul des armatures longitudinales des poutres principales

Dans la suite, nous présenterons un exemple de calcul des armatures d'une poutre principales (30 cm x 40 cm). Les valeurs des sollicitations maximales et minimales des moments fléchissants ainsi que les valeurs maximales des efforts tranchants sont rapportées dans le tableau ci-dessus. Les calculs sont effectués pour la combinaison d'actions la plus défavorable (ELU).

VI.6.1 Armatures longitudinales en travées sous combinaison ELU :

$$M_u = 77,77 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{30}{1 \times 1,5} \quad \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h \quad d = 0,9 \times 40 \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \quad \mu = \frac{77,77 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 17} \quad \mu = 0,117$$

$$\mu \leq \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A'_t = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{500}{1,15} \quad \sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,117}) \quad ; \quad \alpha = 0,155$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha \quad \beta = 1 - (0,4 \times 0,155) \quad \beta = 0,94$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_u^t = \frac{77,77 \times 10^3}{0,94 \times 36 \times 435} \quad A_u^t = 5,28 \text{ cm}^2$$

VI.6.2 Armatures longitudinales en appuis sous combinaison G + Q ± E

$$M_u = 84,17 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{30}{1 \times 1,5} \quad \sigma_{bc} = 22,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h \quad d = 0,9 \times 40 \quad d = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \quad \mu = \frac{84,17 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 22,17} \quad \mu = 0,097$$

$$\mu \leq \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A'_t = 0$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{500}{1,15}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,097}) \quad \alpha = 0,127$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times 0,127)$$

$$\beta = 0,95$$

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

$$A_u^t = \frac{84,17 \times 10^3}{0,95 \times 36 \times 435}$$

$$A_u^t = 5,66 \text{ cm}^2$$

VI.6.3 Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.41

$$A_{\min} (\text{BAEL}) = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} (\text{BAEL}) = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,4}{500}$$

$$A_{\min} (\text{BAEL}) = 1,19 \text{ cm}^2$$

VI.6.4 Armatures longitudinales minimales et maximales selon DTR-BC 2.48

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0,5\% \times 30 \times 40$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (\text{RPA}) = 0,4\% \times b \times h$$

zone courante

$$A_{\max} (\text{RPA}) = 0,4\% \times 30 \times 40$$

$$A_{\max} (\text{RPA}) = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (\text{RPA}) = 0,6\% \times b \times h$$

zone de recouvrement

$$A_{\max} (\text{RPA}) = 0,6\% \times 30 \times 40$$

$$A_{\max} (\text{RPA}) = 7,2 \text{ cm}^2$$

VI.6.5 Armatures longitudinales retenues pour les poutres principales

$$A_{\text{finale}}^t = \max (A_u ; A_{\max} (\text{RPA}) ; A_{\min} (\text{BAEL}))$$

$$A_{\text{finale}}^t = \max (5,66 ; 7,2 \text{ cm}^2 ; 1,19 \text{ cm}^2) \quad A_{\text{finale}}^t = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A^t (\text{adoptée}) = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A^t (\text{adoptée}) = 6\text{T}14$$

VI.6.6 Distances entre les barres et longueurs de recouvrement selon DTR-BC 2.48 :

$$L_r = 40 \times \varphi$$

$$L_r = 40 \times 1,4$$

$$L_r = 56$$

VI.6.7 Calcul des armatures transversales :

$$\tau'_u = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = \min(0,2 \times \frac{30}{1,5} ; 5 \text{ MPa}) \quad \tau'_u = \min(4 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \quad \tau'_u = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \quad \tau_u = \frac{131,59 \times 10}{30 \times 36 \times 100} \quad \tau_u = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau'_u \quad \text{Le béton résiste à la contrainte tangentielle.}$$

VI.6.8 Armatures transversales minimales selon DTR-2.41 :

$$\varphi_t \leq \min(\frac{h}{35} ; \varphi_{\max} ; \frac{b}{10})$$

$$\varphi_t \leq \min(\frac{40}{35} ; 16 ; \frac{30}{10}) \quad \varphi_t \leq \min(1,14 ; 16 ; 3) \quad \varphi_t \leq 1,14 \text{ cm}$$

$$\varphi_t = 8 \text{ mm} \quad A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{cadre } \phi 8 + \text{étrier})$$

VI.6.9 Armatures transversales minimales selon DTR-2.48 :

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b \quad \text{zone nodale}$$

$$A_t = 0,3\% \times 10 \times 30 \quad A_t = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,3\% \times S_t \times b \quad \text{zone courante}$$

$$A_t = 0,3\% \times 15 \times 30 \quad A_t = 1,35 \text{ cm}^2$$

VI.6.10 Espacements des armatures transversales selon DTR-BC 2.41 :

$$S_{t1} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} \leq \min(36 ; 40 \text{ cm}) \quad S_{t1} \leq 36 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b}$$

$$S_{t2} \leq \frac{2,01 \times 435}{0,4 \times 30} \quad S_{t2} \leq 39,35 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b (\tau_u - (0,3 \times k \times f_{tj}))}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 235}{1,15 \times 30 (1,21 - (0,3 \times 1 \times 2,4))} \quad S_{t3} \leq 25,14 \text{ cm}$$

VI.6.11 Espacements des armatures transversales selon DTR-BC 2.48 :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varphi 1 \right) \quad \text{zone nodale}$$

$$S_t \leq \min (10 ; 19,2) \quad S_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{zone courante}$$

$$S'_t \leq 20 \text{ cm} \quad S'_t = 15 \text{ cm}$$

-Poutre Principale : 7,2 cm² → 9,23 cm² → 6T14.

-Poutre Secondaire : 6,3 cm² → 6,78 cm² → 6T12.

Tableau VI-6: Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Poutres		A (adoptée)	
Type	Dimension (cm ²)	At	Aa
Poutre Principale	30x40	6T14	6T14
Poutre Secondaire	30x35	6T12	6T12

VI.6.12 Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires :

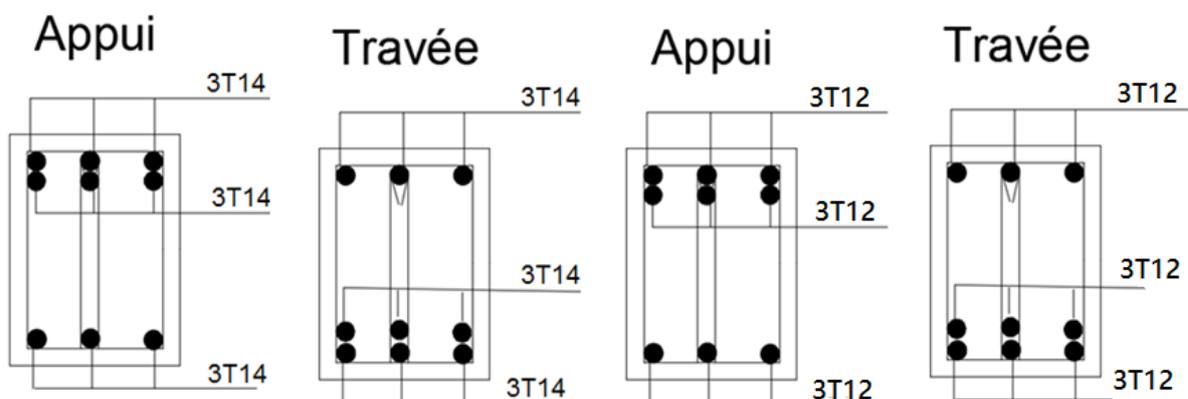


Figure VI-2: Schémas de ferrailage des poutres principales et secondaires.

VI.7 Calcul de ferrailage des murs voiles :

Les murs voiles sont des murs en béton armé. Les murs voiles sont sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant, maximum dans la section d'encastrement. Les murs voiles seront calculés en flexion composée. Leur ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales. Nous présenterons ici un exemple de calcul du mur voile le plus sollicité.

VI.7.1 Combinaisons d'actions

Le calcul du ferrailage des murs voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G), aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi qu'aux actions horizontales dues aux séismes.

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

Article A.3.3.2, DTR-BC 2.41

$$G + Q$$

Article A.3.3.2, DTR-BC 2.41

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

Article 5.2, DTR-BC 2.48

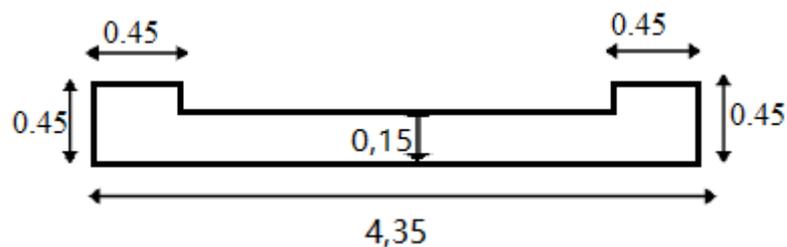
$$G + Q \pm E$$

Article 5.2, DTR-BC 2.48

VI.7.2 Sollicitations Sap2000 :

Tableau VI-7: Sollicitation du mur voile le plus défavorable RDC.

	Nmax (Kn)		Mcor (Kn.m)		Mmax (Kn.m)		Ncor (Kn)		Vmax
	F11	F22	M11	M22	M11	M22	F11	F22	
ELU	-705,13	-210,23	-12,4959	-4,0442	-15,7342	-58,0067	-424,6	-84,92	0,187
ELS	-513,74	-153,25	-9,1134	-2,9517	-11,4806	-42,2306	-309,1	-61,82	
ELA	-1146,42	-229,28	-0,4305	-0,0861	-18,9941	-78,5648	-624,2	-124,84	



$$S = 2,45 \times 0,15 + 2 \times (0,45 \times 0,45)$$

$$S = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$$

$$XG = \frac{0.225 \times 0.225 + 0.502 \times 0.175 + 0.225 \times 4.1}{(0.45 \times 0.45) + (2.45 \times 0.15) + (0.45 \times 0.45)}$$

$$XG = 1.37 \text{ cm .}$$

$$I = \frac{0.45^4}{12} \times 2 + \frac{0.15 \times 3.35^3}{12} + (2.175 - 0.225)^2 \times 0.225 + (2.175 - 4.1)^2 \times 0.225$$

$$I = 1.84 \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{M_{max} = 78,5648 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{N_{cor} = 624,2 \text{ KN}}$$

$$\sigma_1 = \frac{624,2 \times 10^{-3}}{0.77} + \frac{78,56 \times 10^{-3} \times 2,17}{1,84} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{624,2 \times 10^{-3}}{0.77} - \frac{78,56 \times 10^{-3} \times 2,17}{1,84} = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\mathbf{N_{max} = 1146,42 \text{ Kn}}$$

$$\mathbf{M_{cor} = 0,4305 \text{ KN.m}}$$

$$\sigma_1 = \frac{1146,42 \times 10^{-3}}{0.77} + \frac{0,431 \times 10^{-3} \times 2,17}{1,84} = 1,489 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{1146,42 \times 10^{-3}}{0.77} - \frac{0,431 \times 10^{-3} \times 2,17}{1,84} = 1,488 \text{ MPa}$$

On a σ_1 et $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ la section voile est entièrement comprimée pas de zone tendue alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA99 version 2003.

Selon RPA99/2003 on a :

VI.7.3 Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \times e_v \times L}{100} ; \frac{8(e_v + L)}{100} \right)$$

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \times 15 \times 435}{100} ; \frac{8(15 + 435)}{100} \right)$$

$$A_{\min} = \max (13,05 \text{ cm}^2 ; 36 \text{ cm}^2) \quad A_{\min} = 36 \text{ cm}^2 \quad \text{deux nappes du mur voile}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times e_v \times h \quad \text{zone d'about} \quad \text{DTR-BC 2.48}$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 \times 323 \quad A_{\min} = 7,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,10\% \times e_v \times h \quad \text{zone courante}$$

$$A_{\min} = 0,10\% \times 15 \times 323 \quad A_{\min} = 4,84 \text{ cm}^2 \quad \text{deux nappes du mur voile}$$

VI.7.4 Armatures finales :

$$A = \max (A(\text{BAEL}) ; A(\text{RPA}))$$

$$A = \max (36 ; 7,26) \quad A = 36 \text{ cm}^2 \quad \text{deux nappes du mur voile}$$

VI.7.5 Espacement :

$$St = \min (1,5 \times e_v ; 30)$$

$$St = \min (1,5 \times 15 ; 30) \quad St = \min (22,5 ; 30) \quad St = 23 \text{ cm}$$

$$St = 23 \text{ cm} \quad \text{zone courante}$$

$$St = 15 \text{ cm} \quad \text{zone d'about}$$

VI.7.6 Choix des armatures verticales

$$A_v = 8\text{T}16 \quad \text{zone d'about} \quad \text{deux nappes du mur voile.}$$

$$A_v = 20\text{T}12 \quad \text{zone courante} \quad \text{deux nappes du mur voile.}$$

$$A_v (\text{totale}) = 16\text{T}12 + 16\text{T}12$$

$$A_v (\text{totale}) = 36,20 \text{ cm}^2$$

VI.7.7 Choix des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{A_v \text{ total}}{4} \quad A_h = 9,67 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 14\text{T}10 \quad A_h = 10,99 \text{ cm}^2$$

VI.7.8 Choix des armatures transversales :

$$A_t = \text{cadre } \nu 8 \quad \text{zone d'about}$$

$$A_t = 4\text{épaingles/m}^2 \quad \text{zone courante}$$

VI.7.9 Vérification à l'effort tranchant

$$\tau'_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) \quad \tau'_u = 4\text{MPa} \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$T_u \text{ max} = 218,03 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{218,03 \times 100}{30 \times 352 \times 100}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,31\text{MPa} \leq \tau'_u = 4 \text{ MPa}$$



Figure VI-3: Schéma de ferrailage des murs voiles en 3D.

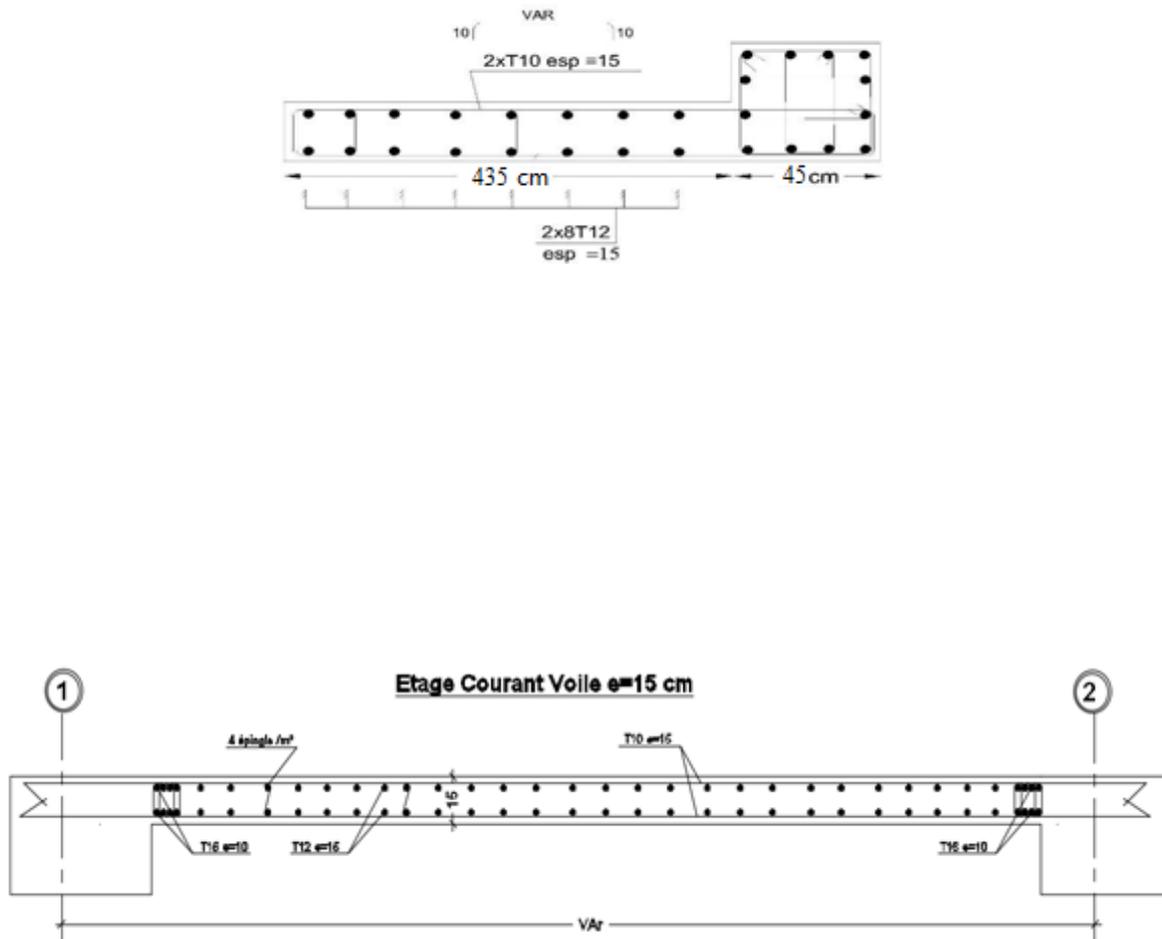


Figure VI-4: Schéma de ferrailage des murs voiles.

Chapitre : VII

Études Des Eléments Infrastructure

VII Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts à porter par les éléments de la structure, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol (fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux fondations profondes), ainsi que l'encastrement de la structure dans l'assise et limiter tassements différentiels .

VII.1 Choix du type des fondations :

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ❖ Type de construction.
- ❖ La capacité portante du sol.
- ❖ Les charges transmises au sol.
- ❖ La distance entre axes des poteaux.
- ❖ Stabilité totale des bâtiments.
- ❖ Facilité d'exécution (coffrage) .
- ❖ Economie.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

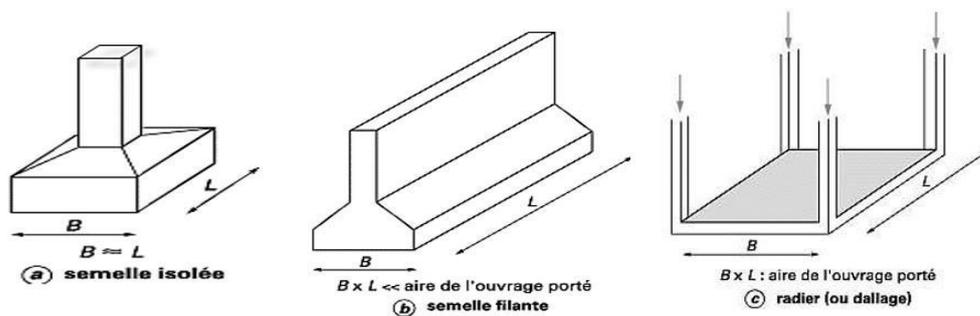


Figure VII-1: types de fondation superficielle.

D'après le **RPA99 version 2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 \times G \pm E$$

VII.1.1 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculée obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle

—

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

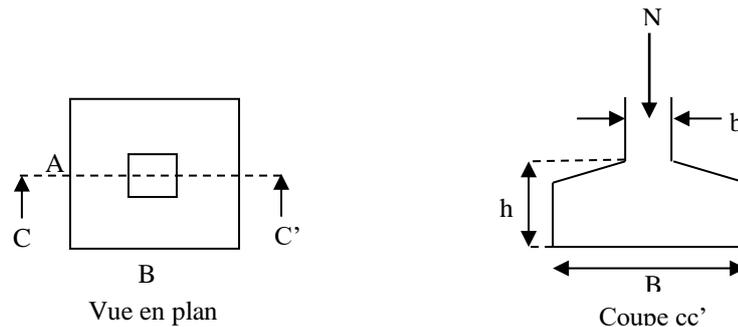


Figure VII-2: semelle isolée.

VII.1.2 calcul une semelle isolée

$$S_S = \frac{N_{ser}}{\sigma_{adm}}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A et on trouve la valeur de B :

$$N = 2095,53 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{0.50}{0.50} \times \frac{2095,53}{200}} = 3,23 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles isolée care l'entre axe minimal des poteau 2.6m.

VII.1.3 Calcul de la surface S_s :

La somme des effort normaux apportés par poteaux et voiles à la base à l'ELS (N_{ser}).

$$S_{s1} = \frac{1157,37}{200} = 5,79 \text{ cm}^2$$

$$S_{s1} = 5,79 \times 16 = 92,59 \text{ cm}^2$$

$$S_{s2} = \frac{938,16}{200} = 4,70 \text{ cm}^2$$

$$S_{s2} = 4,70 \times 28 = 131,6 \text{ cm}^2$$

$$S_s = 131,6 + 92,59 = 224,19 \text{ cm}^2$$

S_t : la surface totale de la structure.

$$S_t = 433,79 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S_s}{S_t} = \frac{224,19}{433,79} = 52 \% > 50\%$$

VII.1.4 Vérification des semelles filantes sous voile :

VII.1.4.1 Pré dimensionnement :

Exemple de calcul d'une semelle filante :

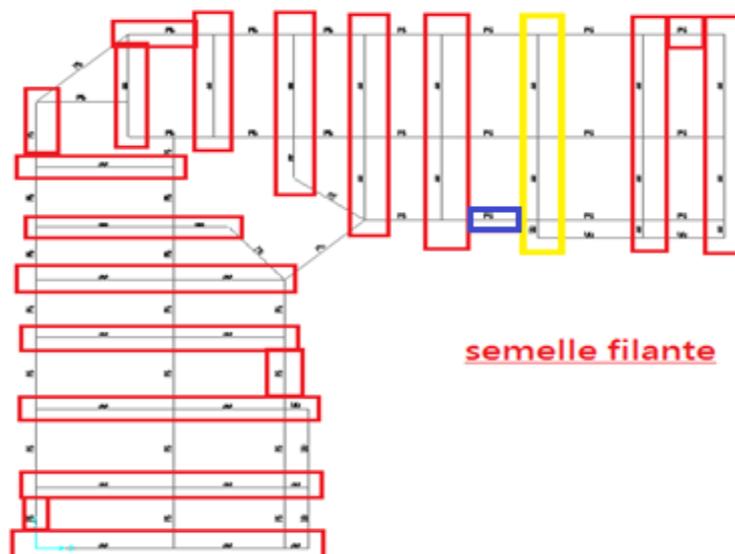


Figure VII-3: schéma de semelle filante sous voile et sous les poteaux.

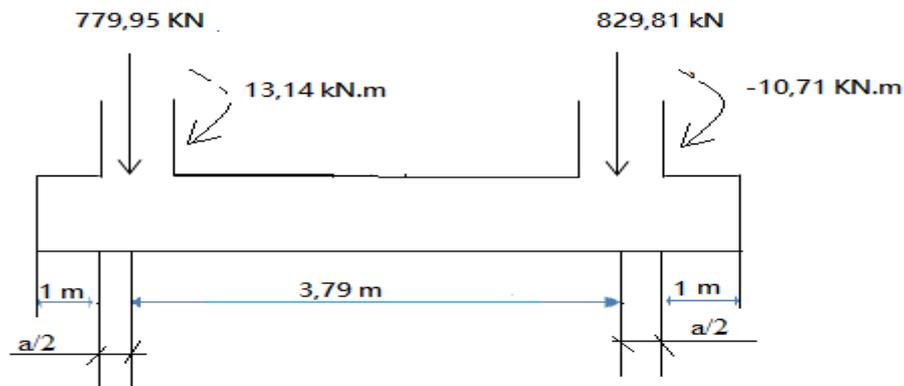


Figure VII-4: Résultante des efforts.

$$R = \sum N$$

$$R = 1609,77 \text{ KN}$$

D : le débord

$$D = \frac{L_{max}}{3} = \frac{3,79}{3} \quad D = 1,26 \text{ m} \quad L_{max} = 3,79 \text{ m}$$

$$L = 2.D + a + L_{max} ; \quad L = 6,70 \text{ m}$$

Tel que le poids de la semelle égale a 10% de $R = \sum N$

$$B \geq \frac{1,1 \times R_e}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{1,1 \times 1609,77}{6,70 \times 200} = \quad \text{Soit } B \geq 1,32 \text{ m} \quad \text{Donc } B = 1,4 \text{ m}$$

pour la rigidité de la semelle il faut que :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = 37,9 \text{ cm} \quad \text{Donc } h = 40 \text{ cm}$$

VII.1.4.2 Ferrailage principale

$$N_s = 829,82 \text{ KN}$$

$M_s = 10,71 \text{ KN.m}$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{10,71}{829,82} = 0,013 \leq \frac{B}{24} = 0,058 \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

VII.1.4.3 On utilise la méthode des bielles

$$d = \frac{B-b}{4} = \frac{1,4-0,15}{4} = 0,3$$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{N_u \times \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} \times 10 = \frac{829,82 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,013}{1,4}\right) (1,4-0,15)}{8 \times 0,30 \times 435} \times 10$$

$$A_s = 10,21 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 10 T 12

$$A_s = 11,31 \text{ cm}^2$$

VII.1.4.4 L'espacement

$$\text{Esp} = \frac{100 - 10 \times 1,2}{9} = 9,77 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad \text{Esp} = 10 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} \times 1,4$$

$$A_r = \frac{10,21}{4} \times 1,4$$

$$A_r = 3,57 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 3,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{T}12 \longrightarrow A_r = 4,53 \text{ cm}^2$$

VII.1.4.5 Calcul de la hauteur libre (h')

$$h' \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 6 \times 1,2 + 6$$

$$h' \geq 13,2 \text{ cm}$$

$$h' = 15 \text{ cm}$$

VII.1.4.6 Calcul l'espacement de cadres

$$\text{Esp} = \frac{100 - 4 \times 1,2}{3} = 31,73 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad \text{Esp} = 20 \text{ cm}$$

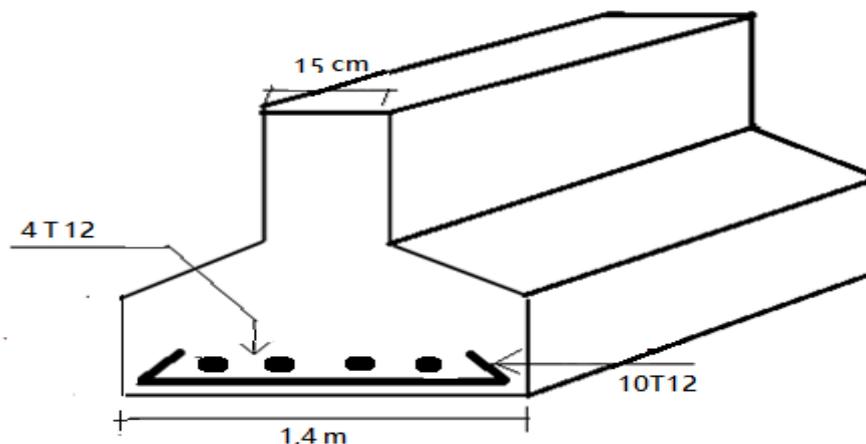


Figure VII-5: Schéma de ferrailage.

VII.1.5 Vérification des semelles filantes sous poteaux :

VII.1.5.1 Pré dimensionnement :

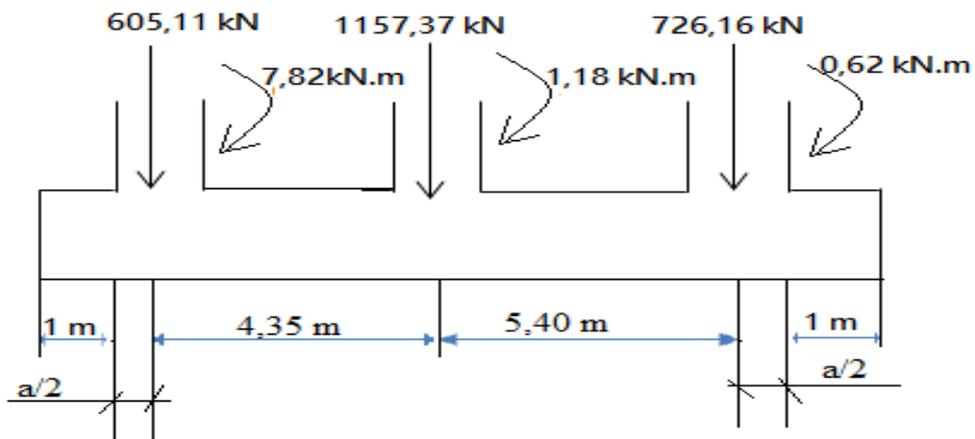


Figure VII-6: Résultante des efforts.

$$R = \sum N_s$$

$$R = 2488,64 \text{ KN}$$

$$M_r = \sum M_s$$

$$M_r = 9,618 \text{ KN.m}$$

D : le débord

$$H = \left[\frac{L_{max}}{9} ; \frac{L_{max}}{6} \right] = [0,6 ; 0,9]$$

$$H = 0,8 \text{ m}$$

$$L = 2xD + L_{max} + 4,35$$

$$L = 12,25 \text{ cm}$$

$$D \geq H$$

On prend un débordement de 1m

Tel que le poids de la semelle égale a 10% de $R = \sum N$

$$B \geq \frac{1,1 \times R_e}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{1,1 \times 2488,64}{12,25 \times 200} = \quad \text{Soit } B \geq 1,11 \text{ m} \quad \text{Donc} \quad B = 1,20 \text{ m}$$

VII.1.5.2 Condition de rigidité :

$$d = \frac{B-b}{4} = 17,5 \quad \text{On prend: } d=30\text{cm}$$

$$h = d + 5\text{cm} = 30 + 5 = 35\text{cm}$$

VII.1.5.3 Ferrailage principale

$$R = 2488,64 \text{ KN}$$

$$M_r = 9,618 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_r}{R} = \frac{9,618}{2488,64} = 0,004 \leq \frac{B}{24} = 0,05 \dots \dots \dots \text{Vérifie}$$

VII.1.5.4 On utilise la méthode des bielles

$$\text{Donc : } A_s = \frac{R \times \left(1 + \frac{3e_0}{1,4}\right) (B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = 10 \times \frac{2488,64 \times \left(1 + \frac{3 \times 0,004}{1,2}\right) (1,2-0,5)}{8 \times 0,3 \times 435}$$

$$A_s = 16,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est : } 11\text{T}14 \quad A_s = 16,93 \text{ cm}^2$$

VII.1.5.5 L'espacement

$$\text{Esp} = \frac{100 - 11 \times 1,4}{10} = 8,46\text{cm} \quad \text{Donc} \quad \text{Esp} = 10 \text{ cm}$$

VII.1.5.6 Ferrailage de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \times 1,4 \quad A_r = \frac{16,93}{4} \times 1,4 \quad A_r = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 5,92\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \quad 4\text{T}14 \quad \longrightarrow \quad A_r = 6,16 \text{ cm}^2$$

VII.1.5.7 Calcul de la hauteur libre (h')

$$h' \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 6 \times 1,4 + 6 \quad h' \geq 14,4 \text{ cm} \quad h' = 15 \text{ cm}$$

VII.1.5.8 Calcul l'espacement de cadres

$$\text{Esp} = \frac{100 - 6 \times 1,4}{5} = 18,32 \text{ cm} \quad \text{Donc} \quad \text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

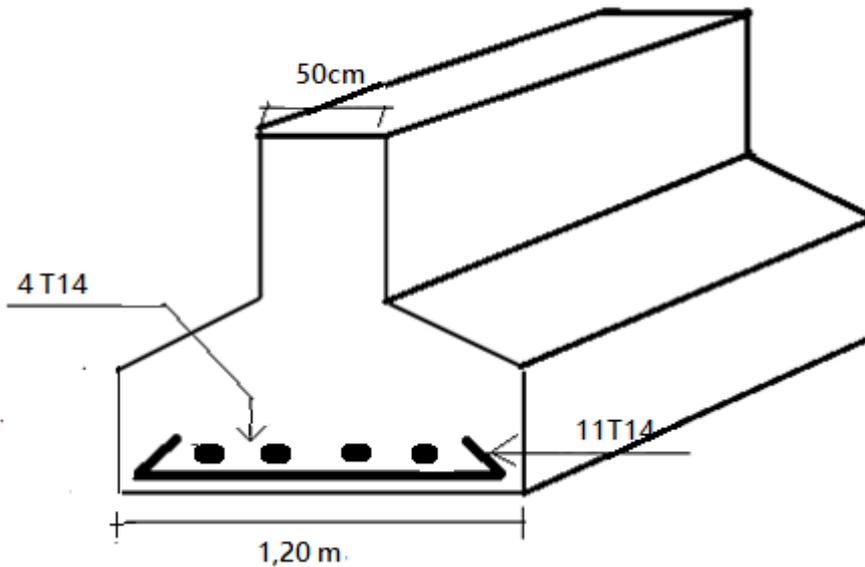


Figure VII-7 :Schéma de ferrailage.

VII.1.6 La longrine

VII.1.6.1 Définition

Les longrines sont des poutres relient les poteaux au niveau de l'infrastructure, leur calcul se fait comme étant une pièce soumise à un moment provenant de la base du poteau et un effort de traction <F>

VII.1.6.2 Dimensionnement de la longrine

Selon l'RPA 99 (art.10-1-1) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ❖ (25 x 30) cm².....sites de catégorie S2, S3
- ❖ (30 x 30) cm² site de catégorie S4

Pour notre cas (site S2) on prend une section de (25 x 30) cm²

VII.1.6.3 Ferrailage de la longrine

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A=0,6\% \times b \times h$$

$$A=0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Le choix : 6T12 ($A=6,79\text{cm}^2$)

VII.1.6.4 Armatures transversales

On prend : $4\varnothing 6$ ($A=1,13\text{cm}^2$)

Avec espacement de :

$$e = \min (20 \text{ cm}, 15\varphi) = 18\text{cm}$$

Exp = 15 cm

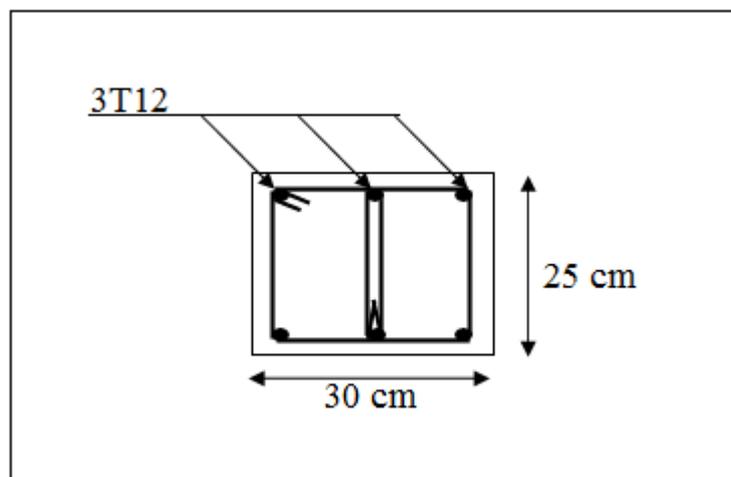


Figure VII-8: Ferrailage de longrine.

Conclusion Générale

En Conclusion, Nous Avons Choisi Le Projet Intitulé "**Etude Du Bâtiment R+6**" Comme Projet De Fin D'études Afin D'améliorer Et De Développer Nos Connaissances Dans Le Domaine De La Technologie De L'ingénierie. Génie Civil.

La Fin Du Projet D'études Est L'occasion Pour L'étudiant D'appliquer Les Connaissances Acquis Au Cours De Sa Formation, Et Cette Expérience Nous A Également Permis D'acquérir Des Connaissances Sur Les Méthodes Arithmétiques Et Les Etudes Structurelles.

L'étude S'appuiera Sur Des Règles De Calcul Et De Dimensionnement Telles Que Le Règlement Sismique Algérien (**RPA (Version 99/2003) ; BAEL 91** (Béton Armé En Conditions Limites) ; La Règle De Dimensionnement Et Calcul Des Structures **CBA93**, Ainsi Que La Pratique De Programmes Comme : (**Sap2000**) Pour Modéliser La Structure Et Voir Leur Comportement Sous L'influence De Contraintes. Courantes Et Occasionnelles Avec Interprétation Des Résultats, **AUTOCAD** Pour Dessiner Des Plans D'architecture, Génie Civil...Etc.).

L'ingénieur En Génie Civil N'est Pas Seulement Un Calculateur, Mais Il Est Nécessaire De Proposer Des Solutions Raisonables Et Efficaces Sur Le Terrain, En Général Une Conception Justifiée Doit Prendre En Considération La Sécurité D'abord Pour Eviter Des Dommages Humains Et Matériels Explicites. , Sans Oublier L'économie Et Le Temps De Mise En Œuvre.

Enfin, Nous Espérons Que Cette Lettre Sera Le Premier Pas Vers Une Carrière Et Un Guide Pour Toute Personne Qui S'intéresse De Près Ou De Loin A La Profession D'ingénieur Civil.

Références Bibliographiques

Règlements :

- ❖ **DTR** : Document technique réglementaire
- ❖ **RPA99** : Règles parasismiques algériennes version 2003
- ❖ **CBA93** : Règle de conception et de calcul des ouvrages en béton armé
- ❖ **BAEL91** : Béton armé aux états limite

Livres :

- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé [Mr: Yacine Chérait]
- ❖ Cours de béton armé [Mr: Soltani Mohamed Ridha]
- ❖ Le béton armé états limites [Mr: Mohamed Belazoughi]

Cours :

- ❖ Cours structure en béton armé (3^{ème} année licence + 1^{er} et 2^{ème} année master).
Cours résistance de matériaux RDM (3^{ème} année licence)
- ❖ Cours en béton armé **BAEL91** (Mr: Jean Pierre Mougin)

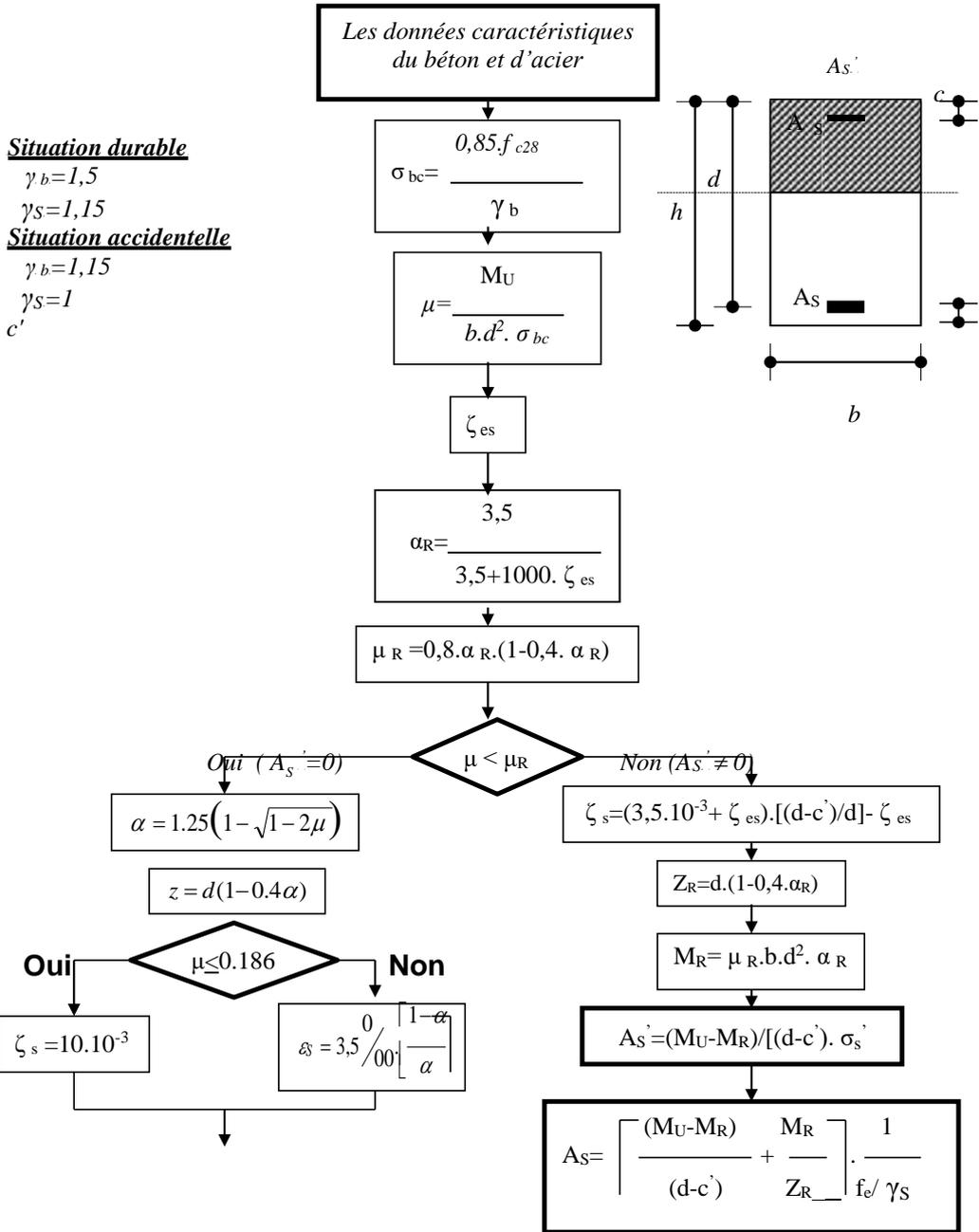
sites :

- ❖ <https://www.opu-dz.com/portal/fr> [Office des Publications Universitaires] <https://fr.scribd.com/> [Scribd]
- ❖ <https://espace-etudiant.net/forum/> [Espace Etudiant] <https://btp-cours.com/> [BTP Cours

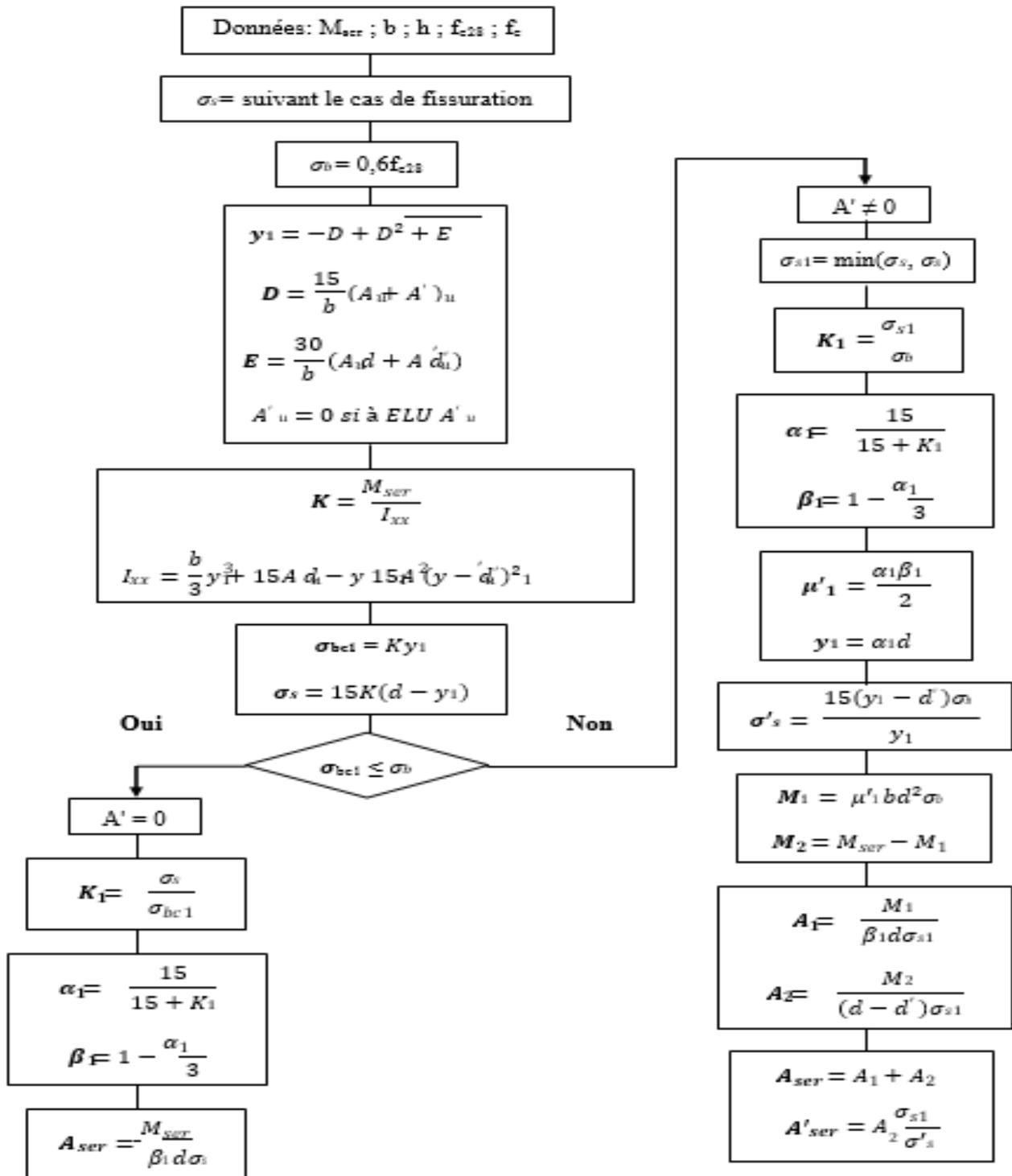
Logiciels et programmes :

- ❖ **AUTOCAD 2014** (Dessin)
- ❖ **SAP2000** "Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems"(Analyse des structures).
- ❖ **OFFICE 2016** (Traitement de texte, calcul...etc.)
- ❖ **SOCOTEC**

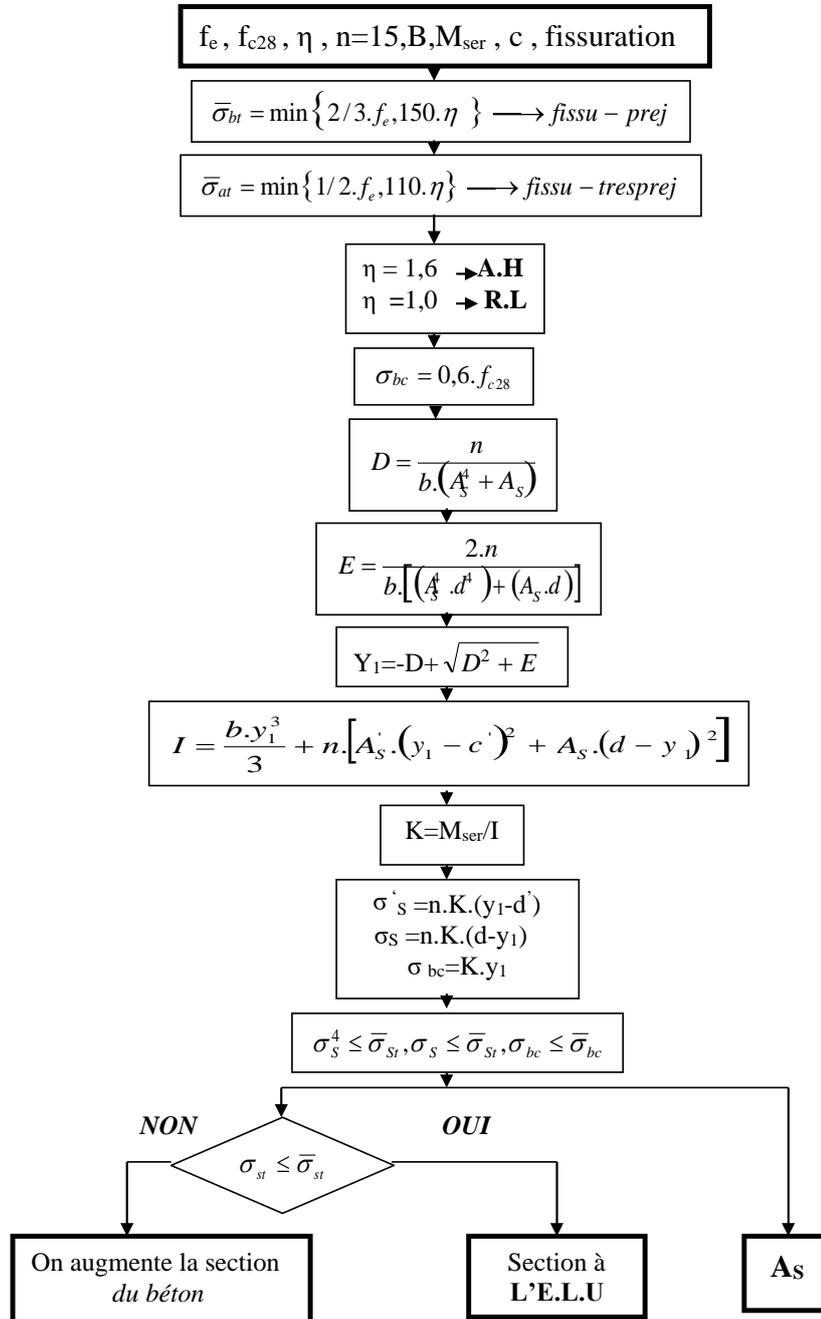
**ORGANIGRAMME -I-
SECTION RECTANGULAIRE
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



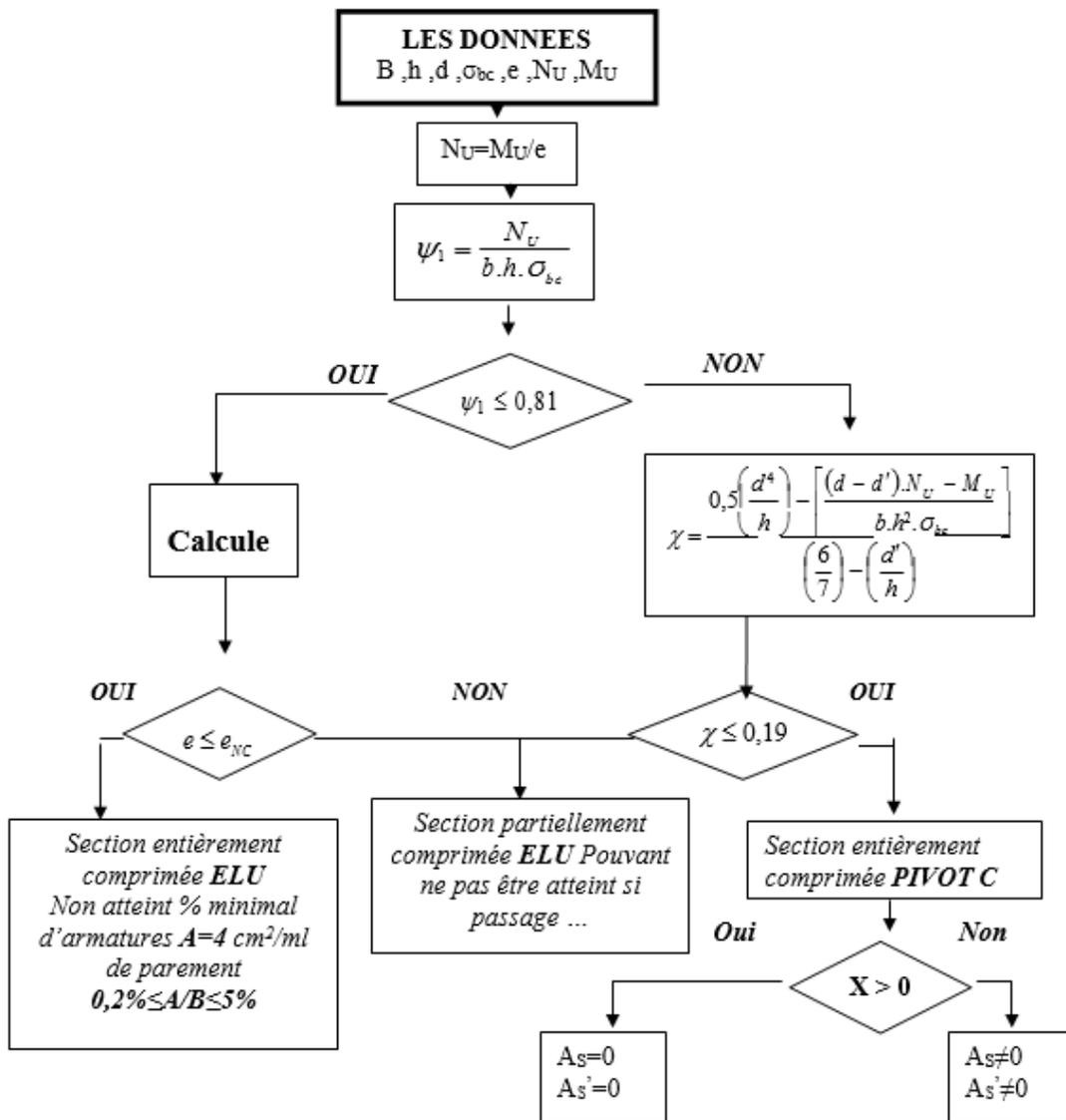
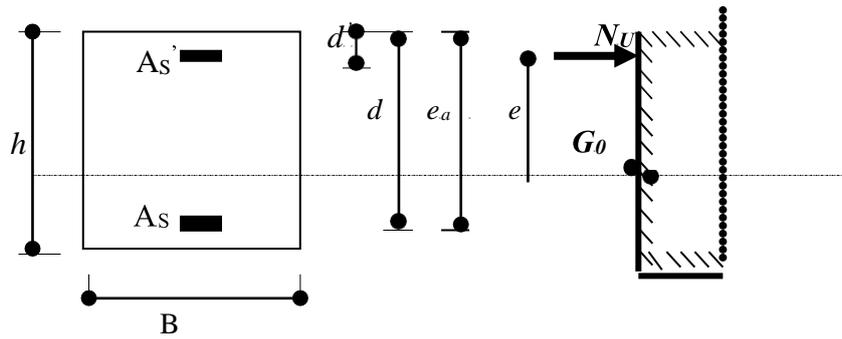
l'E.L.S en flexion simple



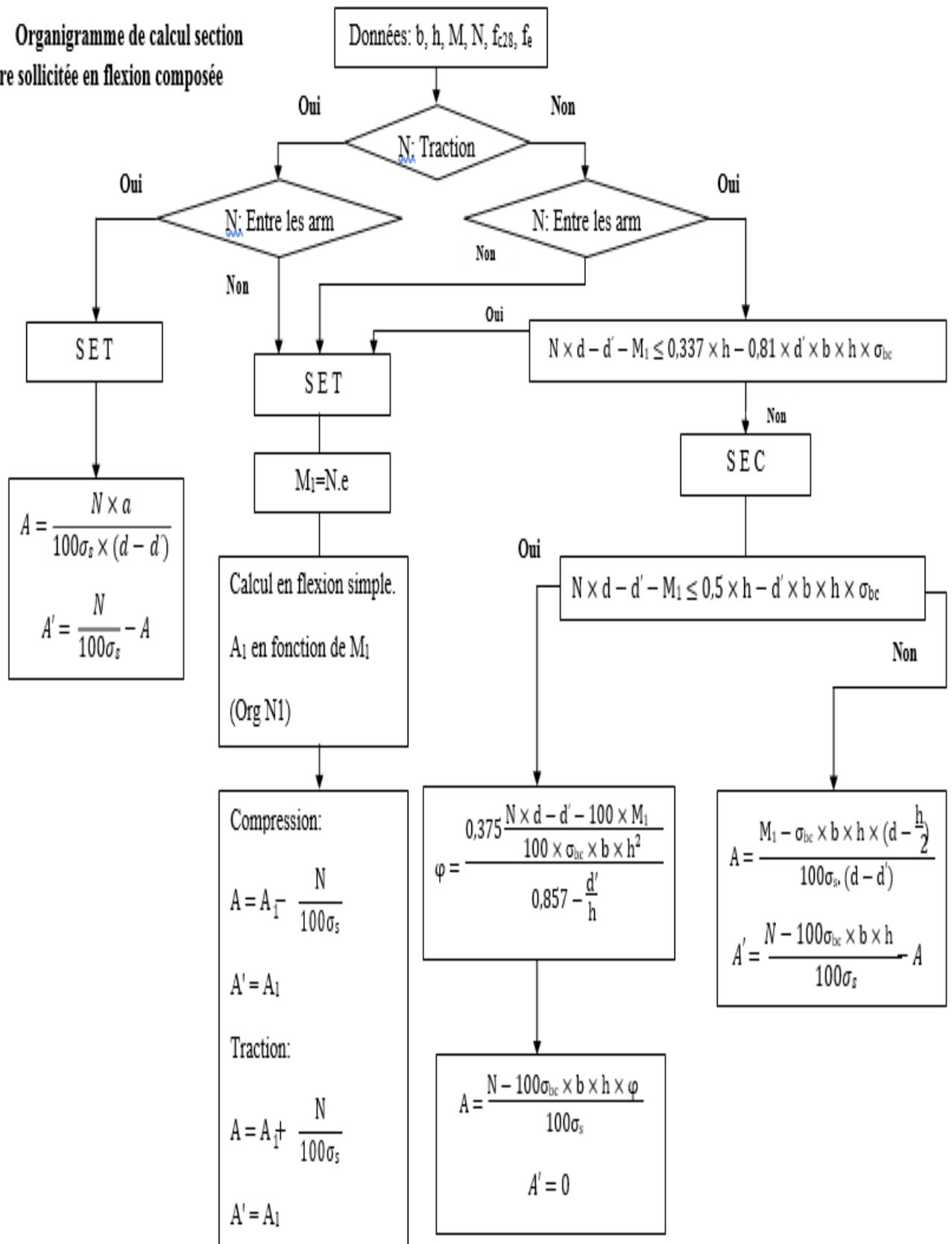
ORGANIGRAMME -II-
VERIFICATION D'UNE SECTION
RECTANGULAIRE A -L'ELU-



CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



Organigramme de calcul section
rectangulaire sollicitée en flexion composée



**ORGANIGRAMME-IV-
FLEXION COMPOSEE AL'ELS**

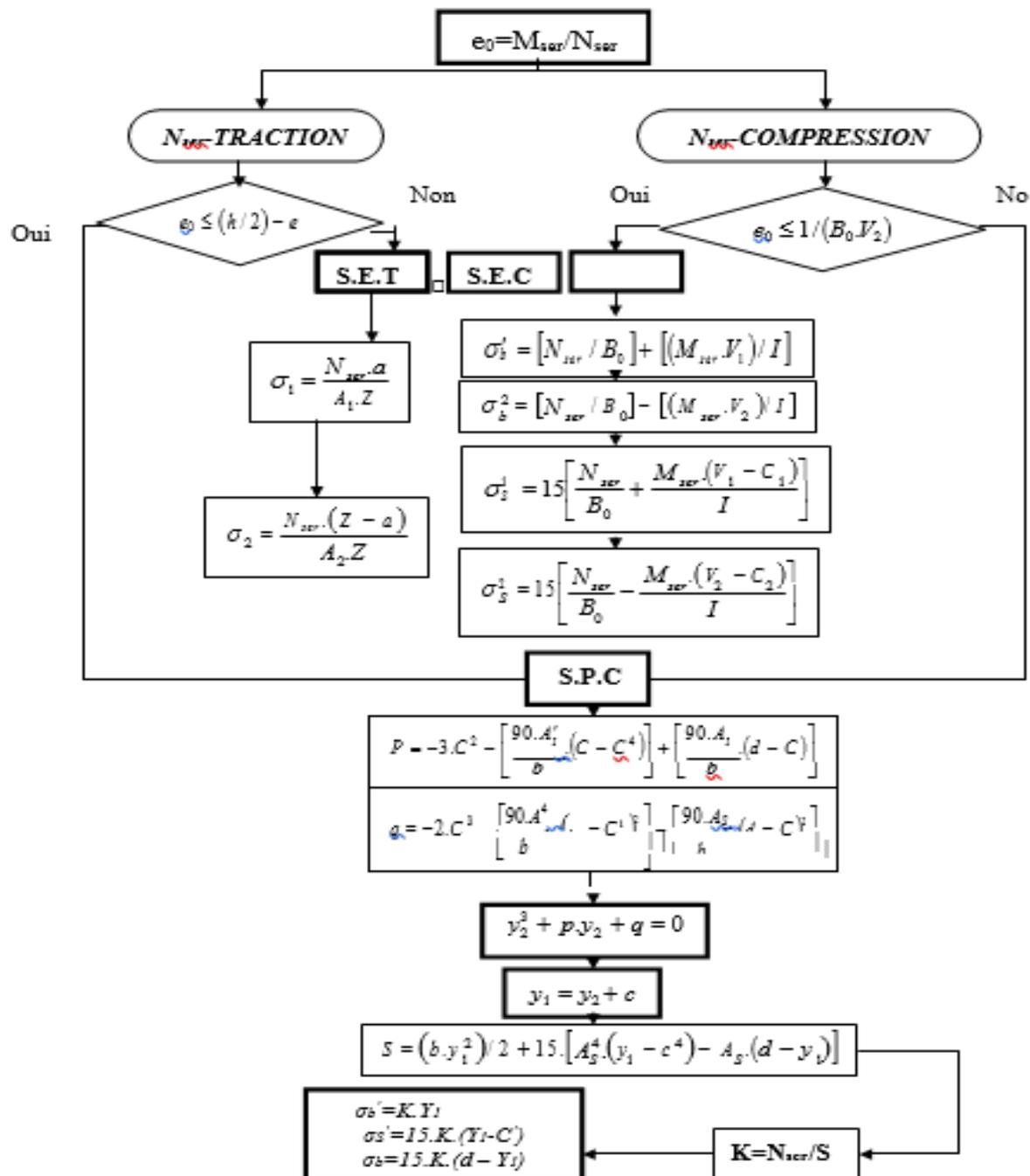


TABLEAU μ_x ET μ_y

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246

0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

TABLEAU DES SECTIONS DES ARMATURES
Section en "cm²", diamètre ϕ en "mm"

ϕ	T5	T6	T8	T10	T12	T14	T16	T20	T25	T32	T40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,90	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,19
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33