

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURE

Thème

***DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UN
BATIMENT (2SS+C+15) A USAGE D'HABITATION
A BISKRA***

Nom et Prénom de l'étudiant :
DJOUAMA HOUSSEM EDDINE

Encadreur : YAGOUB MOHAMED

Année universitaire : 2019 - 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Au terme de ce travail, je tiens à adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de notre formation.

Je tiens à remercier particulièrement Mr **YAGOUB Mohamed**, enseignant à l'université de Biskra, qui en tant qu'encadreur, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent également, au membre des jurys qui ont bien voulu accepté de juger ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et remerciements à tous les enseignants de l'Université de Biskra qui ont été pour beaucoup dans notre cursus.

Par la même occasion je tiens à remercier ma mère pour sa contribution, son soutien, son encouragements et sa patience toute au long de mon parcours scolaire et universitaire sans elle je ne serais pas là aujourd'hui.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail :

À mon défunt père paix à son âme qui est plus parmi nous.

À ma chère mère mon professeur de toujours pour son

Soutien et encouragements, son amour et sacrifices.

À mon frère Imed Eddine.

À ma sœur Amira.

À ma belle sœur Khadidja.

À ma chère tante Nabila.

À mes proches et à toute ma famille.

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
Travail.*

HOUSSEM EDDINE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre 1: Présentation de l'ouvrage et Caractéristiques mécaniques des matériaux

I-1	Introduction	1
I-2	présentation de l'ouvrage	1
I-3	Éléments constituant la construction	2
I-3-1	Les planchers	2
I-3-2	La terrasse	2
I-3-3	L'acrotère	2
I-3-4	Les escaliers	2
I-3-5	La maçonnerie	2
I-3-6	Enduits et revêtements	2
I-4	Hypothèse de calcul	2
I-5	Les Caractéristiques des matériaux	3
I-5-1	Béton	3
I-5-2	Les composants du béton	3
I-5-3	Résistance du béton à la compression	3
I-5-4	Résistance à la traction	4
I-5-5	Modules de déformation longitudinale du béton	4
I-5-6	Coefficient de Poisson	4
I-5-7	Contraintes limites	5
I-5-7-1	Etat limite ultime ELU	5
I-5-7-2	Etat limite de service ELS	6
I-5-8	L'acier	6
I-5-8-1	Contrainte limite de l'acier	6
I-6	Les actions et sollicitations	8
I-6-1	Les actions	8
I-6-1-1	Les actions permanentes (G)	8
I-6-1-2	Les actions variables (Q)	8
I-6-1-3	Les actions accidentelles (E)	8
I-7	Les Sollicitations	8
I-7-1	Les combinaisons d'action	8

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES

II-1-1	Introduction	10
II-1-2	Les poutres principales	10
II-1-2-1	Condition de la portée	10
II-1-2-2	Condition de RPA 99	10
II-1-3	Les poutres secondaires	10
II-1-3-1	Condition de portée	10
II-1-3-2	Condition de RPA	11
II-1-4	Les poteaux	11
II-1-5	Les voiles	11
II-1-6	L'escalier	12
II-1-6-1	Type d'escalier N:01 (3 volée)	13
II-1-6-2	Type d'escalier n 02(deux volée)	15
II-1-7	Planchers à Corps Creux	17
II-1-7-1	Condition de flèche	17
II-1-8	Dalle pleine	18
II-1-9	Acrotère	18
II-2	évaluation des charges	19
II-2-1	Plancher terrasse	19
II-2-2	Plancher étage courant	20
II-2-3	Dalle pleine	21
II-2-4	Charges et surcharges des escaliers	21
II-2-4-1	Paliers	21
II-2-4-2	Volée d'escalier	22
II-2-5	Charge du mur	22
II-2-5-1	mur extérieur	22
II-2-5-2	mur intérieur	23
II-3	la descente des charges	24
II-3-1	principe	24
II-3-2	rôle de descente des charges	24
II-3-3	loi de dégression	24
II-3-4	descente des charges sur le poteau intermédiaire	25
II-3-5	vérification de la section de poteau selon rpa	29
II-3-6	vérification de stabilité de forme art bal 91	29
II-3-7	conclusion	30
II-4-1	Action de la température	31

CHAPITRE III : LES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1	études des éléments secondaires	34
III-1-1	Introduction	34
III-1-2	l'acrotère	34
III-1-2-1	Sollicitation	36
III-1-2-2	Combinaison d'action	36
III-1-2-3	Calcul de ferrailage	36
III-1-2-3-1	Armatures longitudinales	36
III-1-2-4	Vérification	38
III-1-2-4-1	La contrainte de traction d'armature	38
III-1-2-5	Vérification de l'effort tranchant	39
III-1-2-6	Armatures de répartition	40
III-1-2-6-1	Espacement des armatures	40
III-1-2-7	présentation du ferrailage	40
III-2	l'escalier	41
III-2-1	introduction	41
III-2-2	définition les éléments d'un escalier	41
III-2-3	évaluation des charges	41
III-2-4	Tableaux de résultats	43
III-2-5	Calcul de ferrailage	43
III-2-5-1	Armatures longitudinales	44
III-2-5-2	condition de non fragilité	44
III-2-6	les armatures de répartition	45
III-2-7	Espacement entre les armatures	45
III-2-8	vérification de l'effort tranchant	46
III-2-9	Vérification de la flèche	46
III-2-9-1	Evaluation des charges	47
III-2-9-2	Calcul des moment fléchissant à E.L.S	47
III-2-9-3	La flèche totale	49
III-3	l'escalier type 2	50
III-3-1	introduction	50
III-3-2	methode de calcul	50
III-3-3	les charges appliquees	50
III-3-4	combinaisons d'action	51
III-3-5	determination des sollicitations	51
III-3-6	calcul de ferrailage	52
III-3-6-1	armatures longitudinales	52
III-3-7	Conditions de non fragilité	53

III-3-8	Conditions de non fragilité	55
III-3-9	Vérification de l'effort tranchant	55
III-3-10	Espacement entre les armatures	56
III-3-11	Calcul de la flèche	58
III-3-11-1	Calcul de la flèche	60
III-3-11-2	La flèche totale	60
III-3-11-3	La flèche totale	62
III-3-12	calcul de la poutre palière	62
III-4	études des planchers	70
III-4-1	Introduction	70
III-4-2	Méthode de calcul	70
III-4-3	Calcul des poutrelles	70
III-4-3-1	méthode forfaitaire	70
III-4-3-2	Méthode de Caquot	71
III-4-4	Calcul des planchers à corps creux	71
III-4-4-1	Plancher étage	71
III-4-4-2	Les Types de poutrelles	71
III-4-5	Détermination des sollicitations	72
III-4-5-1	Plancher étage : type 1	72
III-4-6	Calcul du Ferrailage	77
III-4-7	Condition de non fragilité	79
III-4-8	Espacement des cadres St	80
III-4-9	Vérification de l'effort tranchant	80
III-4-9-1	Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis	81
III-4-10	Vérification de la flèche	81
III-4-11	La dalle mince (Table de compression)	81
III-5	dalle pleine	82
III-5-1	charges appliquées	82
III-5-2	Combinaisons d'action	83
III-5-3	Les sollicitations	83
III-6	Calcul des armatures	84
III-7	Condition de non fragilité	86

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV-1	Introduction	88
IV-1-1	But de l'étude parasismique	88
IV-2	Méthode de calcul	88
IV-2-1	Méthode statique équivalente	88
IV-2-2	La méthode dynamique	89
IV-3	Classification de l'ouvrage selon les RPA99	90
IV-3-1	Spectre de réponse de calcul	90
IV-4	Représentations des résultats de la méthode modale spectrale et commentaires.	91
IV-5	Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent	97
IV-6	Estimation de la période	99
IV-7	distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	102
IV-8	Vérification les déplacements	104
IV-9	Caractéristique géométrique et massique	107
IV-10	Justification de l'effort $P-\Delta$	109
IV-11	Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble	112
IV-12	Conclusion	108
IV-13	Etude de vent	113

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAX

V-1	introduction	115
V-2	ferraillage des poteaux	115
V-2-1	les poteaux	115
V-2-2	combinaison de calcul	115
V-2-3	Recommandations du RPA99/version 2003	116
V-2-3-1	Vérification de la section de poteau selon RPA	117
V-2-4	Calcul de ferraillage des poteaux	117
V-2-4-1	Vérification des sections	122
V-2-4-2	Condition de non fragilité	122
V-2-4-3	Vérification à L'ELS	122
V-3	Armatures transversales :	124
V-3-1	Vérification du poteau à l'effort tranchant	124
V-3-2	Calcul d'armature transversal	125
V-3-2-1	Vérification des cadres des armatures minimales	126
V-4	ferraillage des poutres	128
V-4-1	les combinaisons de d'actions	128
V-4-2	le ferraillage	129
V-4-2-1	poutre principale (35x50)	129
V-4-2-2	calcul des armatures en travées	129
V-4-2-3	ferraillage sur appui	130
V-4-3-	vérification nécessaire pour les poutres	130
V-4-3-1	la condition de non fragilité	130
V-4-3-2	pourcentage minimal d'armature_	131
V-4-4	vérification à l' e.l.s la combinaison	131
V-4-4-1	vérification de la contrainte de cisaillement	132
V-4-4-2	les armatures transversales	132
V-4-4-3	état limite de déformation	133
V-5	la poutre secondaire (30* 40)	134
V-5-1	calcul le ferraillage	134
V-5-2	vérification nécessaire pour les poutres	134
V-5-2-1	la condition de non fragilité	134
V-5-2-2	pourcentage minimal d'armature_	134
V-5-2-3	vérification à l' e.l.s la combinaison	135
V-5-2-4	vérification de la contrainte de cisaillement	136
V-6	ferraillage des voiles	137
V-6-1-	introduction	137

V-6-2	Armature verticale	138
V-6-3	Pourcentage minimale	138
V-6-4	Armature orientale	138
V-6-4-1	Règle commune	138
V-6-5	Armature transversal	139
V-6-5-1	Ferrailage verticale	139
V-6-5-2	Etape de calcule	140
V-6-5-3	Choix de combinaison	142
V-6-5-4	Calcule d'armature	143
V-6-5-4-1	Armature verticale	143
V-6-5-5	Vérification de flambement	144
V-6-6-1	Calcul des armatures à la flexion simple	144
V-6-6-2	Calcul des armatures à la flexion composée	144
V-6-6-3	L'armature verticale minimal	145
V-6-6-4	Vérification des contraintes de cisaillement	146
V-6-6-5	Armatures horizontales_	147

VI- INRASTRUCTURE

VI-1-1	Etude du voile périphérique	148
VI-1-2	Dimensionnement Des voiles	148
VI-1-3	Caractéristiques du sol	148
VI-1-4	Evaluation des charges et surcharges	148
VI-1-5	Ferraillage du voile	149
VI-1-5-1	Espacements	150
VI-1-6	Calcul de l'effort tranchant	150
VI-1-6-1	Vérification de l'effort tranchant	150
VI-1-7	Vérification des contraintes	151
VI-2	ETUDE FONDATION	153
VI-2-1	Introduction :	153
VI-2-2	Présentation de rapport de sol	153
VI-2-3	Calcul des fondations	154
VI-2-3-1	Choix de type de fondation	154
VI-2-4	Définition de type de semelle	154
VI-2-4-1	calcul la section des semelles	154
VI-2-4-2	Vérification du chevauchement	155
VI-2-5	Radier général	155
VI-2-5-1	Pré dimensionnement du radier	155
VI-2-6	Calcul de surface minimale du radier	157
VI-2-6-1	Calcul de débordement D	157
VI-2-6-2	Vérification au poinçonnement	158
VI-2-6-2-1	vérification pour les poteaux	158
VI-2-6-2-2	vérification pour les voiles	158
VI-2-6-3	Vérification de la stabilité du radier	159
VI-2-6-3-1	Vérification de la contrainte du sol sous les	159
VI-2-6-3-2	charges verticales	159
VI-2-6-4	Caractéristiques géométriques du radier	160
VI-2-6-5	Vérification a l'effort de sous pression	160
VI-2-6-5-1	Vérification de la stabilité de radier	160
VI-2-6-5-2	Vérification de la stabilité de radier sous (0.8G± E)	160
VI-2-6-5-3	Vérification au non soulèvement des fondation	161
VI-2-7	Ferraillage du radier	162
VI-2-7-1	Méthodes de calcul	162
VI-2-7-2	Calcul des moments fléchissant	163
VI-2-7-3	Calcule des armatures	164

VI-2-7-4	Calcule des armatures	166
VI-2-8	Vérification au cisaillement	166
VI-2-9	Etude du débord du radier	167
VI-2-10	Les sollicitations sur les nervures	168
VI-2-10-1	Calcule des sollicitations	168
VI-2-11	Calcul du ferrailage	169
VI-2-11-1	Calcul des armatures longitudinales	169
VI-2-11-2	Condition de non fragilité	170
VI-2-12	État Limite de déformation	171
VI-2-13	Vérification de la Contrainte de Cisaillement	171
VI-2-14	La dalle flottante	175
VI-2-14-1	Introduction	175
VI-2-14-2	MISE EN ŒUVRE	175
VI-2-14-3	Préparation du sol	175
VI-2-14-4	Mise en place de terre pleine	175
VI-2-14-5	Exécution de dallage	176

LA LISTE DES TABLEAUX

II-1	Charge permanent de plancher terrasse	19
II-2	Charge permanent de plancher étage	20
II-3	Charge permanent d'une dalle plein	21
II-4	Evaluation de charge de palier	21
II-5	Evaluation de charge de volé	22
II-6	Evaluation de charge d'une mur extérieur	22
II-7	Evaluation de charge d'une mur intérieur	23
II-8	Descente de charge d'une poteau	25
III-1	Représentatif de ferrailage	37
III-2	Les charges à ELU-ELS	42
III-3	Les moments à ELS-ELU	43
III-4	Les moments sur appuis et travée à ELU	72
III-5	Les moments sur appuis et travée à ELS	73
III-6	Les moments sur appuis et travée à ELU type N 02	74
III-7	Les moments sur appuis et travée à ELS type N 02	74
III-8	Les moments sur appuis et travée de type 03	75
III-9	Les moments des plancher terrasse	76
III-10	Les moments des plancher terrasse type02	76
III-11	Des Moments poutrelle type ELS	76
III-12	Moments max ELS et ELI	77
IV-1	Période et facteurs de participation massique des modales	92
IV-2	Les efforts réduits sur les voiles	96
IV-3	Coefficients d'accélération de zone	97
IV-4	Valeurs de (σ)	99
IV-5	Valeurs de Pq	101
IV-6	Résultats des forces séismiques	102
IV-7	Distributions des forces selon la hauteur sens X	103
IV-8	Distributions des forces selon la hauteur sens Y	104
IV-9	Déplacements selon X	105
IV-10	Déplacements selon Y	106
IV-11	Centres de masse et de rigidité	108
IV-12	Vérification de l'effet P- Δ	110
V-1	Caractéristiques mécaniques des matériaux	115
V-2	Résultats des moments et efforts normales pour chaque combinaison	117
V-3	Choix de sections de ferrailage	122
V-4	Ferrailage de poteau	127

V-5	Résultats des moments pour les poutres	129
V-6	Choix d'armature	137
V-7	Armatures des voiles	146
VI-1	Calcul de voiles périphériques	150
VI-2	Vérification des voiles à ELS	152
VI-3	Les moments de nervures à ELU	169
VI-4	Les moments de nervures à ELS	169
VI-5	Récapitulatifs des résultats	170

LISTE DES FIGURES ET SCHEMAS

I	Diagramme déformé contrainte de l'acier	7
II-1	Coupe de voile en élévation	12
II-2	Coupe d'un escalier	13
II-3	Schéma statique d'un escalier de 3 volées	15
II-4	Schéma statique d'un escalier de 2 volées	16
II-5	Schéma de la dalle corps creux	17
II-6	Schéma statique de l'acrotère	18
II-2-1	Schéma de charge de terrasse	19
II-2-2	Schéma de charge d'étage	20
II-2-3	Schéma d'un mur extérieur	22
III-1	Schéma statique de l'acrotère	34
III-2	Schéma des efforts	35
III-3	Schéma de calcul de ferrailage	36
III-4	Présentation de ferrailage de l'acrotère	40
III-5	Schéma statique de l'escalier	42
III-6	Schéma statique de charge équivalente	43
III-3-1	Vue en plan d'un escalier	50
III-3-2	Schéma de charge équivalente	51
III-3-3	Diagramme des moments et des efforts tranchants	52
III-3-4	Schéma des charges équivalentes	52
III-3-5	Ferrailage de poutre palière	69
III-3-6	Ferrailage de l'escalier	69
III-4-1	Schéma de poutrelle type 1	71
III-4-2	Schéma de poutrelle type2	72
III-4-3	Schéma de poutrelle type3	72
III-4-4	Diagramme des moments ELU	73

III-4-5	Diagramme des moments ELS	73
III-4-6	Présentation de ferrailage de la dalle	87
III-4-7	Présentation de ferrailage de dalle pleine	87
IV-1	Courbe de spectre de réponse	90
IV-2	Disposition des voiles	92
IV-3	Première mode de vibration	94
IV-4	Deuxième mode de vibration	95
IV-5	Troisième mode de vibration	95
V-1	Organigramme de calcul en flexion composé	118
V-2	Section de poteaux	123
V-3	Schéma de ferrailage de poteaux	127
V-4	Diagramme des contraintes	142
V-5	Voiles de RDC	143
V-6	Ferrailage de voiles	147
V-7	Ferrailage de la poutre	147
VI-1	Shema de la contrainte	149
VI-2	Ferrailage du voile perefirique	152
VI-3	Ferrailage du radier	173
VI-4	Ferrailage du nervure	174
VI-5	La dalle flottante	176

Nom Enclature Romaine

s

$A_t A$: aire d'une section d'acier.

A : somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : aire d'une section de béton

D : diamètre, rigidité

E_b : module d'élasticité longitudinal, séisme.

E_i : module de déformation longitudinal béton.

E_s : module de déformation instantanée

E_v : module d'élasticité de l'acier. vj

E : module de déformation diffère

F : force ou action générale.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

I : moment d'inertie.

L : longueur ou portée.

M^t : moment de flexion le plus souvent.

M^{ser} : moment à l'état limite ultime.

M : Moment de calcul à l'état limite de service.

N : effort normal

Q : action ou charge variable.

S : section

T ; v : effort tranchant.

$F_{c,j}$: résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours

$F_{t,j}$: résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours

RESUME

But de cette étude est Conception et Modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation (2SS+C+15) qui sera implanté dans la wilaya de Biskra, classé en zone *I* selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003), La stabilité de l'ouvrage est Assurée par des voiles porteurs, L'étude et l'analyse de ce structure ont été Établies par le logiciel (Robot2014).

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

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو إنشاء و تصميم عمارة ذات طابع سكني مكونة من قبوين و 15 طابق المقرر إنشائها في ولاية بسكرة المصنفة في المنطقة الزلزالية الأولى حسب مقرر تنظيم الزلزالي الجزائري.

استقرار العمارة يتم ضمانه بواسطة جدار حرساني مسلح نو سمك 25 سم اعتمدنا في حسابنا على برنامج روبو 2014

تحديد أبعاد العناصر الحاملة و المقاومة اعتمد أساسا على قواعد المعمول بها في الجزائر وهي

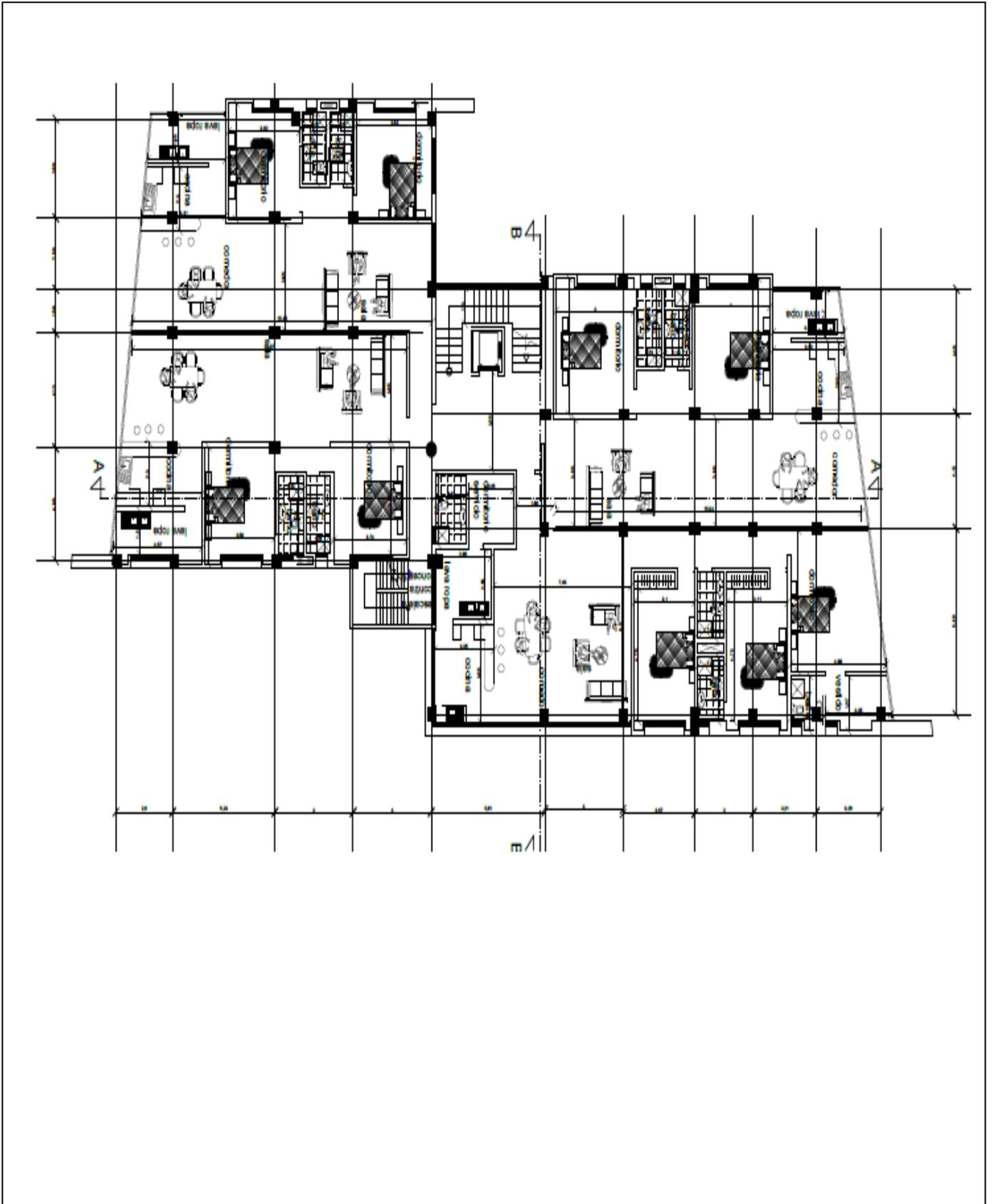
BAEL91 modifier99 و RPA99 version 2003

ABSTRACT

The aim of this study is the conception of an for dwelling of R+15stages+2basement Which will be established in the wilaya of biskra commune, classified in zone I According to the Algerian payment parasismic (RPA 99 version 2003). The stability of the Work is ensured by the walls. The study and the analysis of This plan had been established by software (Robot2014).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant Elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL 91modifier 99, RPA 99 version 2003

vue en plan de projet



INTRODUCTION

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir-faire dans l'étude et la conception des d'ouvrages.

Continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il à été constaté que de nombreux bâtiment en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier d'un bâtiment à usage d'habitation (R+15+2ss) implanté selon RPA comme une zone(I) de faible sismicité

Cette structure est contre ventée par voile

Nous avons structure notre travaille en deux parties principale.

La première partie est consacrée à l'étude de la superstructure qui regroupe essentiellement cinq chapitres.

- le premier concerne les généralités (les caractéristiques de la structure ainsi que les matériaux utilisés)
- Le second concerne le pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième sera consacré au calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième traite l'étude dynamique de la structure.
- Le cinquième est consacré à l'étude des éléments structuraux.

La deuxième partie -Etude de l'infrastructure

Chapitre I :

**Présentation de
l'ouvrage et
caractéristiques
mécanique des
matériaux**

I- PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIAUX

I-1- Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, 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, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure

I-2- Présentation de L'ouvrage:

- L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+15+2ss** à usage d'habitation au groupe d'usage 2 .Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **Biskra** qui est classée comme zone de faible sismicité (**Zone I**) selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003).Le site est considéré comme un site ferme de catégorie S2.

➤ **Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :**

Longueur	39.12 m
Largeur	21.36 m
Hauteur RDC	3.40 m
Hauteur étage courant	3.06 m
Hauteur total du bâtiment	49.3 m

I-3- Eléments constituant la construction:

I-3-1- Les planchers :

La plancher du bâtiment, sont constitués d'une dalle de compression et des corps creux, le plancher terrasse comporte en plus une étanchéité multicouche et une couche de béton de forme en pente 2% pour l'assainissement des eaux pluviales.

I-3-2- La terrasse :

Le type de la terrasse est : terrasse inaccessible.

I-3-3- L'acrotère :

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

I-3-4- Les escaliers :

Ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

I-3-5- La maçonnerie : Elle est réalisée en briques creuses comme suit :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15 cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10 cm.

I-3-6- Enduits et revêtements :

- Céramique pour SDB, cuisines.
- Carrelage et plinthe pour le sol.
- Mortier pour les murs.

I-4- Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.

- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ MPa

- **Règles de calcul :**

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- ✓ RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- ✓ BAEL 91 (béton armé aux états limites).
- ✓ CBA 93 (Règles de conception et de calcul de structure en béton armé).
- ✓ DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).

I-5- Les Caractéristiques des matériaux :

I-5-1- Béton :

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300 Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

I-5-2- Les composants du béton :

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

- ✓ 350 kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370 kg/m³ de CRS pour l'infrastructure
- ✓ 400 kg/m³ de sable $D_S < 5$ mm
- ✓ 800 kg/m³ de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25$ mm
- ✓ 175 kg/m³ d'eau de gâchage.

I-5-3- Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c,j}$ à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

-Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa : **BAEL91 (Article A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$: **BAEL91 (Article A.2.1.11)**

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

I-5-4- Résistance à la traction f_{tj} : BAEL91 (Article A.1.2.12)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I-5-5- Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,8 \text{ MPa}$$

I-5-6- Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

I-5-7- Contraintes limites :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I-5-7-1 Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible: $\tau_u = \min(0.13f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors $\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

I-5-7-2- Etat limite de service ELS :

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_b^- = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Pou } f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \sigma_b^- = 15\text{MPa}$$

I-5-8- L'acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique.

I-5-8-1- Contrainte limite de l'acier :

Contrainte à ELU :

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant :

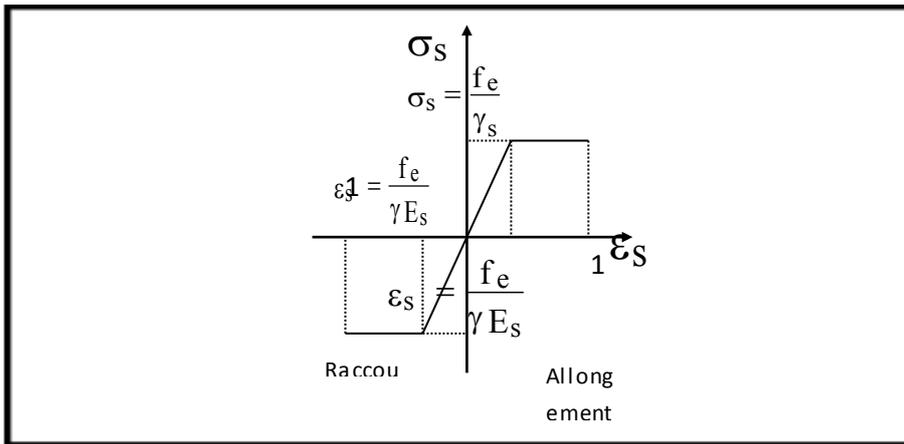


Figure 1 : Diagramme déformation-contrainte de l'acier.

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\epsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E}$

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 \text{ en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1.00 \text{ en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

A- Contrainte à ELS :

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- ✓ **Fissuration peu nuisible** (cas des éléments situés dans des clois ou des locaux ouverts). Dans ce cas il n'y a aucune vérification à effectuer concernant $\bar{\sigma}_s$.
- ✓ **Fissuration préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 110\eta)$ (MPa)
- ✓ **Fissuration très préjudiciable** : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2 f_e ; 90\eta)$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

I-6- Les actions et sollicitations :

I-6-1- Les actions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- . Des charges permanentes,
- . Des charges d'exploitations,
- . Des charges climatiques.

I-6-1-1- Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure

I-6-1-2- Les actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température

I-6-1-3- Les actions accidentelles (E) :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs...etc.).

I-7- Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

I-7-1- Les combinaisons d'action :selon RPA99 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU: 1.35 \times G + 1.5 \times Q + W \\ ELS: G + Q + W \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases}$$

Combinaison de températures : d'après le centre national d'étude et de recherche du bâtiment (S.M.K EL HASSER et S.SAKHRAOUI) on a les combinaison suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} G+1.2Q+T \\ G+Q+C_n+T \\ G+1.5Q+1.5C_n+T \\ G+Q+\Delta_w * C_e+T \end{array} \right\}$$

Chapitre II :

**Pré-
dimensionnement &
descente des charges**

II-1- Pré dimensionnement

II-1-1- Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**.

II-1-2-Les poutres principales : BAEL91 (art B.6.5.1).

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

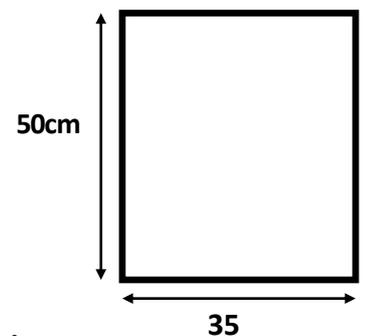
II-1-2-1- Condition de la portée :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée 668 cm

$$h = (42.87 \div 68.6) \text{ cm} \quad \text{on prend: } h = 50\text{cm.}$$

$$b = (0,3; 0,6) h = (13,5; 27). \quad \text{On prend : } b = 35\text{cm.}$$



II-1-2-2- Condition de RPA 99(article 7.5.1 page 51) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \quad \text{donc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} \quad \text{donc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4,0 \quad \text{donc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

II-1-3- Les poutres secondaires : BAEL91 (art B.6.5.1).

II-1-3-1- Condition de portée :

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

L_{\max} : la plus grand portée = 581 cm

$$h = (1/15; 1/10)581$$

$$h = (36.31; 58.1) \text{ cm} \quad \text{On prend: } h = 40 \text{ cm}$$

$$b = (0,3 ; 0.6) h$$

$$b = (0.3 ; 0,6)40$$

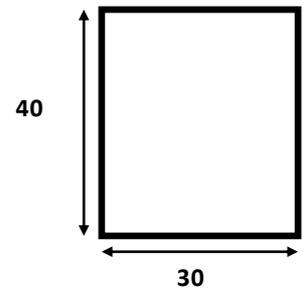
$$b = (12; 24) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

II-1-3-2- Condition de RPA : (article 7.5.1)

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4,0 \quad \text{donc} \quad \text{condition vérifiée.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section (40× 30) cm².

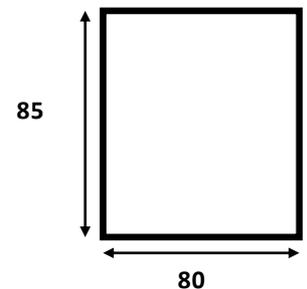
II-1-4- Les poteaux :

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1 page 48) dans la zone II_a et zone I

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 80 \text{ cm} > 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} = (3.06-0.45)/20 = 13.05 < 40$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 .$$



On adopte une section de (80x85).

II-1-5- Les voiles :

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

L : Longueur du voile

a:Épaisseur du voile

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

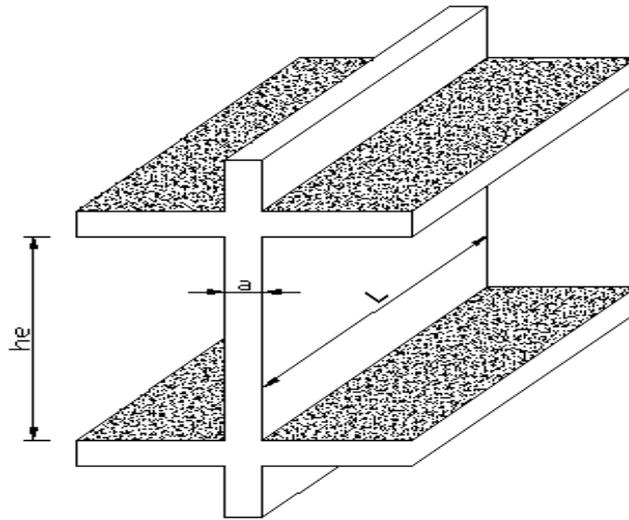


FIG II-1 : COUPE DE VOILE EN ELEVATION

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1 page 56)

$$e \geq \left(\frac{h_e}{20} \right) = (3.06 - 0.45) / 20 = 13.05$$

On prend **e=25 cm**

Donc l'épaisseur de voile est e= 25 cm pour RDC et l'étage.

II-1-6- L'escalier :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des Escaliers.

les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les Paliers coulés en place.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier

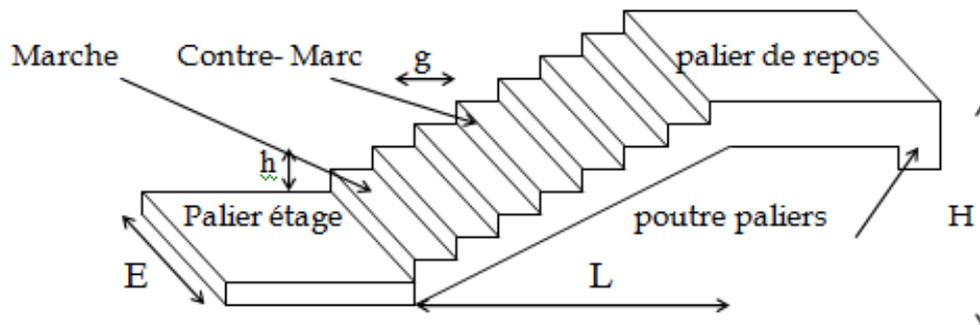


FIG II-2 : COUPE D'UN ESCALIER

II-1-6-1- Type d'escalier N:01 (3 volée):

• **La marche et la contre marche :**

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

On prend:

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

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

$$\text{Formule de BLONDEL : } 59 \leq g+2h \leq 66$$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

Donc notre escalier est confortable selon la formule de blondel.

• **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{340}{17} = 20$$

Pour trois volées N = 20

Pour volée n1 $n=7$

Pour volée n2 $n=6$

Pour Volée n3 $n=7$

- **Longueur de la volée1 et volé 3 :**

$$L1 = (n-1) g = (7-1) \times 30 = 6 \times 30 = 180 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la pailleasse :**

$$\text{Donc } h1 = 17 \times 7 = 119$$

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{180}{\cos 29.53} = 2.05m$$

$$L_t = 2.05 + 2.15 = 4.20$$

- **Longueur de la volée2 :**

$$L2 = (n-1) g = (6-1) \times 30 = 5 \times 30 = 150 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } h2 = 17 \times 6 = 102$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{150}{\cos 34.21} = 1.70 \text{ m}$$

$$L_t = 2.15 + 2.15 + 1.7 = 6.00$$

- **Épaisseur de la pailleasse :**

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{581}{40} \leq e \leq \frac{581}{30} \rightarrow 14.52 \leq e \leq 19.36 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

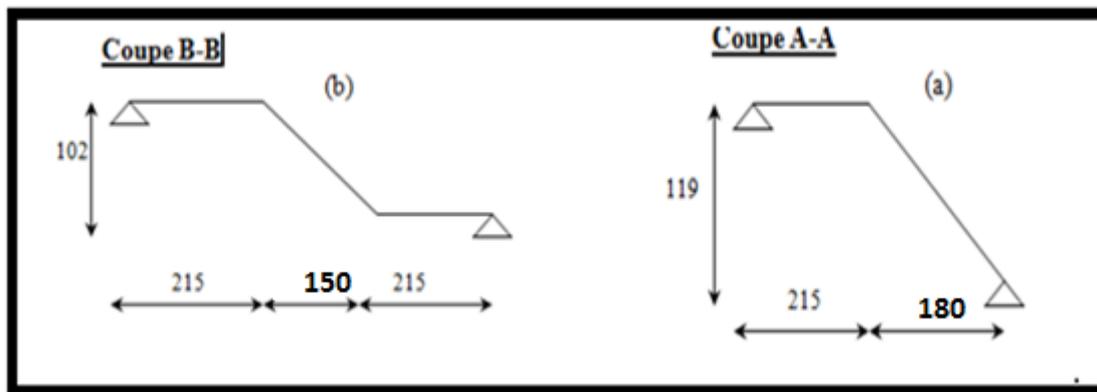


Fig II-3 :schéma statique d'un escalier de 3 volée

II-1-6-2- Type d'escalier n 02(deux volée):

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche

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

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

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

Donc notre escalier est confortable selon la formule de blondel.

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{340}{17} = 20$$

Pour deux volées n = 20

Pour le volée n1 n =10

- **Longueur de la volée:**

$$L = (n-1) g = (10-1) \times 30 = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{270} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53$$

L:Longueur de la volée =2.70 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = 2.70 / \cos 29.53 = 3.10 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{400}{40} \leq e \leq \frac{400}{30} \rightarrow 10 \leq e \leq 13.3 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

- **Longueur du palier de repos:**

$$L_t = 4.00 - 2.70 \text{ m} = 1.3 \text{ m}$$

$$L_T = 3.10 \text{ m} + 1.30 \text{ m} = 4.40 \text{ m}$$

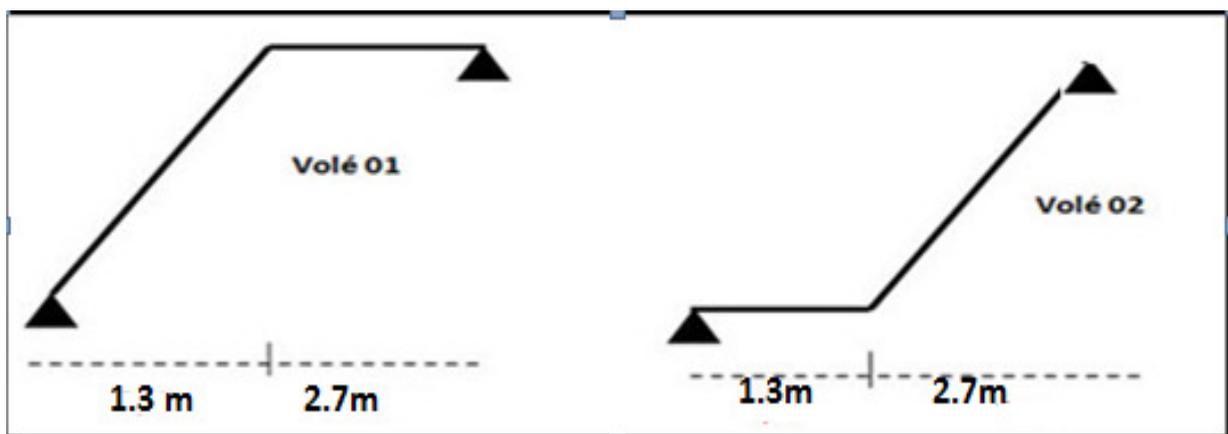


Fig II-4 :schéma statique d'un escalier de 2 volée

II-1-7- Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments

D'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis aux corps creux. En béton

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

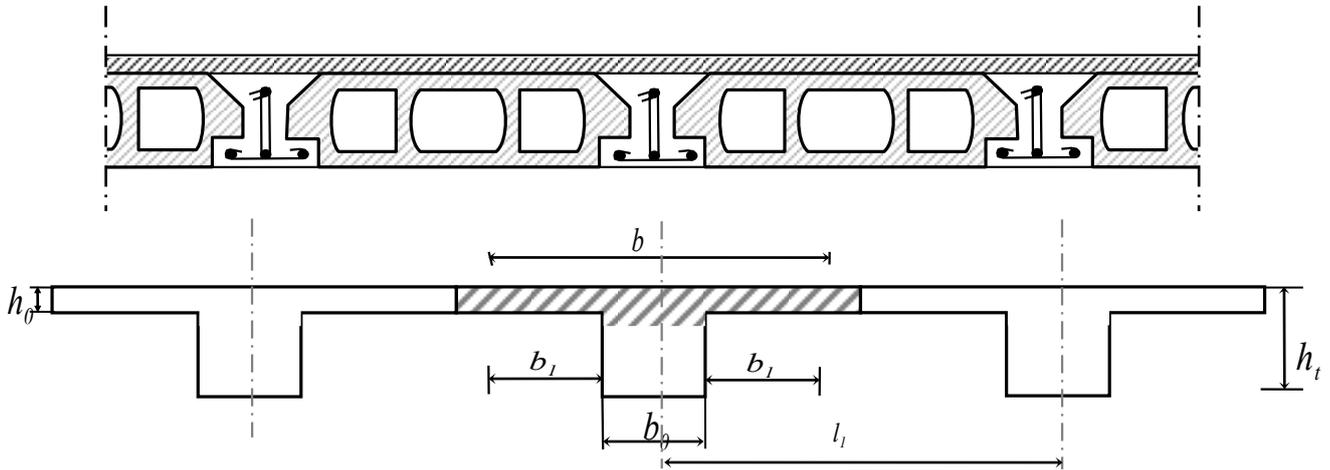


FIG II-5 : schéma de la dalle corps creux

II-1-7-1- Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

-le rapport h/L est au moins égale $1/22,5$.

L est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 581$ cm)

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 25.8$$

On choisit un plancher à corps creux de type (25+5)

Dimension des poutrelles : (selon **BAEL 91**).

$$0.2ht \leq b_0 \leq 0.4ht \quad \text{donc} \quad 6 \leq b_0 \leq 12 \quad \text{on prend } b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$B_1 = \min (l_0/2 ; L_{\max}/10)$$

$$L_0 = 65 - b_0 \quad \text{donc} \quad l_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$B_1 = \min (26.5 ; 66.8) = 26.5 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2B_1$

$$b = 12 + 2(26.5) = 65$$

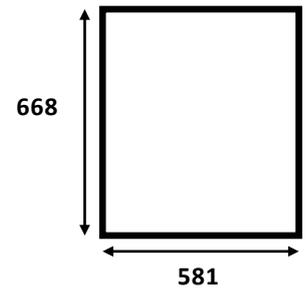
II-1-8- Dalle plane :

Dans notre structure on a une dalle plane chaque 4 niveaux

$$\rho = Lx / Ly$$

Sachant que Lx : est le petit porté

$$p = \frac{5.81}{6.68} = 0.869 \Rightarrow p_t \geq 0.4$$

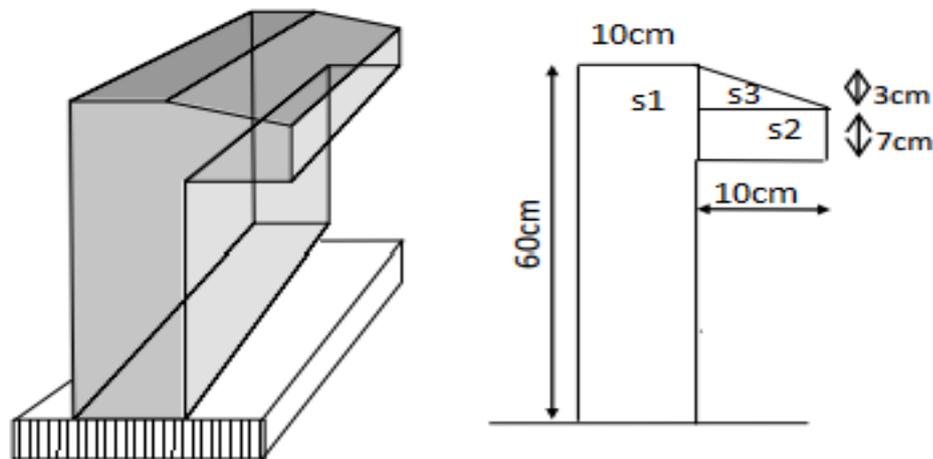


Donc la dalle travailler dans deux sens (X ; Y)

$$\frac{581}{40} \leq e \leq \frac{581}{50} \rightarrow 14.525 \leq e \leq 11.62 \rightarrow e = 16cm$$

II-1-9- Acrotère :

L’acrotère est un mur périphérique qu’on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d’éviter l’infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d’étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l’étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opération d’entretien de la terrasse



figII-6- Schéma statique de l’acrotère

Surface : $S1 + S2 + S3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

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

Charge:

$G = 0.0685 * 25$

$$G = 1.7125 \text{ kn/ml}$$

$$Q = 1 \text{ kn}$$

II-2- EVALUATION DES CHARGES :

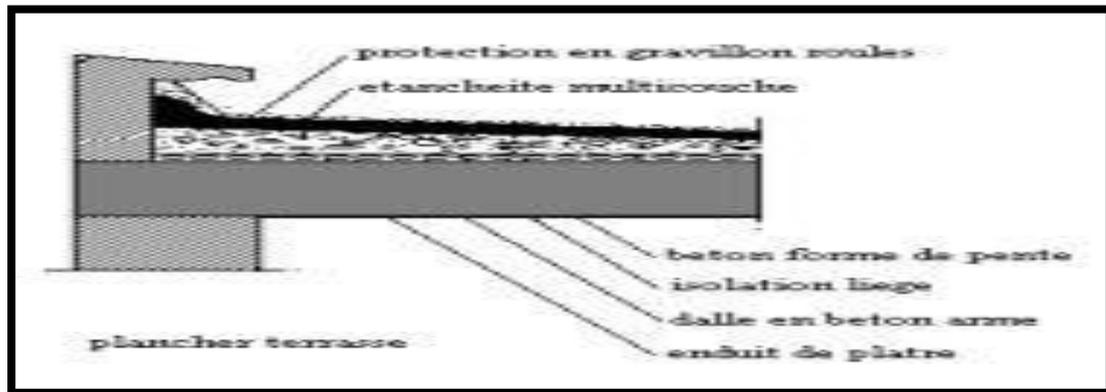


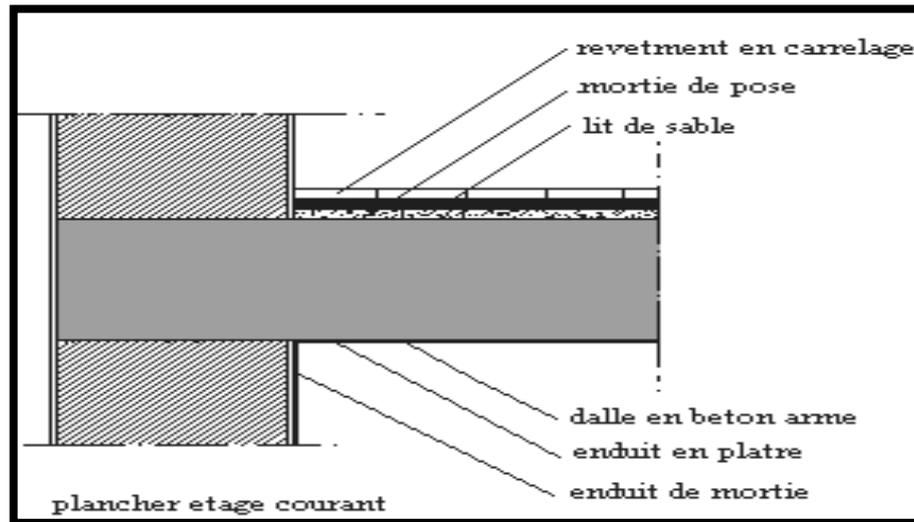
FIG II-2-1 schéma de Les charges de terrasse

II-2-1- Plancher terrasse :

Charge permanente : d'après le DTR BC 2.2 page 33 ; 34 ;35;38 :

N°	Designation	e (m)	$\gamma \text{ KN} / \text{m}^3$	Poids KN / m^2
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Forme en pente	0.010	/	0.22
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	/	0.12
5	Plancher à corps creux avec dalle de compression (25+5)	0.30	/	3.6
6	Enduit en plâtre	0.01	/	0.1
Charge permanente			G	5.03 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1 (KN/m²)

Tableau II-1 : Charge permanente de plancher terrasse.

II-2-2- Plancher étage courant :**FIG II-2-2 : Les charges d'étage courant**

Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2 (page 33 ; 34 ; 35;38) :

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage (grès cérame mince 4.5 mm)	0.02	/	0.50
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Plancher à corps creux avec entravous en béton et dalle de compression (25+5)	0.30	/	3.6
4	Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
6	Cloisons en briques creuses	0.1	/	0.9
7	Enduit en plâtre (cloisons)	0.04	/	0.4
Charge permanente			G	5.9(KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tableau II-2 : Charge permanente du plancher étage

II-2-3- Dalle plane :

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage (grés cérame mince 4.5 mm)	0.02	/	0.50
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle plane	0.16	25	4
4	Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
6	Cloisons en briques creuses	0.1	/	0.9
7	Enduit en plâtre (cloisons)	0.04	/	0.4
Charge permanente			G	6.3(KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tableau II-3 : charge permanents d'une dalle plain

II-2-4- Charges et surcharges des escaliers :

II-2-4-1- Paliers :

Désignation de l'élément	Σ (kn/m ³)	e(m)	G(kn/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poid propre de palier	25	15	3.75
Enduit en platre	-	-	0.10
ΣG	/	/	4.69
ΣQ	/	/	2.50

Tableau II-4 : évaluation des charges pour palie

II-2-4-2- Volée d'escalier :

Désignation de l'élément	χ (kn/m)	e(m)	G (kn/m ²)
Poids propre	25	15/(cos34.21)	4.53
Poids de la marche	22	0.17/2	1.87
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Cardé corps métallique	---	---	0.1
ΣG	/	/	7.34 (kn/m
ΣQ	/	/	2.50 (kn/m ²)

Tableau II-5 : évaluation des charges pour volée

II-2-5-Charge du mur :

II-2-5-1- mur extérieur :

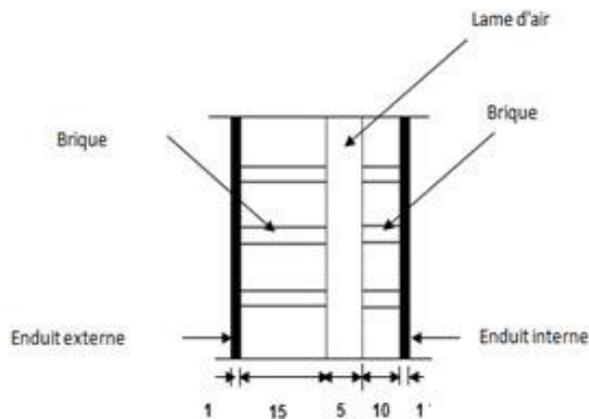


FIG II-2-3 : d'un mur extérieur

Désignation de l'élément	e(m)	G(kn/m ²)
Enduit interieur en platre	0.01	0.10
Briques creuse 15cm	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	00
Briques creuses 10cm	0.10	0.90
Enduit au mortier de ciment	0.01	0.18
ΣG	/	2.48 (kn/m ²)

Tableau II-6 : évaluation du charge de mur extérieur**Remarque :**

on considère la surface des ouvertures par un pourcentage de la surface totale du mur, généralement on prend 30% d'ouvertures alors la charges permanents totales calculées sera multipliée par 70%

II-5-2- mur intérieur :

Désignation de l'élément	$\chi(\text{kn/m}^3)$	e(m)	G(kn/m ²)
Enduit en plater	0.1	0.02	0.2
Briques creuses 10cm	9	0.10	0.90
Enduit en plater	0.1	0.02	0.2
ΣG	/	/	1.3 (kn/m ²)

Tableau II-7 : évaluation du charge de mur intérieur .

II-3- LA DESCENTE DES CHARGES :

II-3-1- Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc.) et les charges d'exploitations

II-3-2- Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II-3-3- Loi de dégression :

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Figure de descente de charges

II-3-4- Descente des charges sur le poteau intermédiaire :

Niveau	Eléments			Les charges				
				g	q	G(KN)	Q(KN)	
1-1	Plancher terrasse =	5,4 x 4,9 =	26,51	5,03	1	133,353	26,511525	
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 =	0,97	25		24,323		
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 =	0,59	25		14,715		
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 =	2,08	25		52,020		
	poutre principal =	0,3 x x 5,4 =	2,16	1,43	1	3,092	2,162	
	poutre secondaire =	0,3 x x 4,9 =	1,47	1,43	1	2,104	1,4715	
	Poteau =	0,85 x 0,8 x =	0,68	1,43	1	0,972	0,68	
	Total						230,579	30,825025
	venant 1 – 1					230,579	30,825025	
2-2	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 =	26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875	
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 =	0,97	25		24,323		
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 =	0,59	25		14,715		
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 =	2,08	25		52,020		
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 =	2,16	2,3	1,5	4,973	3,243	
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 =	1,47	2,3	1,5	3,384	2,2068	
	Total						255,832	45,2170875
		venant 2 – 2					486,411	76,0421125
3-3	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 =	26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875	
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 =	0,97	25		24,323		
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 =	0,59	25		14,715		
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 =	2,08	25		52,020		
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 =	2,16	2,3	1,5	4,973	3,243	
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 =	1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725	
	Total						255,833	40,69578375
		venant 3 – 3					742,243	116,7378963
4-4	Dalle plaine =	5,4 x 4,9 =	26,51	6,3	1,5	160,395	39,7672875	
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 =	0,97	25		24,323		
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 =	0,59	25		14,715		
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 =	2,08	25		52,020		
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 =	2,16	2,3	1,5	4,973	3,243	
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 =	1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725	
	Total						259,809	36,17403
		venant 4 – 4					1002,052	152,9119263

5-5	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	1,5	4,973	3,243
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725
	Total				255,833	31,65227625
	venant 5 – 5			1257,885	184,5642025	
6-6	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	1,5	4,973	3,243
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725
	Total				255,833	27,1305225
	venant 6 – 6			1513,718	211,694725	
7-7	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	1,5	4,973	3,243
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725
	Total				255,833	22,60876875
	venant 7 – 7			1769,550	234,3034938	
8-8	Dalle plaine =	5,4 x 4,9 = 26,51	6,3	1,5	160,395	39,7672875
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,712	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	1,5	4,973	3,243
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725
	Total				259,806	22,60876875
	venant 8 – 8			2029,356	256,9122625	
9-9	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	1,5	4,973	3,243
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725
	Total				255,833	22,60876875
	venant 9 – 9			2285,189	279,5210313	

10-10	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	1,5	156,418	39,7672875
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	1,5	4,973	3,243
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	1,5	3,384	2,20725
	Total				255,833	22,60876875
	venant 10 – 10				2541,021	302,1298
11-11	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	2,5	156,418	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
	Total				255,833	37,68128125
	venant11 –11				2796,854	339,8110813
12-déc	Dalle plaine =	5,4 x 4,9 = 26,51	6,3	2,5	160,395	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
	Total				259,809	37,68128125
	ventent12-12				3056,663	377,4923625
13-13	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	2,5	156,418	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
	Total				255,833	37,68128125
	venet13-13				3312,496	415,1736438
14-14	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	2,5	156,418	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
	Total				255,833	37,68128125
	venet14-14				3568,328	452,854925

15-15	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	2,5	156,418	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,06 = 2,08	25		52,020	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
Total					255,833	37,68128125
venet15-15					3824,161	490,5362063
16-16	Dalle plaine =	5,4 x 4,9 = 26,51	6,3	2,5	160,395	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,40 = 2,31	25		57,800	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
Total					265,589	37,68128125
venent16-16					4089,750	528,2174875
17-17	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	2,5	156,418	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 5,4 = 0,97	25		24,323	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,9 = 0,59	25		14,715	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,00 = 2,04	25		51,000	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
Total					254,813	37,68128125
venent 17-17					4344,563	565,8987688
18-18	Plancher Etage =	5,4 x 4,9 = 26,51	5,9	2,5	156,418	66,2788125
	poutre principal =	0,35 x 0,5 x 4,1 = 0,74	25		18,585	
	poutre secondaire =	0,3 x 0,40 x 4,6 = 0,55	25		13,860	
	Poteau =	0,8 x 0,85 x 3,00 = 2,04	25		51,000	
	poutre principal =	0,3 x 1 x 5,4 = 2,16	2,3	2,5	4,973	5,405
	poutre secondaire =	0,3 x 1 x 4,9 = 1,47	2,3	2,5	3,384	3,67875
Total					248,220	37,68128125
18-18					4489.371	592.77005

Tableau II-8 : descente de charge revenant au poteau

$$N_{SER} = G + Q = 4489.371 + 592.77005 = 5082.14105 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 * G + 1.5 Q = 6949.8059$$

II-3-5- Vérification de la section de poteau selon RPA : (ART 7.4.3.1 p 50)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où:

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$v = \frac{N_d}{0.85 * 0.80 \times f_{c28}} \Rightarrow v = \frac{5.08214105}{0.85 \times 0.8 \times 25} = 0.29$$

$$v = 0.29 < 0.30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifié}$$

II-3-6- Vérification de stabilité de forme Art BAL 91 :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

Compression simple par la formule suivante :

- N : Effort normal ultime (compression) $N_u = 1.35G + 1.5Q$

- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité

- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle

Poteau (85*80) cm²

$$B = (h-2)(b-2) = (80-2)(85-2) = 6474 \text{ cm}^2.$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\chi_b = 1.50$$

$$\chi_s = 1.15$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max (13.6 \text{ cm}^2, 13.2 \text{ cm}^2) = 13.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,7\%B \quad (\text{zone 1}) = 47.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A = 47.6 \text{ cm}^2$$

$$L_f = 0.7 * h_e$$

$$\lambda = 10.30 < 50$$

$$\text{Donc } \alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * (\lambda/35)^2)$$

$$\alpha = 0.837$$

$$N = 0.83 * (647400 * 25 / 0.9 * 1.5) + 400 / 1.15 * 4760$$

$$N = 11420.48 \text{ KN} > 6949.8059 \text{ KN}$$

$N > N_u$ condition vérifiée

II-3-7- Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section **(80×85) cm²**

II-4- Actions de la température climatique

II-4-1- Introduction

Lorsqu'ils sont exposés à l'ensoleillement, les éléments subissent un flux solaire sur leur face supérieure qui engendre un gradient thermique. Ce différentiel de température qui peut être significatif, provoque des efforts d'allongement et de ressourcement sur éléments poutre et plancher sous l'effet de la dilatation. Ce phénomène n'aurait pas d'autres conséquences que la déformation du plancher si celui-ci était totalement désolidarisé de la . Dans la plupart des cas, la dalle forme un ensemble monolithique avec ses appuis, ce qui gêne la libre rotation. Les déformations, gênées par ces liaisons, génèrent des sollicitations au niveau des appuis et nécessitent des dispositions constructives particulières. Ce phénomène physique doit également être pris en compte dans le calcul.

II-4-2- Représentation des actions

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air sous abri, les rayonnements solaires, les rayonnements réémis, etc., entraînent des variations de la distribution de la température à l'intérieur des différents éléments particuliers d'une structure.

La valeur des effets thermiques dépend des conditions climatiques locales, ainsi que de l'orientation de la structure, de sa masse totale, des finitions (par exemple les revêtements extérieurs dans les bâtiments), et dans le cas de structures de bâtiments, des conditions de chauffage et ventilation, ainsi que de l'isolation thermique.

La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure particulier peut être divisée selon les quatre composantes constitutives essentielles suivantes, illustrées à la Figure suivante

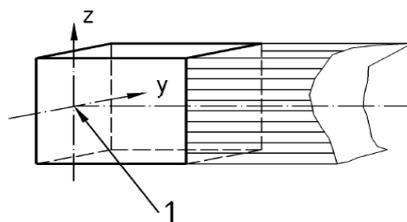


Fig-II-4-1-Dilatation serons x

II-4-3- Calcul manuel

le sujet m'intéresse aussi, je me trouve souvent dans des cas similaires, ou l'architecte oublie de mettre des joints, et qu'il n'y a pas beaucoup de choix, contrainte architecturale, thermique,etc, ce que je peux dire, la dilatation thermique tend à allonger l'élément, et le retrait aura l'effet inverse,

L'effet thermique $dL = a \times dT \times L$

- **a** : coefficient de dilation de béton = 10^{-5} en (1/°C)
- **dT** : variation de température selon la région (voir le CBA93) en (°C)
- **L** : longueur de la pièce.

retrait total : somme de plusieurs retraits approximatifs $dL = 3 \times L$ (en cm) (équation que j'ai récupéré d'un confrère qui reste à vérifier)

les deux valeurs tendent à s'annuler, après ce que je pense, c'est de calculer l'effet du retrait et l'effet thermique comme si on avait des joints de dilatation (respect de la réglementation) et de les comparer avec les valeurs trouvées

tout cela reste théorique, je l'ai jamais fait en pratique, pas de certitude sur le sujet, pour cela que le sujet m'intéresse et j'aimerais avoir l'avis des confrères

II-4-4- Action des gradients thermiques :

variation relative de longueur de -4.10^{-4} à $+3.10^{-4}$.

A défaut de justifications plus précises on adopte pour la construction située à l'air libre des variations uniformes de température suivante :

- En Algérie du Nord (climat tempéré): **+35°C et -15°C**;
- Pour le proche et le moyen Sud: **+45°C et -20°C**;
- Pour l'extrême Sud: **+50°C et -30°C**;

Les déformations linéaires à considérer entre les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrage (*généralement comprises entre +10° et +25°*) et

les températures extrêmes peuvent être évaluées en admettant forfaitairement un coefficient de dilatation du béton armé à $10E-5$

Étant donné que la distance maximale bout à bout des plancher atteint $>25m$, il y a donc lieu de tenir compte de l'effet de la température dans le calcul béton armé.

Pour notre cas on a $45^\circ > T > -20^\circ$ on prend $T_{moy} = 15^\circ$ donc on obtient les gradients thermiques suivants :

$$T_1 = T_{max} - T_{moy} (45) - (15) = +30$$

$$T_2 = T_{min} + T_{moy} (-20) - (15) = -35$$

pour l'effet de la température sur les structure sans joint de dilatation, je voulais savoir si les variation de température doivent être introduit selon dt_x .

ces variation de température vont être introduit sur robot selon dt_x ce qui va donner des effort d'allongement ($+35^\circ$) et de ressourcement (-35°) sur robot tu les introduit selon le repère X (repère local de l'élément)

II-4-5- Les combinaisons d'actions dans les règles actuelles (CNRIB)

Selon Le Centre National D'études et de Recherches Intégrées du Bâtiment

Pour les structures en béton armé on distingue deux types de combinaisons d'action pour les structures en béton armé

Les combinaisons dites du premier genre:

$$G+1,2Q+T \dots\dots\dots(1)$$

$$G+Q+C_n+T \dots\dots\dots(2)$$

Les combinaisons dites du second genre:

$$G+1,5Q+1,5C_n+T \dots\dots\dots(3)$$

$$G+Q+Y_w C_e+T \dots\dots\dots(4)$$

Conclusion Cette étude permet de déterminer, en l'absence d'indications précisées au CCTP, les valeurs de gradients thermiques caractéristiques qui pourraient être considérées pour dimensionner aux actions thermiques différents types d'élément hauts non isolés. Deux méthodes de détermination de ce gradient thermique sont proposées.

Chapitre III :

Etude de Les éléments secondaires

III -1- études des éléments secondaires

III-1-1- Introduction:

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, planché) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

III-1- 2- L'ACROTÈRE

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

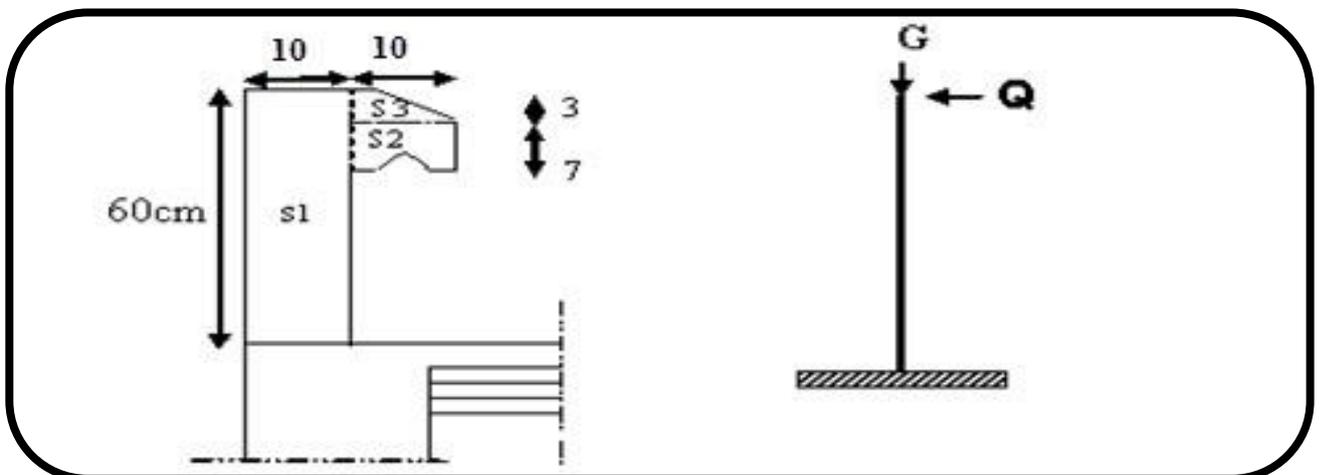


Fig III-1.: Schéma statique de l'acrotère

Surface:

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0,1. 0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

$$G=1712.5 \text{ N}$$

$$Q=1000 \text{ N}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3).

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc :

$$A = 0.10 \quad \text{selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)}$$

$$C_p = 0.80 \quad \text{élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003) donc :}$$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p = 548 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 171.25 \text{ da N/ml} \quad Q = 100 \text{ da N/ml.}$$

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

D'une force tranche $T = Q = 1000 \text{ N}$.

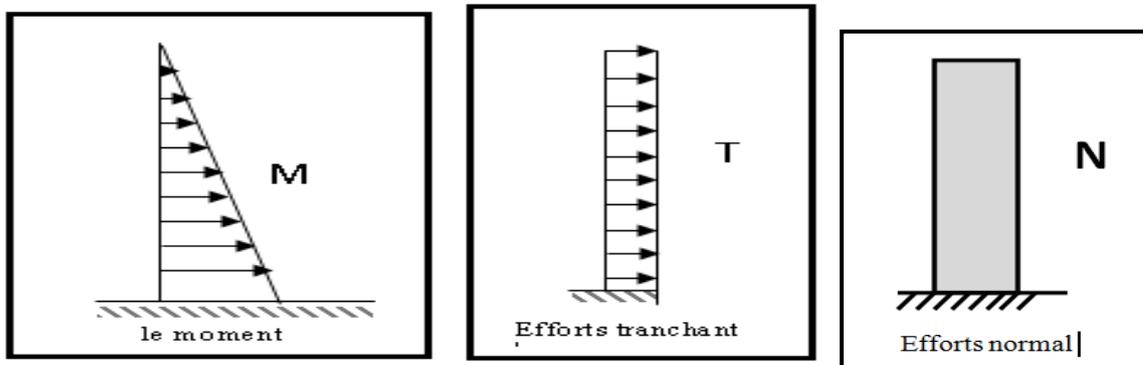


Fig. III-2 : diagramme de les efforts M ,N,T

III-1-2-1- Sollicitation:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

$$N_G = G = 1712.5 \text{ N.}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

III-1-2-2- Combinaison d'action :**• E.L.U :**

$$N_u = 1 \times N_G = 1712.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

• E.L.S :

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = M = 600 \text{ N.m}$$

III-1-2-3- Calcule de ferrillage :

La section de calcule est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries

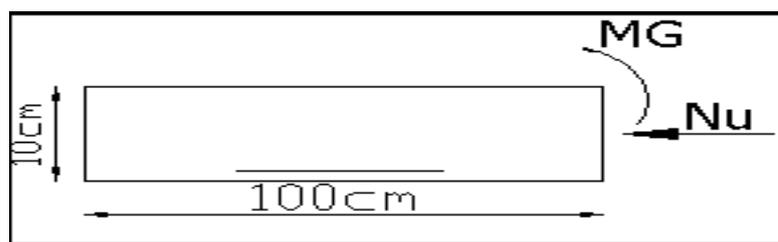


FIG III-3 : schéma statique de calcul de ferrillage

III-1-2-3-1- Armatures longitudinales :**• E.L.U :****• Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 m \quad \Rightarrow e_G = 0.52m > h/2 = 0.05 m$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues

● **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 N.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01342 < \mu \ell = 0.392 \quad \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 cm^2$$

● **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.336 cm^2$$

$M_1(N.m)$	μ	α	β	$A_1^u (cm^2)$	$A(cm^2)$
936.65	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

Tableau III 1 : représentatif de ferrillage**III-1-2-4- Vérification :**

- **E.L.U :**
- **Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{52 - 0.455 \times 7}{52 - 0.185 \times 7} \right] = 0.813 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{ cm}^2$$

III-1-2-4-1- La contrainte de traction d'armature :BAEL91 A.4.5,33)

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

- **E.L.S :**
- **Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.350 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

- **Calcul de la section a la flexion simple:**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0,00862 < \mu_l = 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0,0108$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) = 0,995$$

$$A_1^u = \frac{634,25}{201,63 \times 0,995 \times 7} = 0,451 \text{ cm}^2$$

● **Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

● **Pourcentage minima Id'armature longitudina :BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^{cal} ; A^{\min} ; A_l) \Rightarrow A = A_l = 2,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2$.

III-1-2-5- Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1,5 = 1000 \times 1,5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \leq \bar{\tau}_u = 0,21 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III-1-2-6- Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A = A_e / 4 = (2.51/4) = 0.627 \text{ cm}^2$$

On adopte ; $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

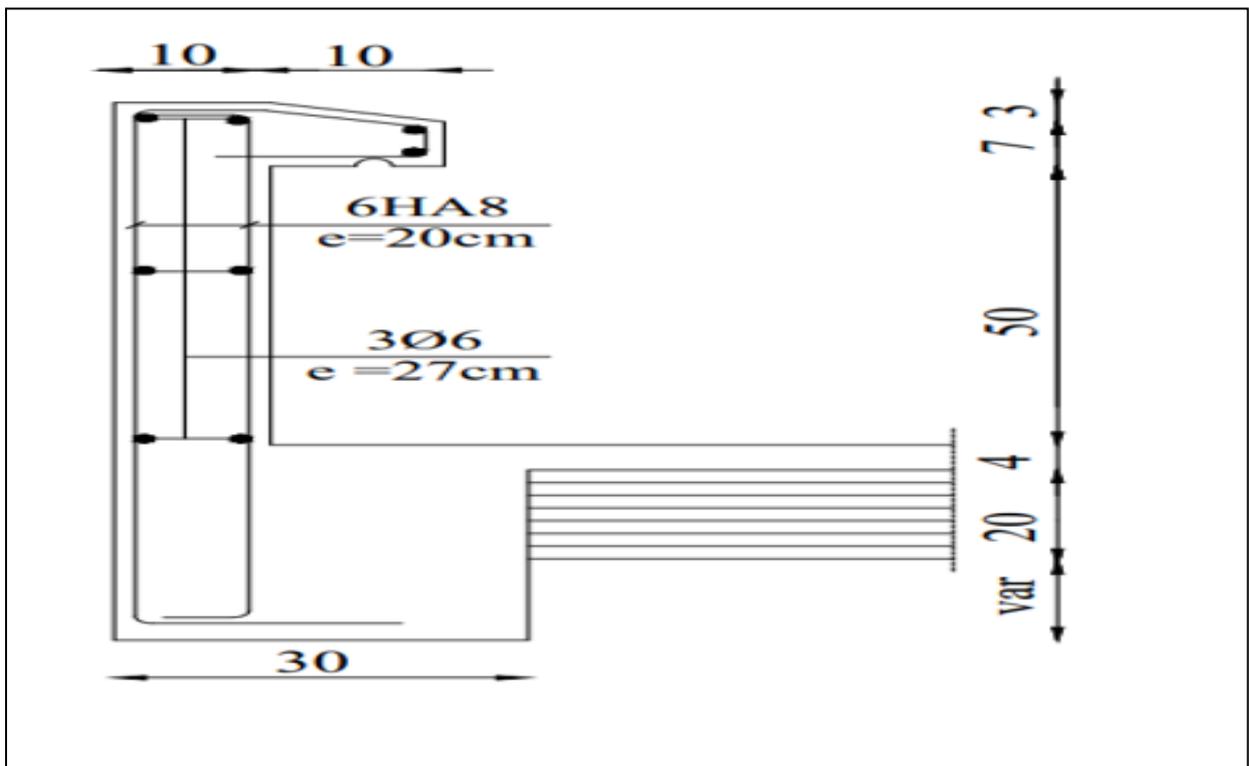
III-1-2-6-1- Espacement des armatures :BAEL(B.5.3.3)

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_t = 5\emptyset 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\emptyset 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

III-1-2-7- présentation du ferrailage :



FIGIII-4 :présentation du ferrailage :

III.2. L'ESCALIER

III-2-1- Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte deux type d'escalier (2 volée et 3 volée).

III-2-2-Définition les éléments d'un escalier :

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

III-2-3- Evaluation des charges :

d'après chapitre 2 évaluation des charges d'un escalier est comme suite :

charges parementes :

$$G_{\text{pallier}} = 4.69 \text{ kn/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 7.34 \text{ kn/m}^2$$

Charges d'exploitation :

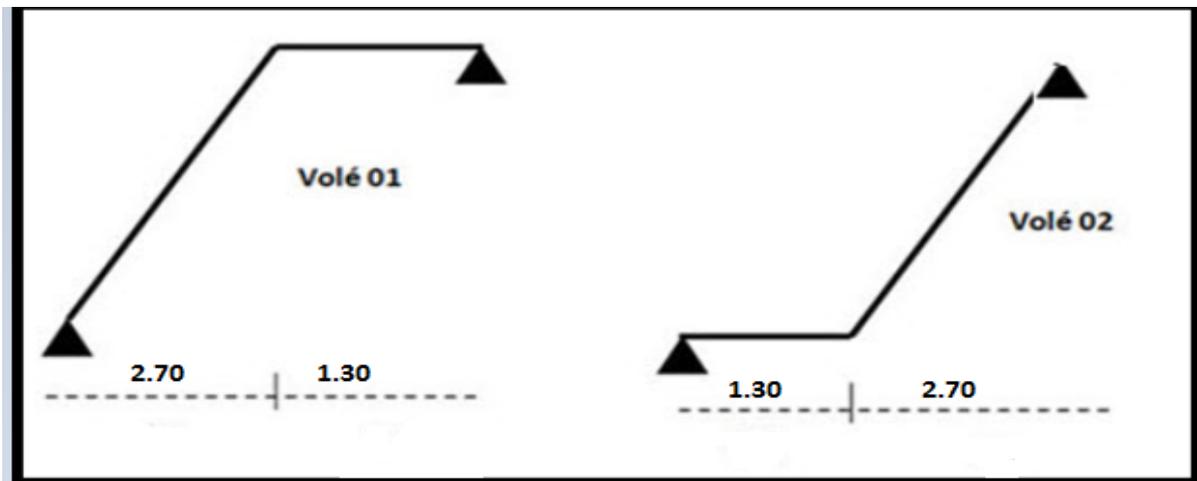
$$Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$$

Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- **ELS** : $P_{\text{ser}} = G + Q$

	Pallier	volée
ELU	10.0815 KN	13.659 KN
ELS	7.19 KN	9.84

Tableau III-2 : des charges a ELU et ELS**Figure III-5 : Schéma statique de escalier**

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

-Le moment isostatique $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis : $M_a = 0,3 \cdot M_o$

-Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

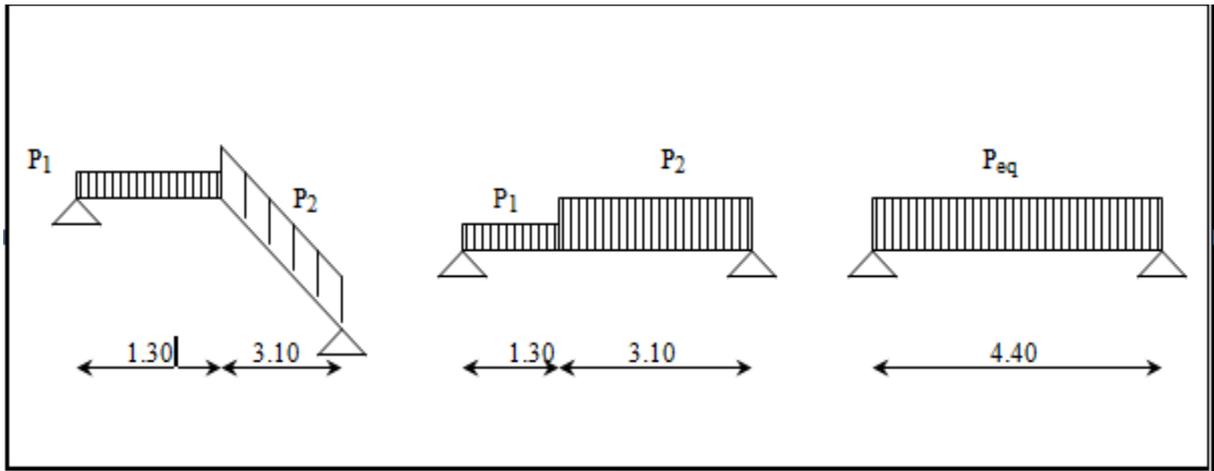


Figure III-6 : Schéma statique de charge équivalent

III-2-4- Tableaux de résultats :

	$P_{\text{éq}}(\text{k N/ml})$	M_0 ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_a ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	M_T ($\text{kN}\cdot\text{m}$)	T (kN)
ELU	12.59	30.46	9.14	25.891	27.698
ELS	9.05	21.91	6.57	18.63	19.91

Tableau III-3: des moment ELU et ELS

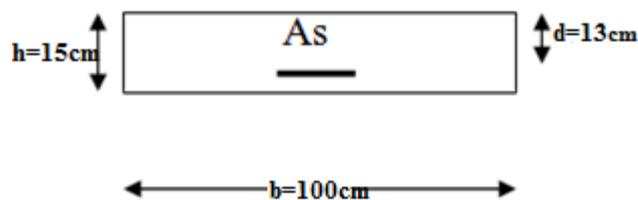
III-2- 5-Calcul de ferrailage :

le calcul se fait a la flexion simple de une bonde de 1 m de largeur et hauteur $h=$ epaisseur

III-2-5-1- Armatures longitudinales :

- **En travée :**

- **E.L.U :**



$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_t = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu^l \Rightarrow \dot{\Lambda} = 0 \quad ; \quad \text{avec} \quad : \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = 0.0866$$

$$d = 0.9h = 0.9 \cdot 15 = 13.5 \quad \text{on prend} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

	M_u (N.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)
Travée	25891	0.108	0.143	0,942	6.07
Appuis	9140	0.038	0.049	0,980	2.07

• E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec} \quad : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	25891	18630	1.39	25	0,446	vérifiée
Sur appuis	19140	6570	2.91	25	1.205	vérifiée

III-2-5-2 condition de non fragilité :BAEL91 (art A.4.2,1) :

- Section minimal d'armatures :

$$- A^1_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- $A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$
- Pour $A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$
- pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)
- $A^2_{\min} \geq 0,001.100.15 = 1.5\text{cm}^2$

	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^1_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A^2_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	2.07	1,569	1,5	2.07	5HA12=5.65
Travée	6.07	1,569	1,5	6.07	6HA12=6.78

III-2-6- les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	$A_l \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	6.07	1,51	4HA12=4.52 cm ²
Appuis	2.07	0,5175	4HA10=3.14 cm ²

III-2-7- Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

- Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 45) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Travée: } St = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

III-2-8- vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{27698}{1000 \times 130} = 0,21$$

$$= 0,2132 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ selon (BAEL91 Art A.5.1, 211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,213 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{condition Verifiée}).$$

III-2-9- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0,0375 < 0,085 \dots \dots \dots (\text{CNV})$$

$$2- \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{4,81}{100 \cdot 13} = 0,0037 < \frac{4,00}{400} = 0,01 \dots \dots \dots (\text{CV})$$

$$3- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0,0375 < 0,0625 \dots \dots \dots (\text{CNV})$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_i = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3)).

III-2-9-1- Evaluation des charges : BAEL 91 (art B.6.5,2)

- **Position du l'axe neutre :**

$$\begin{aligned} & \frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) = \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 4,81(13 - y) \\ & = 50y^2 + 72,15 y - 937,95 = 0 \end{aligned}$$

La racine positive donne $y = 3,669$ cm

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y)^2$$

$$I = (100 \times 3,669^3)/12 + 15 \times 4,81(13 - 3,669)^2$$

$$I = 6693,5117 \text{ cm}^4$$

- **Déformations instantanées**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,81}{100 \cdot 13} = 0,0037$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00370} = 5,67$$

- **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2,270$$

III-2-9-2- Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

j : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(4690 \times 1,3) + (7340 \times 2,7)}{4,40} = 6478,5 \text{ N / ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j_{eq} = \frac{(4530 + 1870 \times 2,70) + (3750 \times 1,3)}{4,40} = 3613,5 \text{ N / ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 6280 + 2500 = 8978,5 / \text{ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6478,5 \times (4,0)^2}{8} = 12957 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5340 \times (4,0)^2}{8} = 7227 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8780 \times (4,0)^2}{8} = 17957 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\sigma_g^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_g = \frac{(13 - 3,669)}{6693,5117} \times 15 \times 12957 = 270,93 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_j = \frac{(13 - 3,669)}{3341,568} \times 15 \times 7227 = 151,116 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{(d - y)}{I} \times 15M_p = \frac{(13 - 3,669)}{6693,5117} \times 15 \times 17957 = 375,480 \text{ Mpa}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\rho = A / (b_0 \times d) = 0,00390$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 0,580$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 0,842$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 0,461$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 6693.5117) / (1 + 2,27 \times 0.580) = 3178.30 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 6693.5117) / (1 + 5,64 \times 0.580) = 1723.83 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 6693.5117) / (1 + 5,67 \times 0.842) = 1275.14 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 6693.5117) / (1 + 5,67 \times 0.842) = 1275.147 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de la flèche:**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v. \quad I_{fv}^g = 12957(400)^2 / 10 \times 10818,87 \times 3178.30 = 0.6024 \text{ mm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i. \quad I_{fi}^g = 12957 \times (400)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1723.8 = 3.73 \text{ mm} .$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i. \quad I_{fv}^j = 7227 \times (400)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1275.147 = 2.8 \text{ mm} .$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10E_i. \quad I_{fv}^p = 17957 \times (400)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1275.147 = 7 \text{ mm} .$$

III-2-9-3- La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 4,84 - 2.80 - 2.116 + 4.75 = 1.072 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 1.072 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4000 / 500 = 8,00 \text{ mm} .$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

III-3- L'ESCALIER type 2

III-3-1-INTRODUCTION :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III-3-2-METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur .

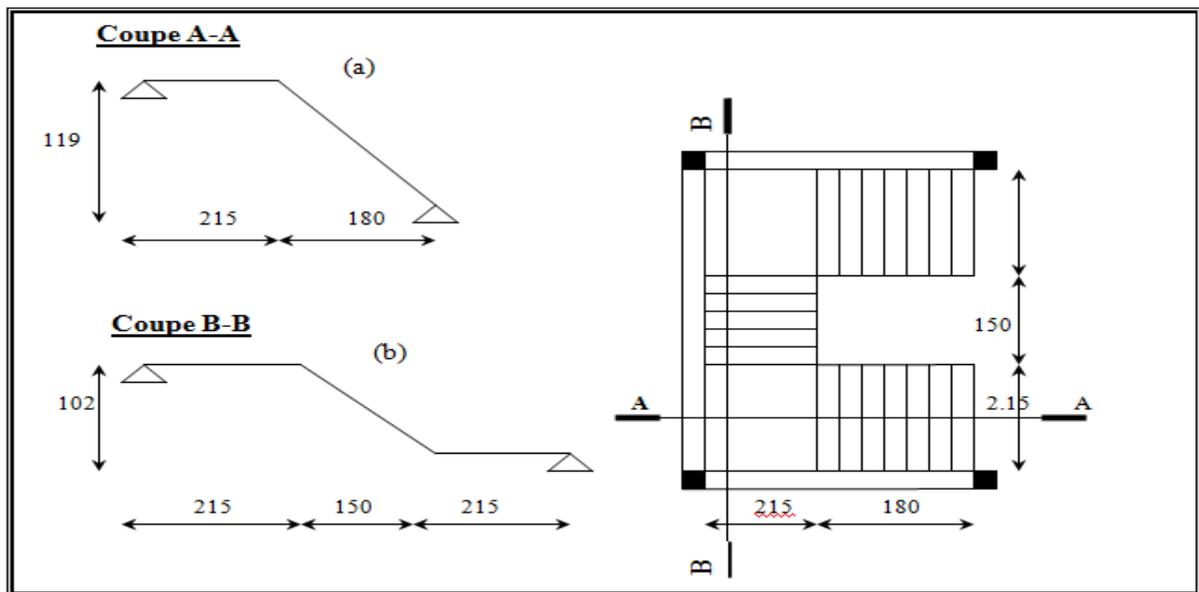


FIG III-3-1 :vue en plant d'un escalier

III-3-3-LES CHARGES APPLIQUEES:

3-1- Charges permanentes :

- Paillasse : type (a) : $g = G \times 1m = 7340 \times 1m = 7340 \text{ N/ml}$.

Type (b): $g = G \times 1m = 7340 \times 1m = 7340 \text{ N/ml}$.

- Palier: $g = G \times 1m = 4690 \times 1m = 4690 \text{ N/ml}$

3-2- Surcharges d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1m = 2500 \text{ N/ml}$.

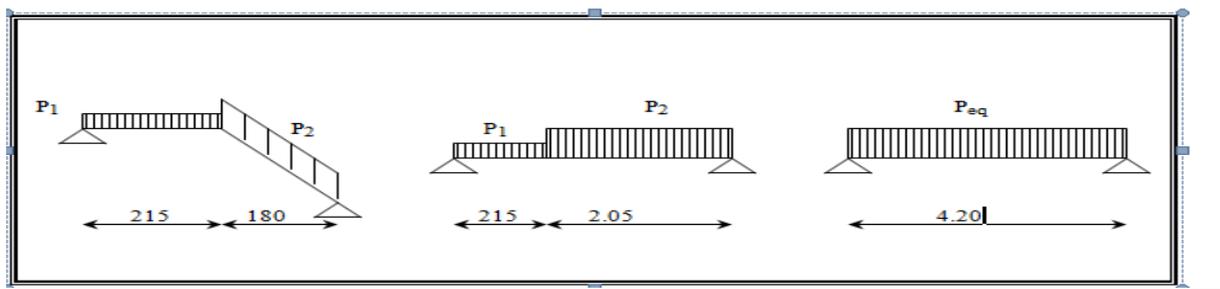
III-3-4- COMBINAISONS D'ACTION :

- **E.L.U** : $P_u = 1,35g + 1,5q$
- **ELS** : $P_{ser} = g + q$

	Paillasse (a) (N/ml)	Paillasse (b) (N/ml)	Palier(N/ml)
ELU	13659	13695	10081.5
ELS	9840	9840	7190

III-3-5- DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

- **Type (a) :**

**FIG III-3-2 : schéma de charge équivalent**

- La charge équivalente :
$$P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

- Le moment isostatique :
$$M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$$

- L'effort tranchant :
$$T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$$

	P_{eq} (kN/ml)	M_0 (KN.m)	$M^a = 0.3 M_0$	$M^t = 0.85 M_0$	T_u (kN)
ELU	11.84	26.118	7.83	22.20	24.864
ELS	8.48	18.70	5.61	15.90	

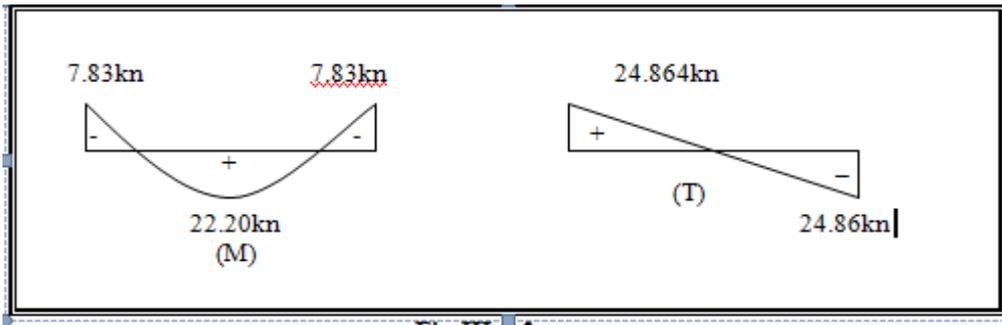


Fig.-III-3-3- diagramme des moment et effort tranchant

- **Type (b) :**

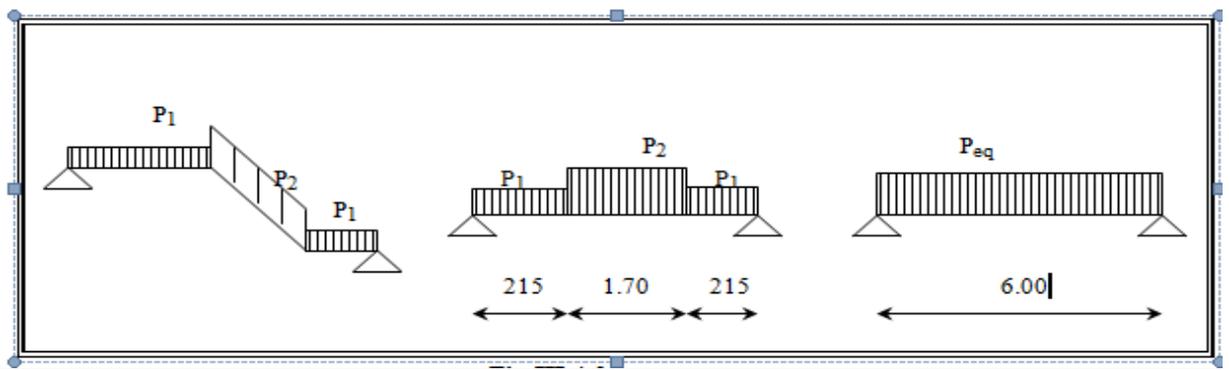


Fig-III-3-4-schéma des charge équivalent

	P_{eq} (N/ml)	M_o (N.m)	M^a (N.m)	M^t (N.m)	T_u (N)
ELU	11.10	49.97	14.99	42.47	33.3
ELS	7.94	35.73	10.70	30.37	

III-3-6- CALCUL DE FERRAILLAGE :

III-3-6-1- Armatures longitudinales :

Type (a) :

- **E.L.U :**

$f_e = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$$\mu_l = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0 \quad ; \text{ avec } : \mu = \frac{M''}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8$$

	M (N.m)	μ	β	A ^{cal} (cm ²)
Travée	22200	0.093	0,951	5.16
Appuis	7830	0.033	0,983	1.76

- **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,122	22200	15900	1,39	25	0.267	V
Sur appuis	0,042	7830	5610	1,39	25	0,446	V

III-3-7- Conditions de non fragilité :

* Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

* Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001.100.15 = 1,5\text{cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min})$

	A_u (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1.76	1.56	1.76	6HA12 = 6.79
Travée	5.16	1.56	5.16	6HA12= 6.79

• **Type (b) :**

- E.L.U :

	M (N.m)	μ	β	A^{cal} (cm ²)
Travée	42470	0.177	0,9016	10.43
Appui	14990	0,063	0,967	3.43

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de σ_b n'est pas nécessaire si : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (Mpa)	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	0,2461	42470	30370	1,39	25	0,449	V
Sur appuis	0,081	14990	10700	1,40	25	0,449	V

III-3-8 - Conditions de non fragilité :

* Section minimale d'armatures : BAEL 91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2$$

* Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \text{ b.h} = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A^u ; A_{\min})$

	$A^u \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	10.42	1.56	10.42	7HA14 = 10.78
Appuis	3.43	1,56	3.43	4HA12 = 4.52

III-3-9- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = 24864/1000*130 = 0,19 \text{ MPa. (Pour type a)}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ Mpa (pour type b)}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,25 \text{ et } 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

- **Les armatures de repartiions :**

$$A_t = A_L / 4$$

	A_t (cm ²)		A_{adp} (cm ²)	
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)
Travée	1.29	2.60	4HA10=3.14cm ²	4HA10 = 3.14 cm ²
Appuis	0.88	0.85	4HA10 = 3.14cm ²	4HA10= 3.14cm ²

III-3-10- Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

a- Armatures longitudinales :

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

$$\text{Type (a): } \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\text{Type (b): } \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b-Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Type (a): } \left\{ \begin{array}{l} \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui)} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)} \end{array} \right.$$

Type (b):

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Appui)} \\ \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm (Travée)} \end{array} \right.$$

6-4-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

Type (a):

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; M_t = 0,85M_0 \\ \quad \mathbf{h/l = 15/462=0.032} \geq 0.085 \quad \text{(C.N.V)} \\ 2/ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 14} = 0,0022 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{(C.V)} \\ 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{330} = 0,048 < 0,0625 \quad \text{(C.N.V)} \end{array} \right.$$

Type (b):

$$\left\{ \begin{array}{l} 1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Rightarrow \frac{16}{400} = 0,04 < \frac{0,85}{10} = 0,085 \quad \text{(C.N.V)} \\ 2/ \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 14} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{(C.V)} \\ 3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{400} = 0,040 < 0,0625 \quad \text{(C.N.V)} \end{array} \right.$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

III-3-11- Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)

- Type (a) :
- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 4,52 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 4,52} = 8,244 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 16 - 8,244 = 7,756 \text{ cm}$.

$$\delta = y_G - 2 = 6,244 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 - y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 36871,95 \text{ cm}^2$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4,52}{100 \cdot 14} = 0,00323$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,00323} \Rightarrow \lambda_i = 6,502$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2,601$$

- Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(4700 \times 3,15) + (7368,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 5292,94 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(4000 \times 3,15) + (6668,24 \times 0,9)}{3,15 + 0,9} = 4592,94 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5292,94 + 2500 = 7792,94 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5292,94 \times (4,05)^2}{8} \Rightarrow M_g = 10852,18 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{7792,94 \times (4,05)^2}{8} \Rightarrow M_j = 9416,96 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{4592,94 \times (4,05)^2}{8} \Rightarrow M_p = 15977,96 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,323 \Rightarrow \beta_1 = 0,911 \text{ (Tableau BAEL 83)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{10852,18}{4,52 \times 0,911 \times 14} = 188,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9416,96}{4,52 \times 0,911 \times 14} = 163,35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{15977,96}{4,52 \times 0,911 \times 14} = 277,16 \text{ MPa.}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00323 \times 188,25 + 2,1} = 0,1891$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \cdot \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00323 \times 163,35 + 2,1} = 0,1272$$

$$\mu_P = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho_s \sigma_P^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00323 \times 277,16 + 2,1} = 0,3531$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 36871,95) / (1 + 2,601 \times 0,1891) = 27187,16 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 36871,95) / (1 + 6,502 \times 0,1891) = 18191,81 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 36871,95) / (1 + 6,502 \times 0,1272) = 22199,19 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_P) = (1,1 \times 36871,95) / (1 + 6,502 \times 0,3531) = 12306,10 \text{ cm}^2$$

III-3-11-1- Calcul de la flèche:

On a: $E_i = 32164,2 \text{ MPa}$, $E_v = 10818,86 \text{ MPa}$.

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v. I_{fv}^g = 10852,8 \times (405)^2 / 10 \times 10818,86 \times 27187,16 = 0,60 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i. I_{fi}^g = 10852,8 \times (405)^2 / 10 \times 32164,20 \times 18191,81 = 0,30 \text{ cm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10E_i. I_{fv}^j = 9416,96 \times (405)^2 / 10 \times 32164,20 \times 22199,19 = 0,22 \text{ cm.}$$

$$f_i^p = M_P \cdot \ell^2 / 10E_i. I_{fi}^p = 15977,96 \times (405)^2 / 10 \times 32164,20 \times 12306,10 = 0,66 \text{ cm.}$$

III-3-11-2- La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,74 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0,74 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 405 / 500 = 0,81 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

Type (b) :

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3,14 \times 14}{100 \times 16 + 15 \times 3,14} = 8,172 \text{ cm}$$

$$y'_G = h - y_G = 16 - 8,172 \rightarrow y'_G = 7,828 \text{ cm .}$$

$$\delta = y_G - 2 = 8,172 - 2 = 6,172 \text{ cm .}$$

- Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 - y'_G^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 35974,87 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,14}{100 \times 14} = 0,00224$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 9,375$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 3,75$$

- Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

$$g_{eq} = \frac{(4700 \times 1,2) + (7144,47 \times 2,1)}{3,3} = 6255,57 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(4000 \times 1,2) + (6444,47 \times 2,1)}{3,3} = 5555,57 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 8755,57 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = 8515,39 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = 7562,52 \text{ N.m}$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = 11918,52 \text{ N.m}$$

- Calcul des contraintes de traction de l'armature :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,224 \Rightarrow \beta_1 = 0,924 \text{ (Tableau BAEL 83)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 209,64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 186,18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 293,42 \text{ MPa.}$$

• **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 0,0763$$

$$\mu_j = 0,0247$$

$$\mu_p = 0,2229$$

$$I_{fv}^g = 33019,44 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{vg} = 0,26 \text{ cm.}$$

$$I_{fi}^g = 26450,29 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ig} = 0,11 \text{ cm.}$$

$$I_{fv}^j = 34096,48 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ij} = 0,08 \text{ cm.}$$

$$I_{fv}^p = 16156,63 \text{ cm}^4 \Rightarrow f_{ip} = 0,25 \text{ cm.}$$

III-3-11-3- La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,32 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0,32 \text{ cm} < \bar{f} = 330 / 500 = 0,66 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée .

III-3-12- CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

1- Dimensionnement :

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left. \begin{array}{l} \bullet b \geq 20 \text{ cm} \\ \bullet b \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{soit : } b = 25 \text{ cm} , \quad h = 30 \text{ cm}$$

$$\bullet h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×25) cm².

2 - Méthode de calcul:

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

3 -Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre :

$$g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 1875 \text{ N/ml}$$

- la réaction d'escalier :

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 5292,94 \times \frac{4,05}{2} = 10718,21 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2500 \times \frac{4,05}{2} = 5062,5 \text{ N/ml}$$

- poids du mur :

$$g_m = h.\gamma = 2200 \times 1,92 = 4224 \text{ N/ml}$$

4 -Calcul de la poutre à la flexion :

4-1- Combinaisons d'actions :

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 30296,98 \text{ N/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } P_{ser} = g + P + g_m + q = 21879,71 \text{ N/ml}$$

4-2- les sollicitations :

$$\text{-E.L.U : } M_u = - P_u \times \frac{L^2}{2} = - 30296,98 \times \frac{(1,2)^2}{2} = 21813,83 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times L = 30296,98 \times 1,2 = 36356,38 \text{ N.m}$$

$$\text{- E.L.S : } M_{ser} = - P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = -21879,71 \times \frac{(1,2)^2}{2} = 15753,39 \text{ N.m}$$

4-3- Calcul de ferrailage :(armatures longitudinales)

-E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21813,83}{14,2 \times 25 \times (28)^2} = 0,0784$$

$$\mu = 0,0784 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0, \quad \beta = 0,959, \quad \alpha = 0,102$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21813,83}{348 \times 0,959 \times 28} = 2,33 \text{ cm}^2$$

- ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$a \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 21813,83 / 15753,39 \Rightarrow \gamma = 1,385$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1,385 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$$\alpha = 0,102 < \bar{\alpha} = 0,442 \rightarrow \text{(C.V)}$$

5- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale : RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u; A_{\min}; A'_{\min}; A_{\min}^{RPA})$$

$$A = A_u = 3,75 \text{ cm}^2$$

6- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{36356,38}{250 \times 280} = 0,52 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{C.V}$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm}$$

soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

7- Espacement des armatures transversales : RBA99

* Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

* Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$

Soit $S' = 15 \text{ cm}$

* La longueur de la zone nodale : $L' = 2 \cdot h = 60 \text{ cm}$

8- La quantité des armatures transversales :

* BAEL91: (art A.5.1,2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 25 \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8 \times f_c} \rightarrow A_t \geq \frac{25 \times 15 \times (0,52 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 235}$$

$$A_t \geq 0,00 \text{ cm}^2$$

* RPA 99:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEI}}, A_{t \text{ RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1,12 \text{ cm}^2$$

9- Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 6701,74 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

10 - Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 6701,74 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) + (b-b_t) = 538,18 \text{ cm}^2$$

$$\frac{6701,74 \times 10^3}{(2 \times 538,18 \times 4,167) \times 10^3} = 1,49 \text{ MPa}$$

11 - Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ulimite})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0,52)^2 + (1,49)^2 = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2,5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10,56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

12- Les armatures longitudinales :

$$A_\ell = \frac{\mu \cdot T_u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire Ω de la section efficace .

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$$

$$A_\ell = \frac{93,332 \times 6701,74 \times 10^2}{2 \times 538,18 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,67 \text{ cm}^2$$

13- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6701,74 \times 15}{2 \times 538,18 \times \frac{400}{1,15}} = 0,26 \text{ cm}$$

14- Section minimale des armatures : [6] BAEL83

$$1) \frac{A_\ell \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,67 \times 400}{4,167 \times 93,332} = 1,72 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,4 \times 400}{4,167 \times 15} = 2,56 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

15- Les armatures totales :

15-1- Armatures longitudinales :

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

*Nappe supérieure :

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 4,58 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

*Nappe inférieure :

$$A_{\ell}^{tot} = \frac{A_{\ell}^{tor}}{2} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\ell}^{tot} = 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$

15-2- - Armatures transversales:

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Donc soit : $A_t = 3 \text{ } \emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

15-3- État limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{120} = 0,25 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad (\text{C. V})$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{30}{120} = 0,25 > 0,1 \quad (M_t = M_o) \quad (\text{C.V})$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{6,19}{25 \times 28} = 0,0088 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{C.V})$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

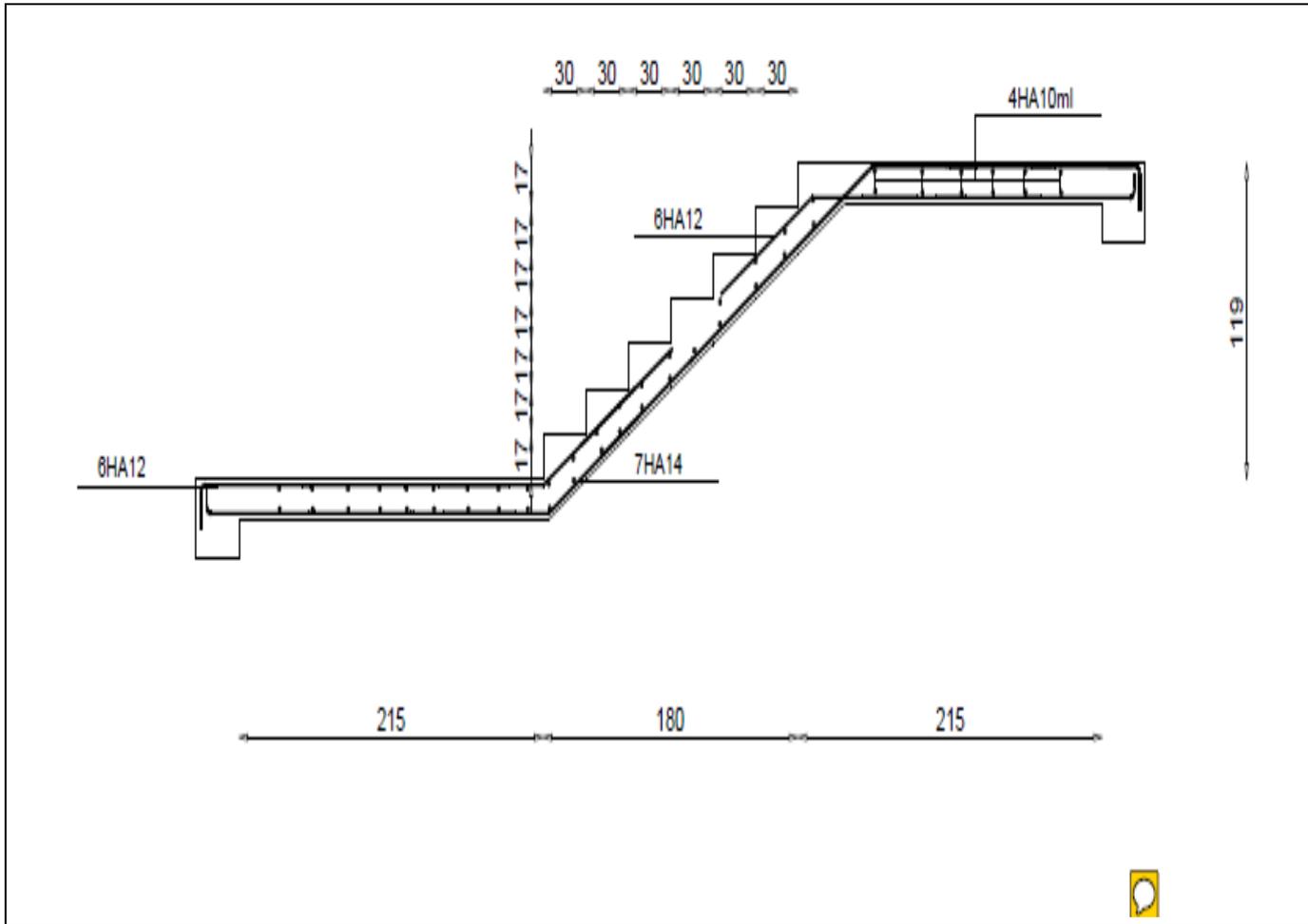


Fig.-III-4-4-ferrailage d'escalier plus sollicité

±

III-4-ETUDES DES PLANCHERS

III-4-1- Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (12x25x65) cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

III-4-2- Méthode de calcul:

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

Plancher à corps creux :

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis
- Poutre principale recevant les poutrelles et reposant

III-4-3- Calcul des poutrelles :

III-4-3-1- méthode forfaitaire

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

III-4-3-2- Méthode de Caquot

Condition d'application :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

Remarque : on a utilisé logiciel robot 2014 pour calculer les moments sur appuis et les moments sur travée + l'effort tranchant

III-4-4- Calcul des planchers à corps creux

Nous avons 3 types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

III-4-4-1- Plancher étage :

$$G = 5.9 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kn/m}^2$$

III-4-4-2 Les Types de poutrelles :

Type :n1

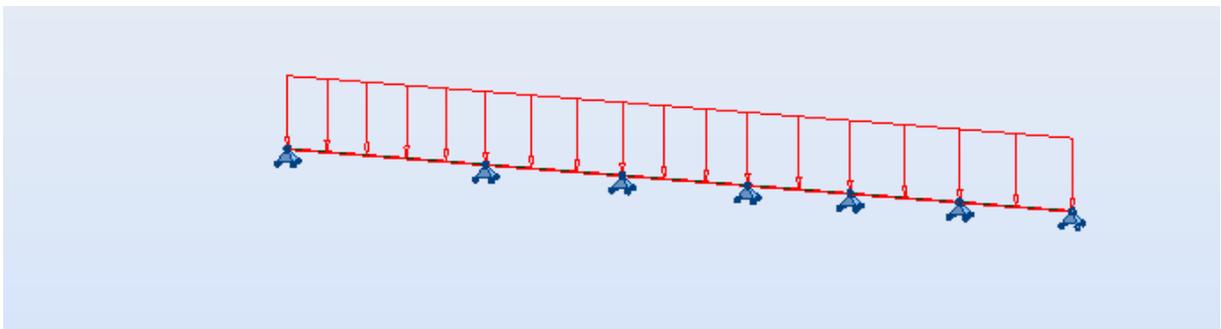


FIG III-4-1 Schéma de poutrelle type 1 de l'étage

- Type n :02

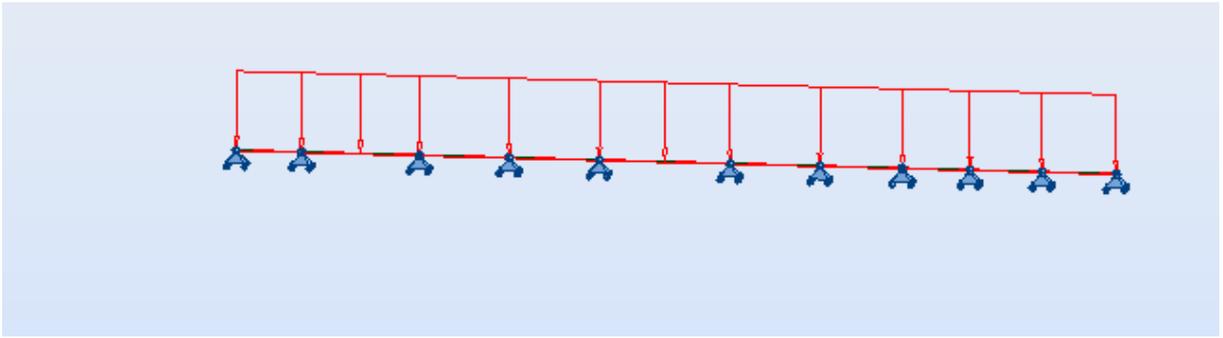


FIG III-4-2 Schéma de poutrelle type 2 de l'étage

- Type n : 03

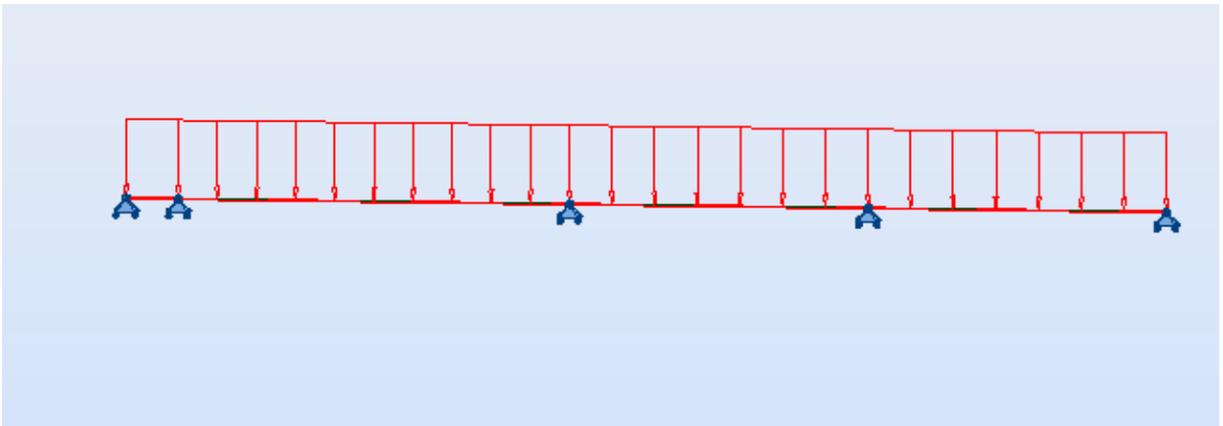


FIG III-4-3 Schéma de poutrelle type 3 de l'étage

III-4-5- Détermination des sollicitations :

III-4-5-1- Plancher étage : type 1(ELU)

Nt	1	2	3	4	5	6
Mt(kn.m)	24.28	5.81	4.89	3.27	3.74	3.93
Ma	27.50	9.78	-	7.48	7.88	-

Tableau III -4 récapitulatif pour Les moments' sur appuis et travée

ELU

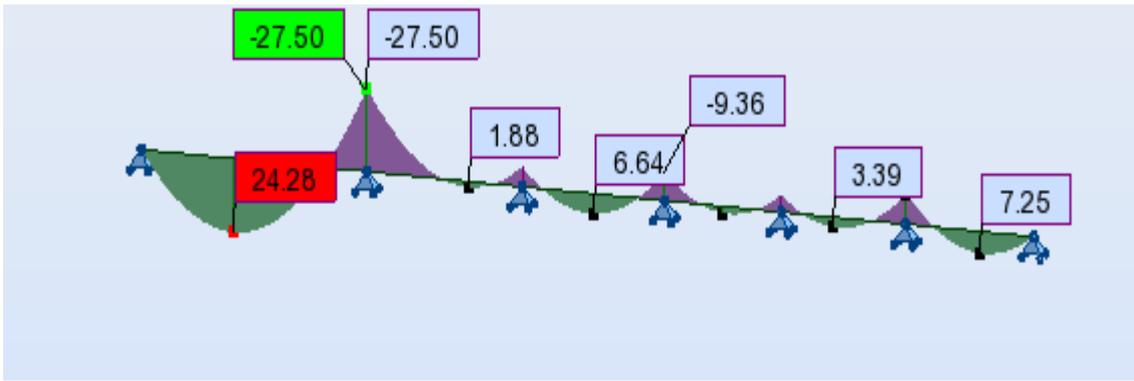


FIG III 4-4-Diagramme des momoents a ELU

Nt	1	2	3	4	5	6
Mt(kn.m)	41.97	10.04	8.45	5.64	6.46	6.79
Ma	47.54	16.90	11.29	12.93	13.58	-

Tableau III-5 récapitulatif pour Les moments' sur appuis et travée

ELS



FIG III-4-5 Diagramme des momoents a ELU

Type N 02										
Nombre Travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mt (kn*m)	3.86	12.60	7.34	7.34	15.48	7.34	6.18	4.13	4.73	4.97
Ma((kn*m)	-7.72	-25.19	-14.68	-14.8	-30.9	-14.68	12.36	-	-	-

Tableau III-6 récapitulatif pour Les moments en travées et appuis pour les autres types de poutrelles : ELU

Type N 02										
Nombre Travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mt (kn*m)	6.62	21.61	12.59	12.59	26.56	12.59	10.60	7.08	8.11	8.52
Ma((kn*m)	-13.24	-43.24	-25.18	-25.18	53.12	21.20	-16.22	-17.03	-	-

Tableau III-7 récapitulatif pour Les moments en travées et appuis pour le types 3 de poutrelles ELS

Type N03 (ELU)				
Nombre Travée	1	2	3	4
Mt (kn*m)	0.18	9.96	5.81	5.81
Ma((kn*m	-0.36	-7.		
Type N03(ELS)				
Nombre Travée	1	2	3	4
Mt (kn*m)	0.13	7.26	4.23	4.23
Ma((kn*m	-0.26	-14.51	-8.46	-

Tableau III-8 récapitulatif pour Les moments pour le types 3 de poutrelles : ELU-ELS

Plancher terrasse :

$$G = 5.03 \text{ kn/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ kn /m}^2$$

Les résultats adopter par logiciel robot est présenter par les tableaux suivent :

Type N 1 : ELU :

Nt	1	2	3	4	5	6
Mt(kn.m)	10.49	4.97	4.98	2.80	3.20	3.40
Ma	20.98	9.95	8.37	-	-	--

ELS

Nt	1	2	3	4	5	6
Mt(kn.m)	18.16	8.61	7.25	4.84	5.54	5.03
Ma	36.32	17.22	14.49	-	-	-

Tableau-III 9 :récapitulatif pour Les moments en travées et appuis pour les autres types de poutrelles ELS-ELS

ELU :

Type N 02										
Nombre Travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mt (kn*m)	3.42	11.19	5.61	6.51	13.72	6.51	5.48	3.60	-	-
Ma((kn*m)	6.84	22.3	27.45	8.38	-	-	-	-	-	-

Tableaux III- 10 : des moments a ELU poutrelles type 02

Type N 02										
Nombre Travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Mt (kn*m)	5.87	19.16	11.16	11.16	23.55	11.25	9.40	6.28	7.19	7.55
Ma((kn*m)	11.73	38.31	22.33	47.10	22.33	18.79	15.10	-	-	-

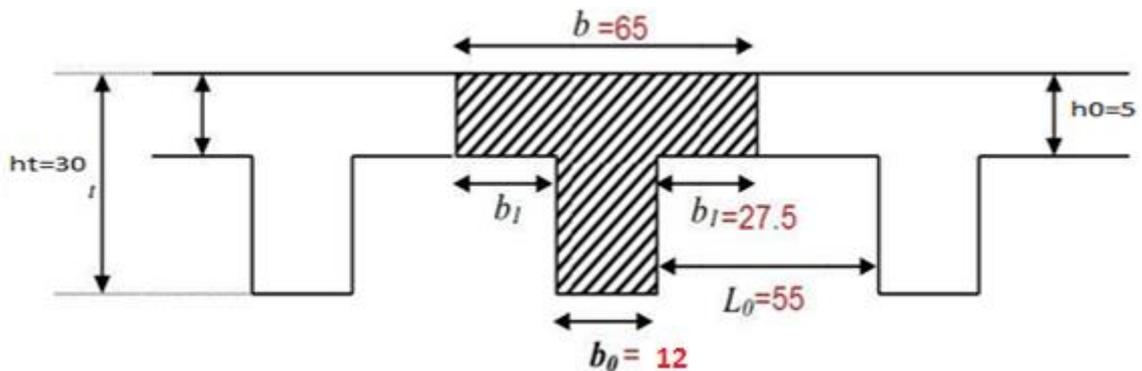
Tableaux III-11 des moments a ELS poutrelles type 02 ELS

D'après les tableaux on a les moments max dans les poutrelles sont :

Cas	ELU			ELS		
	Mt	Ma	T	Mt	Ma	T
Moments	Kn*m	Kn*m	Kn	Kn*m	Kn*m	Kn
	24.28	27.50	31.98	41.97	47.54	54.86

Tableaux III-12 des moments max ELS-ELU

III-4-6- Calcul du Ferrailage :



$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 12\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 5\text{cm}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$$C_0 = 1\text{cm (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)}$$

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm (BAEL91.A.7.2.1)}$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{ cm}$$

Donc on adopte $C = 2\text{cm}$.

$$\rightarrow d = h - c = 30 - 2 = 28$$

$$d = 28\text{ cm et } c = 2\text{ cm}$$

Les armatures longitudinales :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 5 \cdot (28 - 5/2) = 117682.5 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 24280 \text{ N.m} \leq M_0 = 117682.5 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{24280}{14.2 \times 65 \times 28^2} = 0.0335 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

u	ul	α	β
0.0335	0.392	0.042	0.983

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24280}{348 \times 0.878 \times 28} = 2.54 \text{ cm}^2$$

• **Sur Appuis** :

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$

M_a (N.m)	μ	μ_l	α	B	A (cm²)
27500 N	0,0380	0,392	0.048	0.980	2.88

E. L. S :

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si

l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{sr}}$

	A	Mu (N.m)	M ser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
<i>En Travée</i>	2.54	24280	41970	0.57	25	0.039	Condition vérifié
<i>Sur Appui</i>	2.88	27500	47540	0.57	25	0.039	Condition vérifié

III-4-7- Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{r\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 28 \times 2.1 / 400 = 2.197$$

$$\text{Sur Appuis } A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 28 \times 2.1 / 400 = 0.94 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)
- $A_m' \geq 0.001 \times b \times h$
- En Traveé : $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 30 = 1.95 \text{ cm}^2$.
- Sur Appuis : $A_m' \geq 0.001 \times 12 \times 30 = 0.36 \text{ cm}^2$

Tableau Récapitulatif

Eléments	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{min}' (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$
<i>Travée</i>	2.55	2.197	1.95	2.55	3HA12=3.39cm ²
<i>Appuis</i>	2.88	0.94	0.36	2.88	2HA14= 3.08

Diamètre minimale Φ_t : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(5, 71; 10; 10)$$

Soit : $Q = 8\text{mm}$ FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2\text{HA8} = 1.01\text{cm}^2.$$

III-4-8- Espacement des cadres S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$\bullet S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(25, 2; 40)\text{ cm}$$

$$S_{t1} = 25\text{ cm}$$

$$\bullet S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 1.01 \times 235 / 0,4 \times 12 = 49.44\text{ cm}$$

$$\bullet S_{t3} \leq [0,9 \times f_e (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$ flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 1.01) / [10 \times 1,15(1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 22.36\text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(25.2; 49.44; 22.36) \rightarrow S_t = 22.36\text{cm}$$

Alors on prend : $S_t = 20\text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 20 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

III-4-9- Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\bullet \text{ La contrainte tangente : } \tau_u = T_U / (b_0 \times d) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 54860\text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{54860}{120 \times 280} = 1.636\text{Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0, 20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211)).}$$

$$= \min [0, 20 \cdot (25/1,5) ; 5 \text{ Mpa}] = \min (3,333 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1,631 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v.})$$

III-4-9-1- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91

(A.5.1,31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 25,2 \text{ cm.}$

$$T_u = 54860 \text{ N}$$

$$T_u = 54860 \leq 0,267 \times 25,2 \times 12 \times 100 \times 25 = 201852 \text{ N} \dots\dots (\text{condition vérifiée})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{54860}{400} = 157,72 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 157,7 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$$

III-4-10- Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{30}{668} = 0,04495 \geq 0,0444 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{30}{668} = 0,045 \geq 0,0393 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,002016 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots (\text{c.v.})$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas

III-4-11- La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 → $f_e = 400$ Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc : $L_n = 65$ cm

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adapte $5\text{Ø}5 = 0.98 \text{ cm}^2$

- **Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20$ cm

- **Pour les armatures parallèles aux nervures** :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte $3\text{Ø}5 = 0.59 \text{ cm}^2$

- **Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

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

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension $(20 \times 30) \text{ cm}^2$.

III-5- DALLE PLEINE :

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G .
- la charge d'exploitation Q .

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

III-5-1- Charges appliquées :

- Etage courant :

$$g = G \times 1 \text{ m} = 6300 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 2500 \text{ N/ml}$$

III-5-2- Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $1,35g + 1,5 q$
- **E.L.S** : $g + q$

	ELU (N/ml)	ELS (N/ml)
Étage Courant	12255	8800

III-5-3- Les sollicitations :

On calcul le panneau ayant les dimensions suivantes :

$$I_x = 5.81 \text{ m} \quad I_y = 6.68 \text{ m}$$

$$I_x / I_y = 5.81 / 6.68 = 0.868$$

$$P = 0.868 \leq 0.4$$

, donc la dalle sera considérée comme portant suivant deux directions.

Selon BAEL 91 on a :

$$u_x = 0.0490$$

$$u_y = 0.7152$$

- **E.L.U** :

Selon les conditions d'encastrement d'appuis on obtient les moments suivants :

$$M_x = u_x * p_u * (l_x)^2 = 0.0490 * 12255 * 5.81^2 = 20270.36 \text{ N.M}$$

$$M_y = u_y * M_x = 20270.36 * 0.7152 = 14497.36 \text{ N.M}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons : (panneau de rive)

$$\text{*En Travée } M_x = 0.85 * M_x = 17229,80 \text{ N.m}$$

$$M_y = 0.85 * M_y = 12322,756 \text{ N.m}$$

$$\text{*Sur Appui: } 0.3 * M_x = 0.3 * 20270.36 = 6081,108 \text{ N.M}$$

L'effort tranchant maximal :

$$v = \frac{pu * lx * ly}{2ly + lx}$$

- **ELU :**

μ_x	μ_y	Mx (N.m)	My (N.m)	M_x^t (N.m)	M_y^t (N.m)	M_x^a (N.m)	M_y^a (N.m)	T_x(N)
0,0490	0,7152	20270.36	14497.36	17229.80	12322.756	6081.108	6081.108	24810.97

- **ELS :**

μ_x	μ_y	Mx (N.m)	My (N.m)	M_x^t (N.m)	M_y^t (N.m)	M_x^a (N.m)	M_y^a (N.m)	T_x(N)
0.0558	0.8046	16575.59	13336.72	14089.25	11336.212	4972.677	4972.667	17816.12

III-6- Calcul des armatures :

Pour une bande de 1m on aura une section (b*h) = (100*16) cm² qui travaille en flexion simple

- **E.L.U :**
- **En Travée**

$$f_c = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_t = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\lambda} = 0 \quad ; \quad \text{avec} : \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$d = 0.9h \quad \text{on prend} \quad d = 14\text{cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

- **Sens x :**

M_x (travé)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
17229.80	0.06190	0,392	0.0799	0.9680	3,65

- **Sens y :**

M_y^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
12322.756	0.04427	0,392	0.0566	0.9773	2.58

- **En appuis :**

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.392 \quad , \quad \mu < \mu_l \Rightarrow \dot{\Lambda} = 0 \quad ; \quad \text{avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$d = 0.9h \text{ on prend } \quad d = 14\text{cm}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

M_y^t (N.m)	μ	μ_1	α	β	A^{cal} (cm ²)
6081.108	0.02184	0,392	0.0276	0.9889	1.26

- **E.L.S: (BAEL83)**

- La fissuration est peut nuisible \rightarrow Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire soumise à la flexion simple, les armatures sont de la classe FeE400 \rightarrow La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si la condition suivante est remplie : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

		α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	Sens xx	0,0799	17229.80	14089.25	1.22	0.36	cv
	Sens yy	0,0566	12322.756	11336.212	1.087	0.2935	cv
Sur Appui		0.0276	6081,108	4972,677	1.22	0.36	cv

III-7- Condition de non fragilité : BAEL91 (B.7.4) :

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec : $12 \text{ cm} < h = 16 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

- $A_x \geq p_0 \frac{3-l_x/l_y}{2} bh. = 0.0008 \frac{3-5.81/6.68}{2} * 100 * 16 = 1.36 \text{ cm}^2$
- $A_y \geq p_0 * b * h = 0.0008 * 100 * 16 = 1.28 \text{ cm}^2$
- **L'écartement des armatures** : BAEL91 (art A.8.2,42)

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

- La direction la plus sollicitée : $\min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$.

- La direction perpendiculaire : $\min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$.

Tableau Récapitulatif

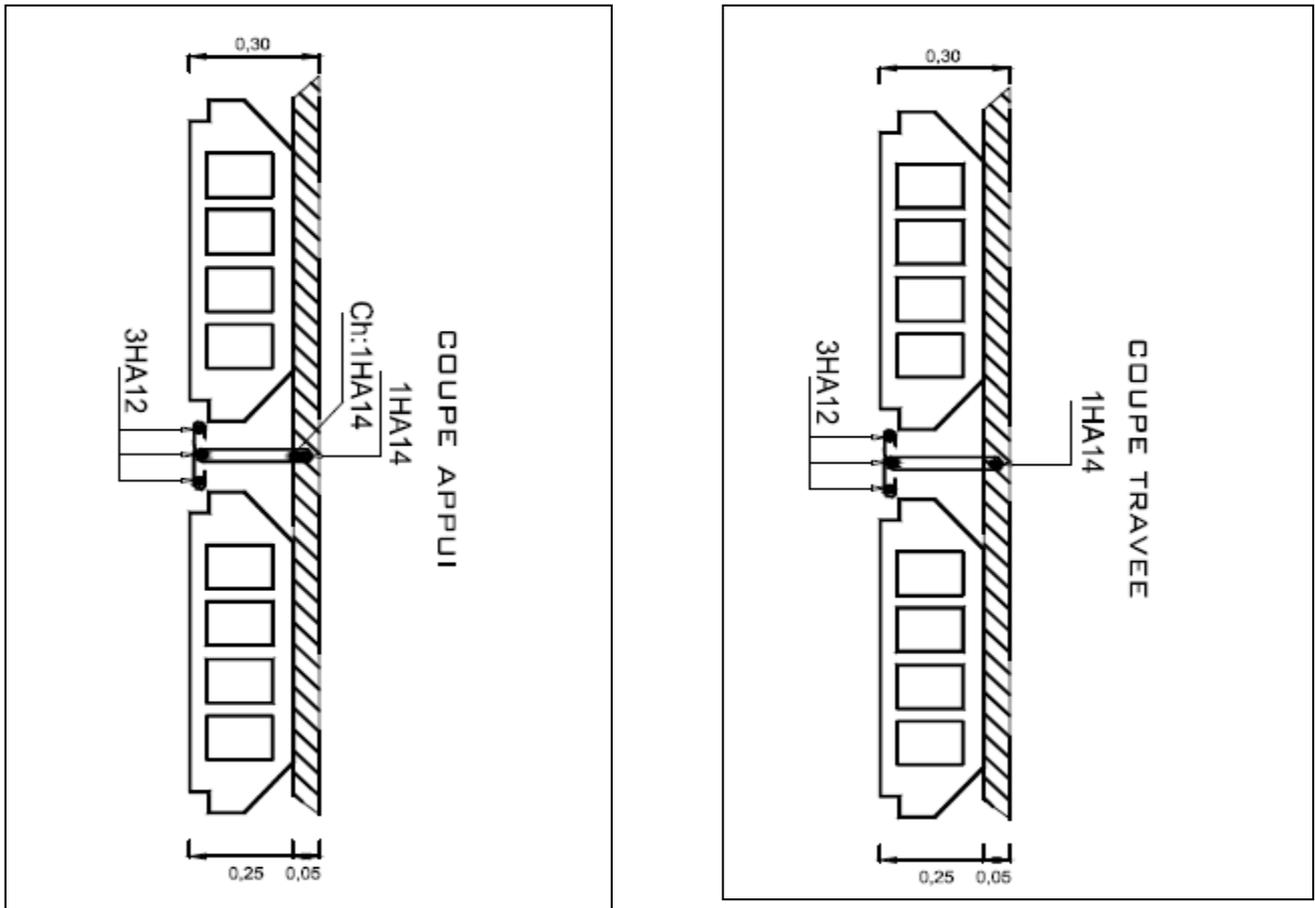
		A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
En Travée	Sens xx	3.65	1,36	3.65	4HA12=4.52
	Sens yy	2.58	1,28	2.58	4HA12=4.52
Sur Appui		1.26	1,36	1,36	4HA10=3.14

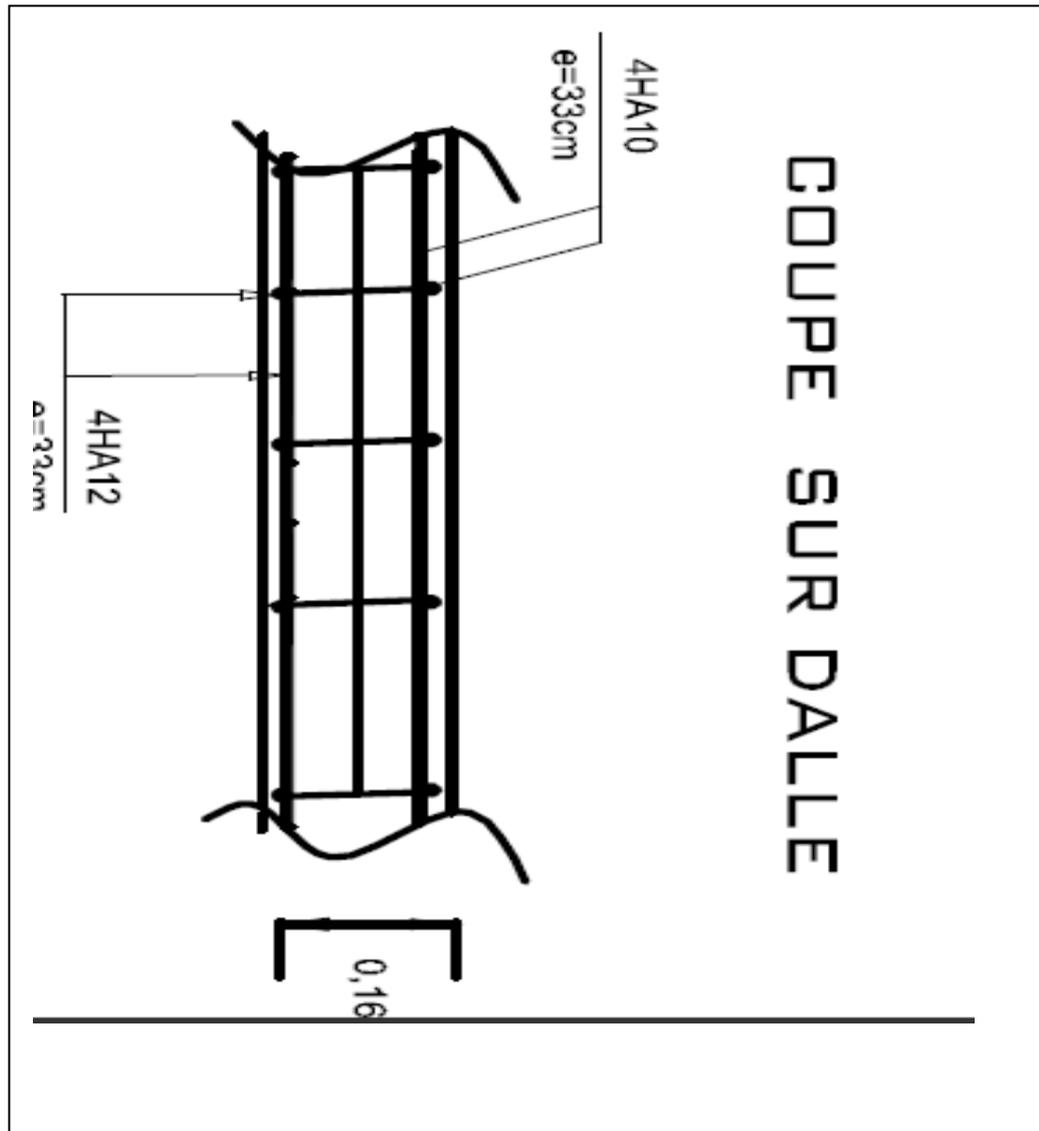
Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 1,77 \text{ Mpa .}$$

$$\tau_u = 1,77 < \tau_{ub} = 3,33 \text{ c.v}$$

$$\text{Avec } \tau_{ub} = 0,2 * f_{cj} / 1,5 \text{ .}$$

**FIG III-4-6 : ferrailage d'une dalle corps creux**



FigIII-4-7 : ferrailage d'une dalle plein

Chapitre IV :

=

ETUDE DYNAMIQUE

IV- ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction:

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une Libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la Couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon le géologue; le mouvement des plaques Terrestre appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en Six à quinze principale plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques Secondaires.

IV-1-1But de l'étude parasismique:

L'étude **parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie Civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à Différent niveau de la structure.

IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- * par la méthode statique équivalente.
- * par la méthode d'analyse modale spectrale.
- * par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1.Méthode statique équivalente : RPA99 (Art. 4.1.2)

a- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées Par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan Horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées

Successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la Structure.

b-Condition d'application de la méthode statique équivalent :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en

Élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant,

Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires

Suivantes :

Zone I :

- tous groupes.

Zone IIa :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

IV.2.2. La méthode dynamique:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets Engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision

Pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

IV.3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

- ✚ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Biskra** donc en Zone **I**.
- ✚ Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✚ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol **Ferme** catégorie **S2**.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode Statique équivalente.

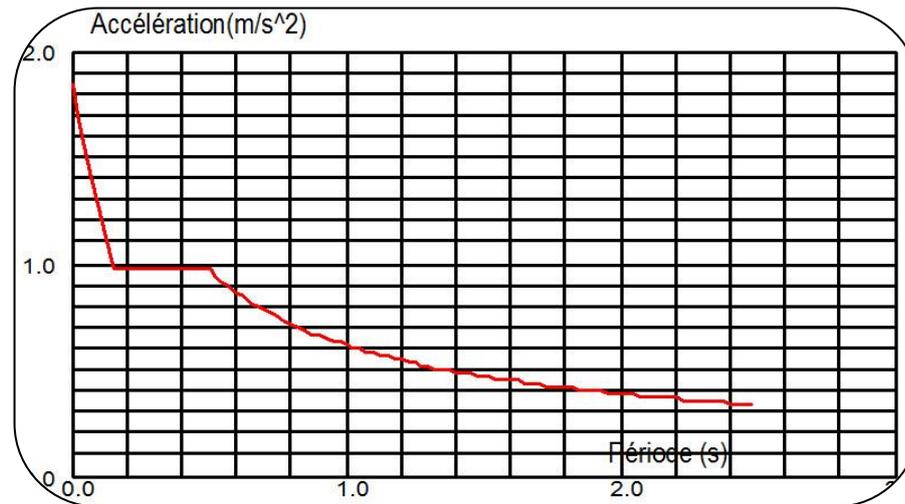
- ✚ La hauteur du structure : $h = 49.3 > 23$ m(zone**I**)

IV.3.1. Spectre de réponse de calcul.

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction

Suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$



Avec :

Fig .IV.1:Courbe de spectre repons

S_a/g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003*.

On prend : $\xi = 7$ $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003*, en fonction de système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. Q : facteur de qualité.

IV.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et

Commentaires.

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans Chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

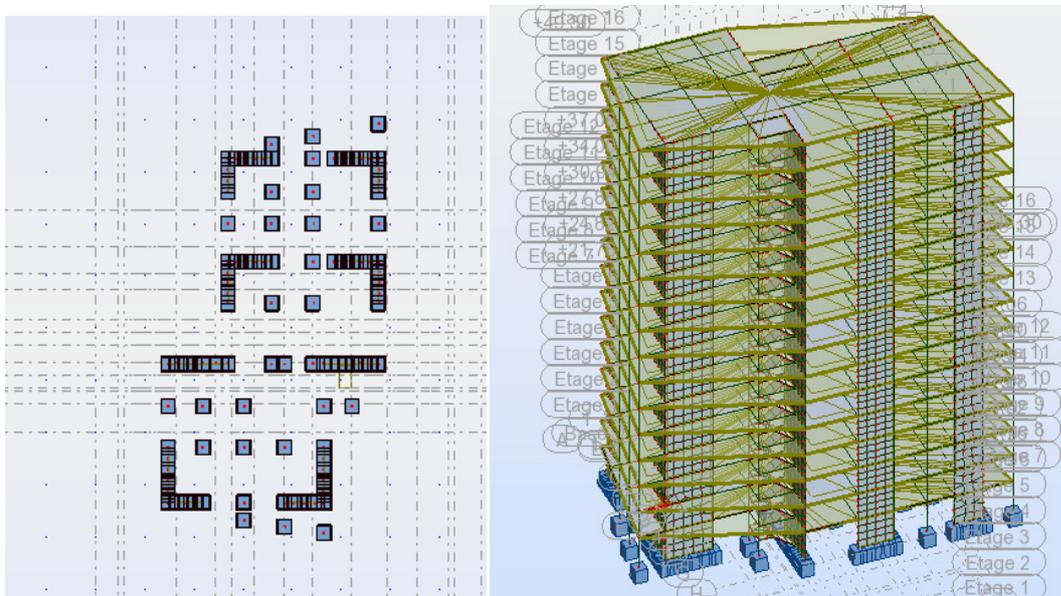


Figure IV.2. disposition des voiles

Cas/Mode	Période [sec]	masses Cumulées UX [%]	masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	1,17	0,53	66,23	0,53	66,23
5/ 2	0,92	68,19	66,73	67,66	0,50
5/ 3	0,80	68,22	67,35	0,02	0,62
5/ 4	0,28	68,40	84,45	0,18	17,10
5/ 5	0,23	85,14	84,71	16,74	0,26
5/ 6	0,20	85,22	85,00	0,08	0,29
5/ 7	0,13	85,28	90,88	0,06	5,88
5/ 8	0,10	91,27	90,95	6,00	0,07
5/ 9	0,09	91,34	91,14	0,07	0,18
5/ 10	0,08	91,34	91,16	0,00	0,02

Tableau .IV.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Remarques:

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ◆ La période fondamentale **T_y (dyn)= 1.17 s.**
- ◆ La période fondamentale **T_x (dyn)= 0.92 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la

méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T_e = 0,05 \times (49,3^{\frac{3}{4}}) = 0,93$. estimée par les méthodes empirique sa propriétés de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 49.3}{\sqrt{39.12}} = 0.71 \Rightarrow T_x = 0.71 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 49.3}{\sqrt{21.36}} = 0.96 \Rightarrow T_y = 0.96 \text{ sec}$$

On a dans le sens x-x: **T_{analytique} > 1.3 T_{empirique}**

Alors on choisit la période **T=1.3T_{empirique}**

site ferme (S₂) → T₂ = 0,40 sec

on a T₂ ≤ T ≤ 3,0 s D_x = 2,5 η (T₂/T)^{2/3}

donc : D_x = 1.26

On a dans le sens y-y: **T_{analytique} > 1.3 T_{empirique}**

Alors on choisit la période **T=1.3T_{empirique}**

site ferme (S₂) → T₂ = 0,40 sec

on a T₂ ≤ T ≤ 3,0 s D_y = 2,5 η (T₂/T)^{2/3}

Donc : D_y = 1.08

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

➤ R = 3.5

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non de la critère « q » d'après le T.A.B

4.4 (R.P.A 99)

on ressortir que :

$$Q_x=1.15$$

$$Q_y=1.15$$

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99)

(Selon le *RPA99version 2003*).

-Les schémas des trois premiers modes de vibration.

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles
- ◆ On a W = poids total de la structure KN .
- ◆ Donc $W= G+0.2Q$

$$W= 146611.97 \text{ kn}$$

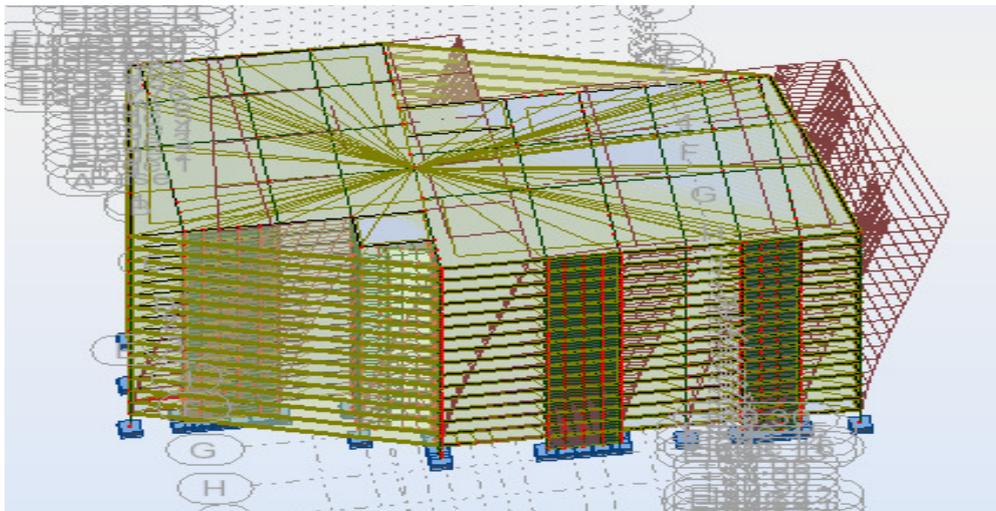


Figure. IV.3 Premier mode de vibration. Vue en plan (T1=1.17)

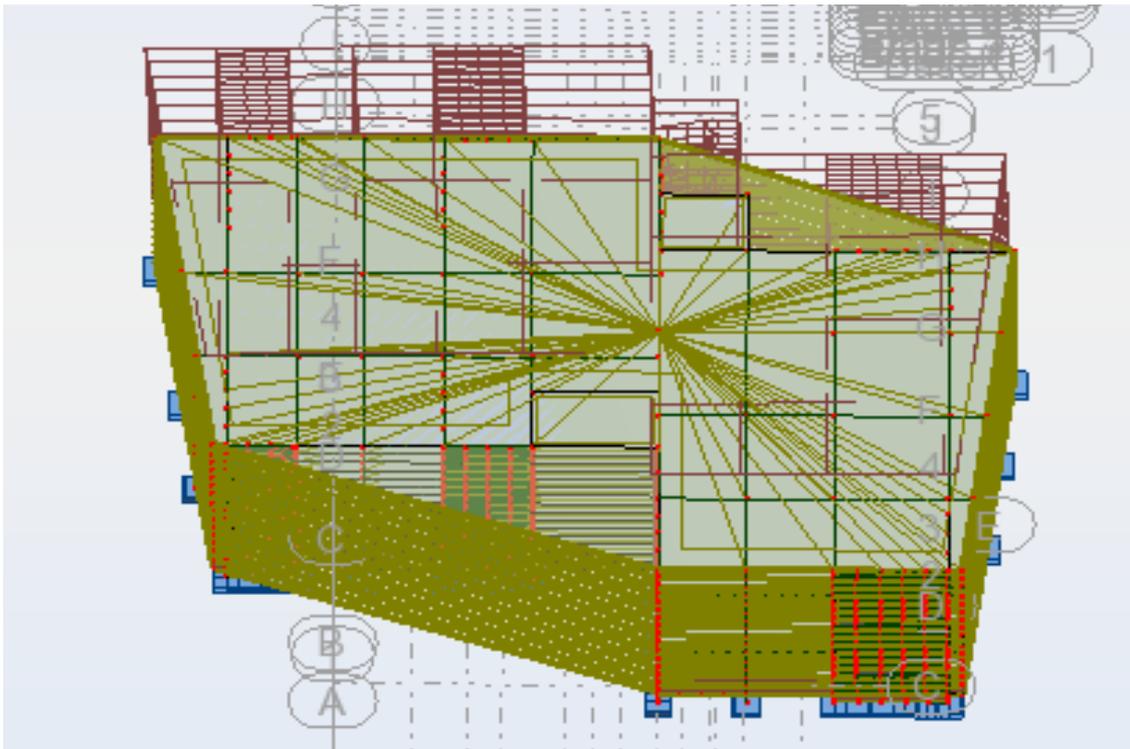


Figure. IV.4 Deuxième mode de vibration. Vue en plan (T2=0.92)

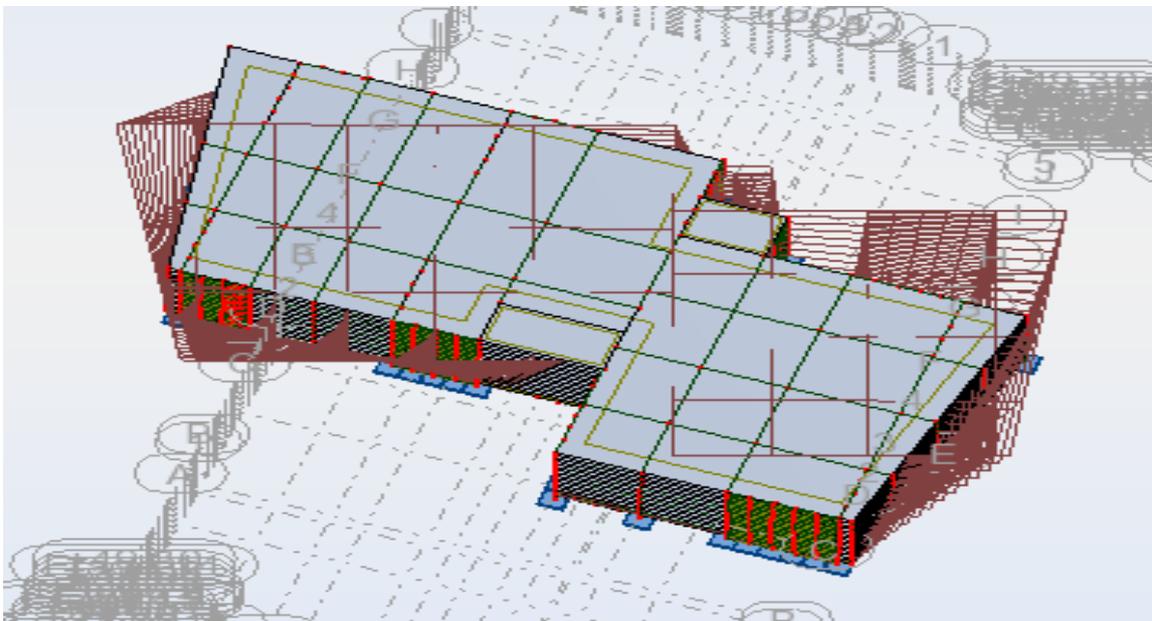


FIG IV-5 Troisième mode de vibration. Vue en plan T3 = (0.80)

-distribution horizontale des forces sismiques:

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [kN]	FY [kN]	MZ [kNm]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
4 (C)/1	18,71 9,78 2,11	-0,00	0,00	-0,00	188,11	-188,11	-92,33	92,33	-158408,63	-112612,31	-45796,33
4 (C)/2	18,71 9,77 5,33	-0,00	0,00	-0,00	121,27	-121,27	-50,82	50,82	-147141,76	-105078,26	-42063,50
4 (C)/3	18,71 9,77 8,39	-0,00	0,00	-0,00	101,22	-101,22	-160,29	160,29	-137303,41	-97882,09	-39421,32
4 (C)/4	8,71 9,77 11,45	-0,00	0,00	-0,00	38,95	-38,95	-100,05	100,05	-127450,63	-90762,02	-36688,61
4 (C)/5	8,71 9,77 14,51	-0,00	0,00	-0,00	31,06	-31,06	-100,36	100,36	-117390,13	-83520,30	-33869,83
4 (C)/6	8,71 9,77 17,57	-0,00	0,00	-0,00	24,48	-24,48	-99,40	99,40	-107550,50	-76483,23	-31067,28
4 (C)/7	8,71 9,77 20,63	-0,00	0,00	-0,00	16,79	-16,79	-97,35	97,35	-97710,88	-69468,26	-28242,61
4 (C)/8	8,71 9,77 23,69	-0,00	0,00	-0,00	10,08	-10,08	-94,50	94,50	-87871,25	-62474,29	-25396,96
4 (C)/9	8,71 9,77 26,75	-0,00	0,00	-0,00	1,16	-1,16	-90,90	90,90	-77810,74	-55322,91	-22487,83
4 (C)/10	8,71 9,77 29,81	-0,00	0,00	0,00	-5,36	5,36	-86,89	86,89	-67971,12	-48364,39	-19606,72
4 (C)/11	8,71 9,77 32,87	-0,00	0,00	0,00	-12,45	12,45	-82,33	82,33	-58131,49	-41417,93	-16713,56
4 (C)/12	8,71 9,77 35,93	-0,00	0,00	0,00	-18,05	18,05	-77,30	77,30	-48291,87	-34483,54	-13808,33
4 (C)/13	8,71 9,77 38,99	-0,00	0,00	0,00	-25,72	25,72	-71,86	71,86	-38231,36	-27383,66	-10847,70
4 (C)/14	8,71 9,77 42,05	-0,00	0,00	0,00	-28,26	28,26	-57,43	57,43	-28383,93	-20472,01	-7911,93
4 (C)/15	8,71 9,77 45,11	-0,00	0,00	0,00	-38,35	38,35	-54,50	54,50	-18535,08	-13572,43	-4962,65
4 (C)/16	8,65 9,84 48,17	-0,00	0,00	0,00	-38,41	38,41	-56,33	56,33	-8695,89	-6692,84	-2003,04

Tableau IV- 2 : les efforts réduits sur les voiles sens z :

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé

$$R=3,5$$

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent **plus de 20%** des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

$$\frac{Fz_{voiles}}{Fz_{total}} = \frac{45796.33}{158408.63} = 28.91\% > 20\% \quad (\text{condition vérifiée}).$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement assuré par des voiles porteurs dans ce système de contreventement :

. Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent **plus de 20%** des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

Donc notre système de contreventement est des voiles porteurs en béton armé $R=3.5$.

IV.5.Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

- ◆ D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la Base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales Orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

- ◆ A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003
En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est Dans une Zone de type I et un Groupe d'usage 2 .

Groupe D'usage	Zone			
	I	Ia	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.1	0,15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau .IV.3: coefficient d'accélération de zone A

Nous trouverons : $A = 0.10$

- ◆ D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie

de site du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ◆ Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site fermeS₂) : $T_2(S_2) = 0.4\text{sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

η est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 : $\eta = 7 \%$

D'où $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. IV.4 : Valeur de η (%) RPA 99

IV-6-Estimation de la période fondamentale.

T : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules

Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

- ♦ H_N : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 49.3 \text{ m}$$

- ♦ C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (49.3)^{3/4} = 0.93 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 49.3}{\sqrt{39.12}} = 0.71 \Rightarrow T_x = 0.71 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 49.3}{\sqrt{21.36}} = 0.93 \Rightarrow T_y = 0.93 \text{ sec}$$

- Sens longitudinal : $T_x = 0.71 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.93 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3,0$)

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal : $T_x = 0.71 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)
- Sens transversal : $T_y = 0.93 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3,0$)

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,48} \right)^{2/3}$$

$$D =$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,47} \right)^{2/3}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 1.26 \\ D_y = 1.08 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => **R = 3.5**

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Savaleur est déterminé par la formule : **Q = 1 + Σ P_q**

Critère q »	P _q		
	Observé	N/observé	condition
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	observé
Redondance en plan	0	0,05	observé
Régularité en plan	0	0,05	N. observé
Régularité en élévation	0	0,05	observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	N. observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	N. observé

Tableau IV-5 valeur des P_q

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1.15**

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) .

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]
5/ 1	Etage 1	973936,92	18,77 9,67 2,68
5/ 2	Etage 2	926968,23	18,77 9,67 5,85
5/ 3	Etage 3	926968,23	18,77 9,67 8,91
5/ 4	Etage 4	949491,90	18,77 9,67 11,98
5/ 5	Etage 5	926968,23	18,77 9,67 15,03
5/ 6	Etage 6	926968,23	18,77 9,67 18,09
5/ 7	Etage 7	926968,23	18,77 9,67 21,15
5/ 8	Etage 8	949491,90	18,77 9,67 24,22
5/ 9	Etage 9	926968,23	18,77 9,67 27,27
5/ 10	Etage 10	926968,23	18,77 9,67 30,33
5/ 11	Etage 11	926968,23	18,77 9,67 33,39
5/ 12	Etage 12	949491,90	18,77 9,67 36,46
5/ 13	Etage 13	926968,23	18,77 9,67 39,51
5/ 14	Etage 14	926968,23	18,77 9,67 42,57
5/ 15	Etage 15	926968,23	18,77 9,67 45,63
5/ 16	Etage 16	931196,44	18,79 9,70 48,71

$$W=w_i \quad \text{Avec : } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau : $W_i=W_{Gi}+0,2W_{Qi}$ Avec : $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

Donc : $W = \sum w_i = 146611.97 \text{ (kn)}$

Résumé des résultats :

sens	A	D	R	Q	W(KN)	V(KN)	0,8V
longitudinal	0.10	1.08	3.5	1.15	146611.97	5192.98	4154.384
transversal	0.10	1.26	3.5	1.15	146611.97	6082.33	4865.864

Tableau. IV.6:les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \Rightarrow Condition vérifiée

$V_{tx} = 6864.18 > 4865.864$ condition vérifiée

$V_{ty} = 5980.18 > 4154.384$ condition vérifiée

IV-7-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{array} \right.$$

$$T = 0,93$$

$$F_t = 391,70 \text{ kn}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

W_i ; W_j : poids revenant au plancher

Sens X :

Nv	wi (kN.m)	hi (m)	hi (m)	wi.hi (kN.m ²)	Fi X (kN)	Vk X (kN)
15	8137,27	3,06	49,30	401167,41	640,81	57,11
14	9091,30	3,06	46,24	420381,71	671,51	697,93
13	9099,67	3,06	43,18	392923,75	627,65	1369,43
12	9098,25	3,06	40,12	365021,79	583,08	1997,08
11	9311,34	3,06	37,06	345078,26	551,22	2580,16
10	9090,45	3,06	34,00	309075,30	493,71	3131,38
9	9090,45	3,06	30,94	281258,52	449,28	3625,09
8	9090,45	3,06	27,88	253441,86	404,84	4074,36
7	9311,34	3,06	24,82	231107,51	369,17	4479,20
6	9090,45	3,06	21,76	197808,28	315,97	4848,37
5	9090,45	3,06	18,70	169991,49	271,54	5164,34
4	9090,45	3,06	15,64	142174,70	227,11	5435,88
3	9311,34	3,06	12,58	117136,68	187,11	5662,99
2	9103,60	3,06	9,52	86666,29	138,44	5850,10
1	9089,17	3,06	6,46	58716,06	93,79	5988,54
0	10515,96	3,40	3,40	35754,26	57,11	6082,33

Tableau: IV-7-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteursens x

Sens y:

Nv	wi (kN.m)	hi (m)	hi (m)	wi.hi (kN.m ²)	Fi Y (kN)	Vk Y (kN)
15	8137,27	3,06	49,30	401167,41	547,12	48,76
14	9091,30	3,06	46,24	420381,71	573,32	595,88
13	9099,67	3,06	43,18	392923,75	535,87	1169,20
12	9098,25	3,06	40,12	365021,79	497,82	1705,07
11	9311,34	3,06	37,06	345078,26	470,62	2202,89
10	9090,45	3,06	34,00	309075,30	421,52	2673,51
9	9090,45	3,06	30,94	281258,52	383,58	3095,03
8	9090,45	3,06	27,88	253441,86	345,65	3478,61
7	9311,34	3,06	24,82	231107,51	315,19	3824,26
6	9090,45	3,06	21,76	197808,28	269,77	4139,44
5	9090,45	3,06	18,70	169991,49	231,84	4409,22
4	9090,45	3,06	15,64	142174,70	193,90	4641,05
3	9311,34	3,06	12,58	117136,68	159,75	4834,95
2	9103,60	3,06	9,52	86666,29	118,20	4994,70
1	9089,17	3,06	6,46	58716,06	80,08	5112,90
0	10515,96	3,40	3,40	35754,26	48,76	5192,98

Tableau: IV-8-Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteurSens y**IV.8. Verification les déplacements: art 4.4.3 p37**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique F_i

R : coefficient de comportement = 3.5

Δ_K : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (EX et EY).

Nv	hK (Cm)	$\delta_{ek X}$ (Cm)	$\delta_k X$ (Cm)	$\Delta_k X$ (Cm)	1% h (Cm)	Resutats
0	/	/	/	0	/	/
1	340	0,10	0,35	0,35	3,40	Condition Vérifiée
2	306	0,40	1,40	1,05	3,06	Condition Vérifiée
3	306	0,70	2,45	1,05	3,06	Condition Vérifiée
4	306	1,00	3,50	1,05	3,06	Condition Vérifiée
5	306	1,50	5,25	1,75	3,06	Condition Vérifiée
6	306	1,90	6,65	1,40	3,06	Condition Vérifiée
7	306	2,40	8,40	1,75	3,06	Condition Vérifiée
8	306	2,90	10,15	1,75	3,06	Condition Vérifiée
9	306	3,40	11,90	1,75	3,06	Condition Vérifiée
10	306	4,00	14,00	2,10	3,06	Condition Vérifiée
11	306	4,50	15,75	1,75	3,06	Condition Vérifiée
12	306	5,00	17,50	1,75	3,06	Condition Vérifiée
13	306	6,00	21,00	3,0	3,06	Condition Vérifiée
14	306	6,50	22,75	1,75	3,06	Condition Vérifiée
15	306	6,90	24,15	1,40	3,06	Condition Vérifiée

Tableau .IV.9 : Déplacements absolus pour le sens x-x .

Donc: $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$ sont inférieurs à $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$.

Nv	hK	$\delta_k X$	$\delta_{ek} X$	$\Delta_k X$	1% h	Resutats
	(Cm)	(Cm)	(Cm)	(Cm)	(Cm)	
0	/	/	/	0	/	/
1	340	0,20	0,70	0,70	3,40	Condition Vérifiée
2	306	0,50	1,75	1,05	3,06	Condition Vérifiée
3	306	0,90	3,15	1,40	3,06	Condition Vérifiée
4	306	1,40	4,90	1,75	3,06	Condition Vérifiée
5	306	2,00	7,00	2,10	3,06	Condition Vérifiée
6	306	2,60	9,10	2,10	3,06	Condition Vérifiée
7	306	3,30	11,55	2,45	3,06	Condition Vérifiée
8	306	4,00	14,00	2,45	3,06	Condition Vérifiée
9	306	4,80	16,80	2,80	3,06	Condition Vérifiée
10	306	5,50	19,25	2,45	3,06	Condition Vérifiée
11	306	6,20	21,70	2,45	3,06	Condition Vérifiée
12	306	6,90	24,15	2,45	3,06	Condition Vérifiée
13	306	8,30	29,05	2,45	3,06	Condition Vérifiée
14	306	9,00	31,50	2,45	3,06	Condition Vérifiée
15	306	9,60	33,60	2,10	3,06	Condition Vérifiée

Tableau .IV.10 : Déplacements absolus pour le sens y-y

Justification de la largeur des joints sismiques

$$d_{\min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

sens x-x

$$\delta_1 = 845.25 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 845.25 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = 1705.50$$

sens y-y

$$d_{\min} = 3375 \text{ mm}$$

IV.9. Caractéristique géométrique et massique:**A. CENTRE DE MASSE :****Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considéré est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme). Il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .

b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

➤ Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

➤ -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)
RDC	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
1	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
2	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
3	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
4	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
5	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
6	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
7	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
8	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
9	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
10	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
11	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
12	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
13	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
14	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83
15	146611.97	18.77	9.67	7.63	10.83

Tableau .IV.8:Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité

excentricité :c-

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

d-L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 21.36m$ $e_{ax} = 1,068 m$
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 39.12 m$ $e_{ay} = 1.95 m$

L'excentricité a prendre dans le calcul :

- $e_{ax} = 0.01 m$
- $e_y = 0.73 m$

IV.10.Justification de l'effort P-Δ : art 5.9 p40

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante

est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Nv	Pk	VKx	Vky	θ_x	θ_y	Resutats	
	(kN)	(kN)	(kN)	Sans unité	Sans unité	Suivant X	Suivant Y
0	10515,96	57,11	48,76	0,02191	0,05133	OK	OK
1	9089,17	93,79	80,08	0,03114	0,03647	OK	OK
2	9103,60	138,44	118,20	0,02113	0,03300	OK	OK
3	9311,34	187,11	159,75	0,01599	0,03121	OK	OK
4	9090,45	227,11	193,90	0,02143	0,03013	OK	OK
5	9090,45	271,54	231,84	0,01434	0,02520	OK	OK
6	9090,45	315,97	269,77	0,01541	0,02526	OK	OK
7	9311,34	369,17	315,19	0,01351	0,02215	OK	OK
8	9090,45	404,84	345,65	0,01202	0,02253	OK	OK
9	9090,45	449,28	383,58	0,01300	0,01777	OK	OK
10	9090,45	493,71	421,52	0,00986	0,01617	OK	OK
11	9311,34	551,22	470,62	0,00905	0,01483	OK	OK
12	9311,34	493,71	421,52	4559,94775	0,01656		OK
13	9098,25	449,28	383,58	0,02169	0,01778	OK	OK
14	9099,67	404,84	345,65	0,01204	0,01974	OK	OK
15	8137,27	369,17	315,19	0,00944	0,01659	OK	OK

Tableau. IV. 12: Vérification de l'effet P- Δ pour le sens longitudinal

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k. Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : hauteur de l'étage k.

$$\Theta_{\max} = 0.5133$$

Effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés

Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1-\theta_k) = 1.05$

Nou constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée

IV.11. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_R} \geq 1,5$$

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

- Sens longitudinal:

Vérifications:

$$M_s = 146611.97 \times \left(\frac{39.12}{2}\right) = 2867730.133 \text{ kn.m}$$

$$M_r = 174776.949$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 16.40 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

➤ Sens transversal

Vérifications:

$$M_s = 146611.97 \times (21.36/2) = 1565815.84 \text{ kn.m}$$

$$M_r = 17130.938 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 9.1 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

IV.12.Conclusion:

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

VI-2.Effet du vent :

VI-2-1. Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

La direction. L'intensité. La région. Le site d'implantation de la structure et leur environnement. La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

VI-2-2-Le calcul :

On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes :

- manque de données sur la construction voisine (la géométrie ; la durée de sa construction..)
- un plus de sécurité.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction.

VI-2-3-Données relatives au site: (d'après RNV 2013)

Site

$C_t = 1$

Zone: III

$q_{réf} = 500 \text{ N/m}^2$

Terrain de catégorie III

$K_T = 0.215$

$Z_0 = 0.3 \text{ m}$

$Z_{min} = 5 \text{ m}$

$\epsilon = 0.61$

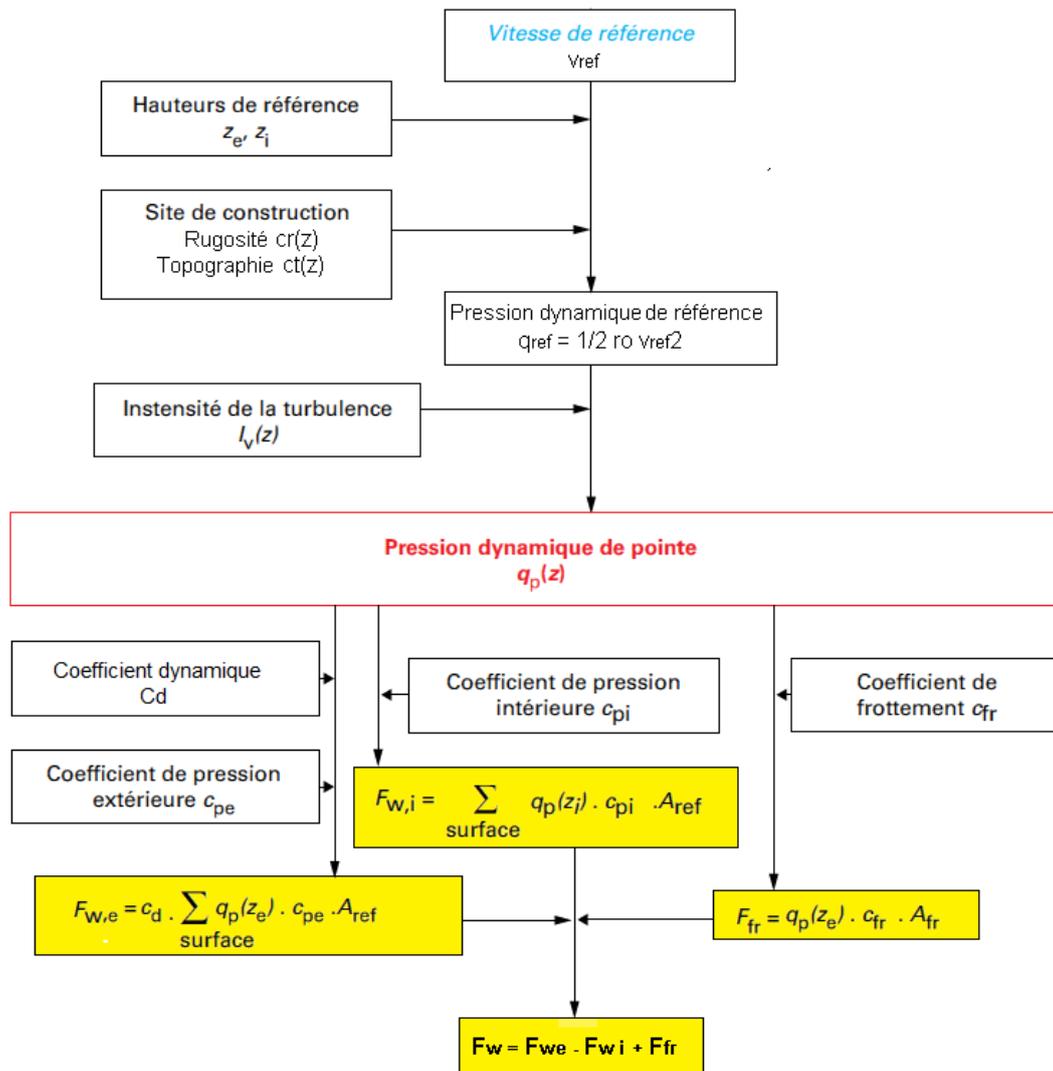
VI-2-4-Générer Les Charges De Vent Automatiquement. (Robot)

On peut simuler et générer les charges de vent directement dans le logiciel Robot, ou exporter votre structure vers Autodesk Simulation CFD

Robot utilise la technologie Autodesk Simulation CFD pour simuler l'écoulement d'air autour de notre structure. Cette technologie de simulation du vent sert de tunnel de vent et nous permet de visualiser des cartographies de pression colorées sur notre modèle afin de comprendre les effets du vent, même avec des structures complexes.

Plusieurs paramètres de vent sont disponibles, tels que la direction, la vitesse et la pression du vent. Nous pouvez également spécifier le niveau du sol et les éléments exposés au vent. Par défaut, la direction du vent est définie dans le repère global et dans la direction X positive

Organigramme des étapes de calcul au vent



Conclusion :

Après calcul nous avons constaté que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

Chapitre V:

Ferraillage Des Éléments Structuraux

V : Ferrailage Des Eléments Structuraux

V.1 : Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants se fait suivant le BAEL91 mod99 et le règlement parasismique algérien RPA99 v2003, Les éléments résistants qui reprennent l'action sismique sont : Poteaux, Poutres et Voiles.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants, accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

V.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

V .2.1 : Les Poteaux :

Les poteaux sont soumis à des moments fléchissant en tête et à la base dans les sens transversaux et longitudinaux et aussi à des efforts normaux et des efforts tranchants. Ils seront donc calculés en flexion composée et la fissuration étant comme peu préjudiciable.

Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau V.1 : Caractéristique mécanique des matériaux

V .2.2 : Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

a) Selon BAEL 91 :

À E.L.U : 1,35 G +1,5 Q

À E.L.S : Q+G

b) Selon le R.P.A 99:

Ce sont des combinaisons qui tiennent en compte les charges sismiques E.

$$G + Q + E \text{ (1)}$$

$$0.8 G + E \text{ (2)}$$

➤ **Les poteaux :**

- **A l'ELU :** $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots$ (BAEL 91)
- **à l'ELS :** $G + Q$
- **accidentelle :** $0.8 G \pm E \dots\dots$ (RPA99)

➤ **Les poutres :**

- **A l'ELU :** $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots$ (BAEL 91)
- **à l'ELS :** $G + Q$
- **accidentelle :** $G + Q \pm E \dots\dots$ (RPA99)

$$0.8 G \pm E$$

➤ **Pour les voiles :**

- $G + Q \pm E \dots\dots$ (RPA99)
- $0.8 G \pm E$

V.2.3 : Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique I sera de :
 - $A_s \geq 0.7\% b \cdot h$ en zone I.
- Leur pourcentage maximal :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 - 40ϕ en zone I.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - 25 cm en zone I.

V-2-3-1-Vérification de la section de poteau selon RPA : (ART 7.4.3.1 p 50)

dans le but d'éviter ou limiter le risques de ruptures fragiles sous sollicitation d'ensembles dues au séisme . L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière

F_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{N_d}{0.85 * 0.80 \times f_{c28}} \Rightarrow \nu = \frac{5149850}{0,80 \times 0,85 \times 25} \equiv 0,30$$

$$\nu = 0,30 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

V.2.4 : Calcul de ferrailage des poteaux

- **Poteaux de section :(80×85) cm²**

ELU		G + Q + E		0,8G + E		ELS	
N_{\max} (KN)	M_{COR} (KN.m)	M_{MAX} (KN.m)	N_{cor} (KN)	N_{\min} (KN)	M_{cor} (KN.m)	N_{\max} (KN)	M_{COR} (KN.m)
5560.16	23.08	278.28	4972.06	20.90	21.71	4058.08	16.75

Tableau V.2 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

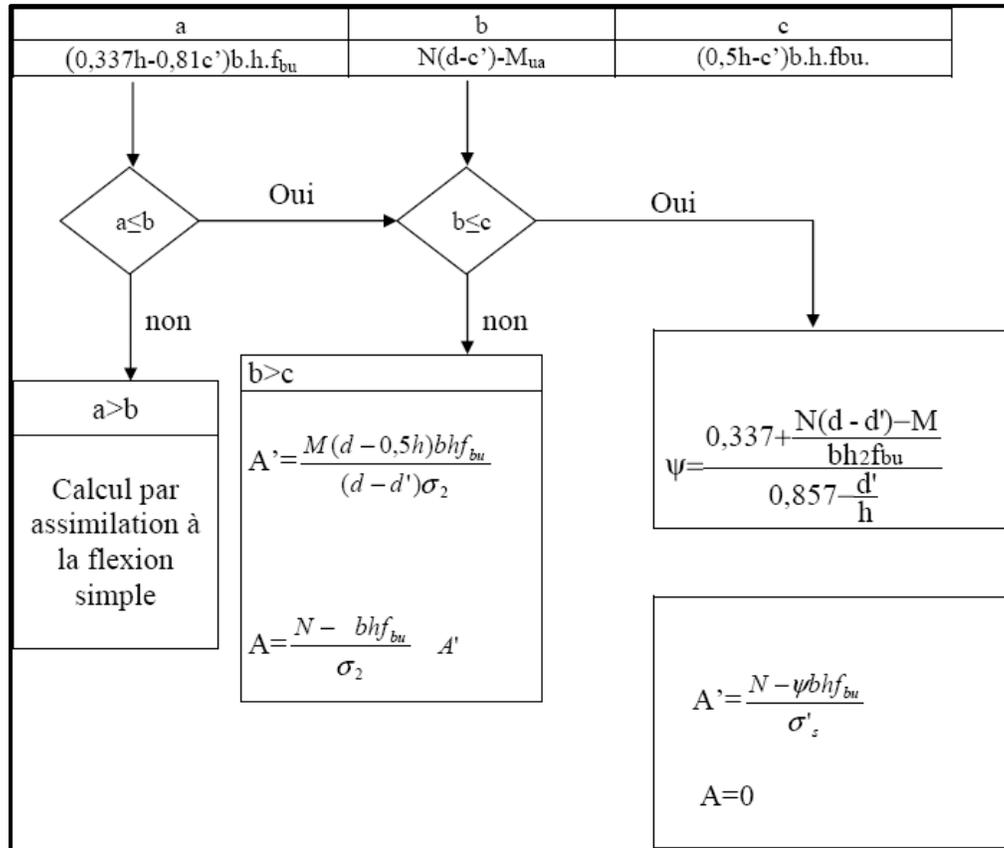


Figure .V.1: Organigramme de calcul du ferrailage en flexion composée.

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de Stabilité de forme conformément à L'article. A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul.

➤ **1^{er} cas E.L.U :**

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a = e_0 + e_a$$

✓ e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant

Application des excentricités additionnelles.

✓ e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

✓ e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après Exécution).

$$e_a = \max(2\text{cm}, L/250)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}, 340/250) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{cor}}}{N_{\text{max}}} = \frac{23.08}{5560.16} = 0.00415096 \text{ m}$$

$$e_1 = 0.00415096 + 0.02 = 0.0241 \text{ m}$$

- Excentricité due aux effets du second ordre e_2 :

$$S \frac{l_f}{h} < \max(15; 20 \cdot e_1/h)$$

✓ l_f : la longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 340 = 2.38 \text{ m}$$

$$\frac{2.384}{0.80} = 2.975 < \max(15; 0.60)$$

□ □ **Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire**

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot \square} \cdot (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h} = 11.39 \quad \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot (2.38)^2}{10^4 \times 0.80} \cdot (2 + 0.83 \times 2) = 0.0054378$$

	e_0 (m)	e_a (m)	e_1 (m)	e_2 (m)	e (m)
Excentricité	0.00415	0.02	0.0241	0.0054378	0.03366

Le center de pression se trouve à l'intérieur de la section sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée.

$$M_{\text{corrigé}} = N \times e = 5560.16 \times 0.03366 = 53.3 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 3266.63 \text{ kN} ; M_{\text{corr}} = 53.3 \text{ kN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$C' = 4 \text{ cm}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua} ;$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$M_{\text{corrigé}}$ KN.m	A (MPa)	B (MPa)	M_{ua}
50	2.082	1.999	1.948

$$N(d - c') - M_{ua} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
 (A)

A > B, Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = 0.008 < \mu_1 = 0.392$$

(Pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.0100$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = -0.0 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = -15.97 < 0 \rightarrow A = 0$$

μ	α	β	$A_f \text{ cm}^2$	$A \text{ cm}^2$
0.008	0.0100	0.995	-0.02	0

➤ 2^{eme} cas G+Q± E :

$$M_{\max} = 278.28 ; N_{\text{cor}} = 4972.064 \text{ KN.m}$$

	$e_0 \text{ (m)}$	$e_a \text{ (m)}$	$e_1 \text{ (m)}$	$e_2 \text{ (m)}$	$e \text{ (cm)}$
Excentricité	0.05596875	0.02	0.075	0.0054378	0.0614

Le canter de pression se torve à l'intérieur de la section Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \quad (A)$$

$$(B)$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa} , \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \dots \dots$$

$M_{\text{corrigé}} \text{ KN.m}$	A (MPa)	B (MPa)	$M_{ua} \text{ (MN.m)}$
301	2.156	2.095	1.485

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

μ	α	z	$A_f \text{ cm}^2$	A cm^2
0.047	0.06	0.74	0.01	00

➤ 3^{eme} cas 0,8G+E :

$$N_{\min} = 20.90 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 21.71 \text{ KN.m}$$

	$e_0 \text{ (m)}$	$e_a \text{ (m)}$	$e_1 \text{ (m)}$	$e_2 \text{ (m)}$	e (m)
excentricité	1.038	0.02	1.058	0.00543	1.73

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \quad (A)$$

$$(B)$$

$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$

$M_{\text{corrigé}} \text{ (KN.m)}$	A (MPa)	B (MPa)	$M_{\text{au}} \text{ (MN.m)}$
20	2.808	0.029	-0.014

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

μ	α	z	$A_f \text{ cm}^2$	A_{cm}^2
0.003	00	0.76	0	00

V-2-4-1- Vérification des sections :

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale : $A_{s \text{ min}} = 0,7\% (b \cdot h)$ (zone I).

$$A_{s \text{ min}} = 0,7\% (b \cdot h) = 0.007 \times 80 \times 85 = 47.6 \text{ cm}^2$$

V-2-4-2- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\text{min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 80 \times 76 \times \frac{2.1}{400} = 7.341 \text{ cm}^2$$

	$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2)$	$A_{\text{min BAEL}} \text{ (cm}^2)$	$A_{\text{RPA}} \text{ (cm}^2)$	$A_{\text{max}} \text{ (cm}^2)$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2)$
ELU	00	7.341	47.6	47.6	8HA20+4HA25+6HA16
G+Q±E	00			47.6	
0.8G±E	00			47.6	

Tab.V-3 : Le choix des sections

V-2-4-3- Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ($N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}}$).

La fissuration est considérée préjudiciable (cas du poteau de rive) donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = \max(200 ; 201.63)\sigma_s$
 $= 201.63 \text{ MPa}$

-Les poteaux sont calculés en flexion composée :

$M_{corr} = 16.75 \text{ (KN.m)} ; N_{max} = 4058.08 \text{ (KN)}$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{16.75}{4058.08} = 0,0041275\text{m} = 0,412 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.412 < \frac{h}{6} = 13.33$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A)$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

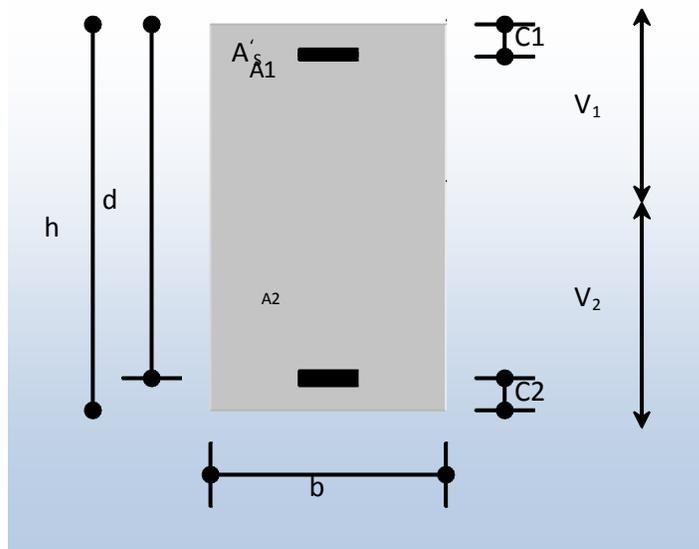


Figure.V.2. Section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{B_0}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1$$

B_0 (cm)	v_1	v_2	I_{xx} cm^2	K	σ_0	σ_b
7072	36.70	43.29	5237461.80	0.0031985	5.73	5.85

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')]$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_2)]$$

σ_s^1	σ_s^2	σ_s	
87.56	87.51	201.63	CV

$$\sigma_s^1 = 87.56 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 87.51 \text{ MPA} \leq 201.63 \text{ MPA} \dots (\text{C.V})$$

V-3- Armatures transversales :

V-3-1- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise la section d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 325.42 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b \times d}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

V (N)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	
325420	80	760	0.5352	1.00	CV

V-3-2- Calcul d'armature transversale :

Selon (RPA99 version 2003 :7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=235MPa$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g > 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.38}{0.88} \right); \lambda_g = (2.975) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15cm)$. en prend $t = 15$ cm

La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t=15$ cm en zone nodale et $S_t =15$ cm dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 325420 \times 100}{800 \times 400} = 381.35 \text{ mm}^2 = 3,81 \text{ cm}^2$$

Soit (4cadre T12=4.52 cm²)

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 325420 \times 150}{800 \times 400} = 572.20 \text{ mm}^2 = 5.72 \text{ cm}^2$$

Soit (6cadre T10 + 2 cadre T8 =5.72 cm²)

V-3-2-1- Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 80 = 2.4 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 80 = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_c; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30\text{cm}; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ Condition Vérifier

les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{PO1}(\text{cm}^2)$	$A_{\max}(\text{Cm}^2)$	N ^{omb} res barres	$A_{\text{adapt}}(\text{cm}^2)$
80*85	47.6	8HA20+6HA16+4HA25	56.83

Tableau. V.4 :ferraillage des poteaux.

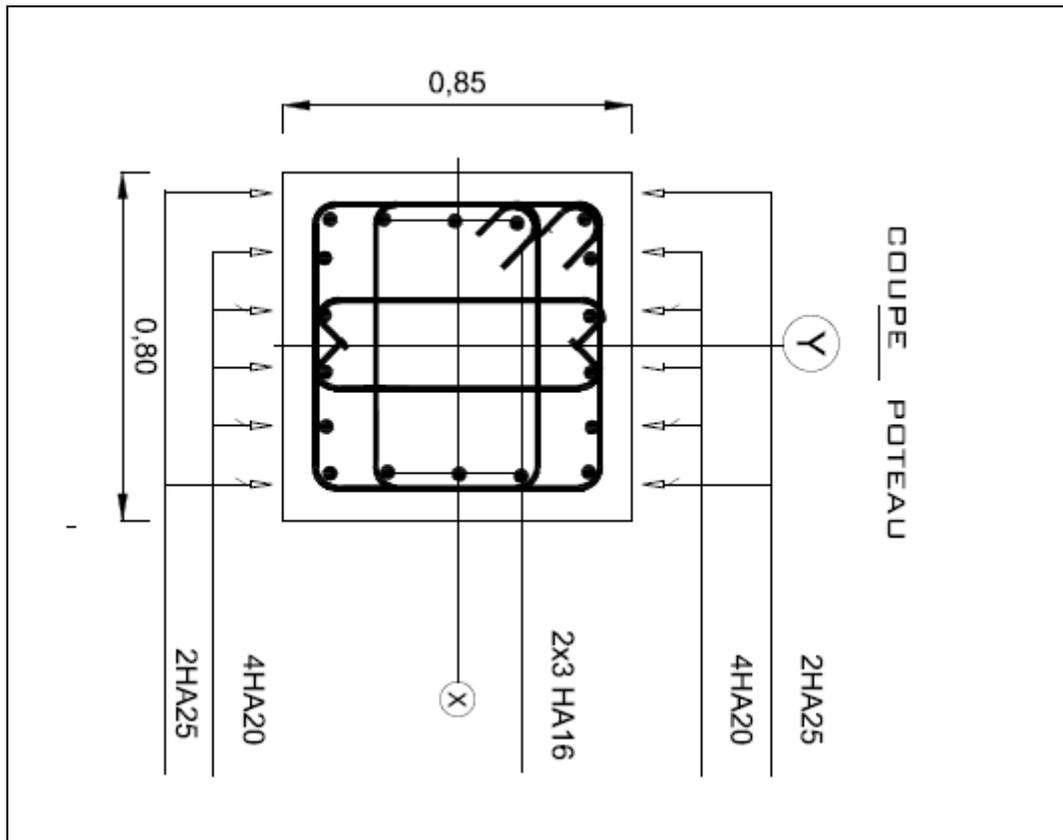


Fig. V.3 : Schéma de ferraillage des poteaux.

V.4. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Ce sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L. S vis-à-vis la durabilité.

V-4.1. LES COMBINAISONS DE D' ACTIONS :

- ✓ À l'ELU \longrightarrow $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots$ (BAEL 91)
- ✓ À l'ELS \longrightarrow $G + Q \dots\dots\dots$ (BAEL 91)
- ✓ Accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E \dots\dots\dots \text{(RPA 99)} \\ 0,8 G \pm E \dots\dots\dots \text{(RPA 99)} \end{cases}$
- ✓ Combinaisons de températures: (d'après S.M.K el HASSER et S.SAKROUI)
 $\left. \begin{array}{l} G+1.2Q+T \\ G+Q+C_n+ \\ G+1.5Q+1.5C_n+T \\ G+Q+\alpha_w * C_e+T \end{array} \right\} \text{ (centre national d'étude et de recherche du bâtiment)}$

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison $(0.8G \pm E)$ donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

V.4.2 LE FERRAILAGE:**V.4.2.1.Poutre principale (35x50)**

Combinassions	ELU (kn.m)		ELS Kn.m		G+Q+E Kn.m	0.8G+E Kn.m
	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Ma
Valeur	261.32	111.91	189.91	81.34	228.64	203.57

TABLEAU V-5 : résultat du moment**REMARQUE:**

Les moments sous la combinaison de températures et inférieurs par apports la combinaison de ELU-ELS et les combinaisons accidentelles

Donc Nous ne le prenons pas en considération

V-4-2-2- Calcul des armatures en travées:

- ELU :

$$M_{ult} = 111.910 \text{ k N.m} \quad F_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$C' = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{111910}{350 \times (465^2) \times 14.2} = 0.104 \leq \mu_l = 0.392 \dots\dots A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{111910}{0.944 \times 47 \times 400} = 7.24 \text{ cm}^2$$

	M (KN.M)	μ	μl	β	Acal (cm ²)
traveé	111.91	0.1048	0.392	0.944	7.24

V-4-2-3: FERRAILLAG SUR APPUI

La combinaison : (G+Q+E)

$$M_{a \max} = 228.640 \text{ kN.m} \quad \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{228640}{35 \times 46.5^2 \times 18.5} = 0.159$$

Donc : $\mu < \mu_l$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{228640}{0.912 \times 47 \times 400} = 13.33 \text{ cm}^2$$

	M (kn.m)	μ	μl	β	Acal (cm ²)
Appuis	228.640	0.160	0.392	0.912	13.33

V-4-3- Vérification nécessaire pour les poutres :

V-4-3-1- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0.23 \times 35 \times 47 \times \frac{2.1}{400} = 1.980 \text{ cm}$$

V-4-3-2- Pourcentage minimal d'armature : (BAEL ART B6.4)

$$A_{\min} \text{ (BAEL)} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 50 \times 35 = 1,75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$ (art 7.5.2.1 p 52 RPA2003)

$$A_{\text{PRA}} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 35 = 8.75 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} , A_{\text{BAEL}} , A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} , A_{\text{min}}^{\text{RPa}})$$

❖ Tableau Récapitulatif

ELU	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{RPa}}$ (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travée	7.24	1.98	8.75	1.75	7.24	3HA14+3HA14= 9.24
G+Q+E	A_{cal} (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{RPa}/2}$ (cm ²)	$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}}$ (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
sur appui	13.33	1.98	8.75	1.75	13.33	3HA14+3HA14+ 3HA14=13.86

V-4-4- Vérification à l' E.L.S La combinaison : (G+Q)

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaires il 'inégalité suivant est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} , \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Traveé	0.134	111910	81340	1.375	25	0.43	v

V-4-4-1- Vérification de La Contrainte De Cisaillement : (BAEL 91 (art.

A.5.1.1)

$$T_u^{\max} = 136230 \text{ N}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{299850}{350 \times 470} = 1.82 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (fissuration peupré judiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.82 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

V-4-4-2- Les Armatures Transversales

❖ Le diamètre des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, \Phi, b_0/10)$ d'après **Le (BAEL A7.2.2.)**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35}; 1.2; \frac{35}{10} \right) = 1.2 \text{ cm soit: } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures transversales (RPA99 (art 7.5.2.2) Pag 53)**
- **Dans la Zonenodal** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \Phi, \right\}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{\square\square}{\square}; 14.2 \right)$$

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

- **Dans la zone courante:**

$$s'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \quad s'_t = 20 \text{ cm}$$

- La Longauer da la Zonenodale : $L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$
- **La quantité des armatures transversales BAEL: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \Rightarrow S_t = 20$$

❖ **RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) pag 53**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Avec:

b: Largeur de la section et

S: L'espacement des armatures transversales.

- **La quantité des armatures transversales :** BAEL91: (art A.5.1,2)

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{35 \times 20 \times 0.4}{235} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{rpa} = 1.57 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_t = 1.57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

V-4-4-3- État Limite de déformation

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions

Suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée :

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

$$50 / 625 = 0.08 \geq 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

$$0.0105 \geq 0.0053 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.5. Les poutre secondaire (30*40) :**V.5.1. Calcule le ferrailage :**

✓ En Travée (À l'ELU)

ELU	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre secondaire	68480	0.117	0.392	0.156	0.937	5.86

✓ Ferrailage sur appui : La combinaison : (G+Q+E)

G+Q+E	M (N.m)	μ	μ_t	α	β	A_{cal} (cm ²)
Poutre secondaire	131660	0.173	0.392	0.240	0.904	11.82

V-5-2- Vérification nécessaire pour les poutres :**V-5-2-1- La condition de non fragilité : (BAEL art A4.2)**

$$A_{min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1.34 \text{ cm}$$

V-5-2-2- Pourcentage minimal d'armature : (BAEL ART B6.4)

$$A_{min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$. (RPA art 7.5.2.1)

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 340 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{BAEL}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPa})$$

❖ **Tableau Récapitulatif**

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{RPa} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)
En travées	5.68	1.34	6	1.2	5.68	3HA12+3HA12= 6.79

	A_{cal} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	$A_{min}^{RPA/2}$ (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
sur appui	11.82	1.34	6	1.2	11.8	3HA12+3HA14+3HA14= 12.63

V-5-2-3- Vérification à l' E.L.S La combinaison : (G+Q)

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Traveé	0.156	68480	49840	1.37	25	0.43	V

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

V-5-2-4- Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art.**A.5.1.1)**

$$T_u^{\max} = 119140 \text{ N}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{119140}{300 \times 370} = 1.07 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.07 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

➤ **Les Armatures Transversales (BAEL art A7.2.2) .**

❖ Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ $\phi_t \leq \min$

$$\left\{ \frac{h}{35}, \Phi_t, \frac{b}{10} \right\} \phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1.6; \frac{30}{10} \right) = 1.14 \text{ cm soit } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

➤ **Espacement des armatures transversales : (RPA99(art 7.5.2.2) pag 53**

❖ **Dans la Zonenodal** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right\}$

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4}; 19.2 \right) = 7.5$$

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

❖ **Dans la zone courante:**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \quad \longrightarrow \quad s_t' = 15 \text{ cm}$$

❖ La Longuer da la zone nodale : $L' = 2 \times h = 80 \text{ cm}$

➤ **La quantité des armatures transversales BAEL91: (art A.5.1, 2)**

$$S_t \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **RPA 99version2003: (art 7.5.2.2) pag 53**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **La quantité des armatures transversales : BAEL91: (art A.5.1,2)**

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 15 \times 0.4}{235} = 0.76 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

Soit : $A_t = 1.35 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre	position	N ^{nbr} des barres	A _{adapt} (cm ²)
P.P(35×50)	Traveé	3HA14+3HA14	9.24
	Appui	3HA14+3HA14+3HA14	13.86
P.S(30×40)	Traveé	3HA12+3HA12	6.79
	Appui	3HA12+3HA14+3HA14	12.63

TABLEAU V-6 : choix d'armature

V.6. Ferrailage des voiles :

V-6-1. Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments. Les efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers strans versaux.

1) Types d'armatures :**V-6-2- Armatures verticales :**

Lorsqu'une partie du voile étendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

V-6-3- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%:

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

V-6-4- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V-6-4-1- Règles communes:

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
 - ✓ en zone courante 0,10%

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$ $St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}; \quad \text{avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V-6-5- Armature strans versales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V-6-5-1. Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

Partiellement comprimée (S. P. C).

V-6-5-2. Etapes de calcul :✓ **Détermination de la nature de la section :**

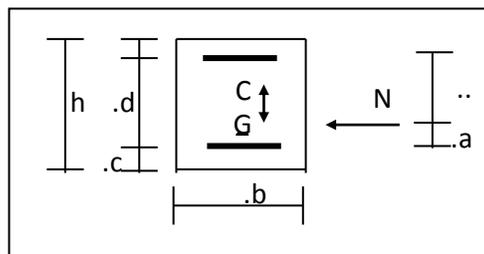
- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal
($e = \frac{M}{N}$).

✓ **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

$$\text{par :} \quad A = 0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

- **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

$$\text{Pour es voiles pleins.} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2}$$

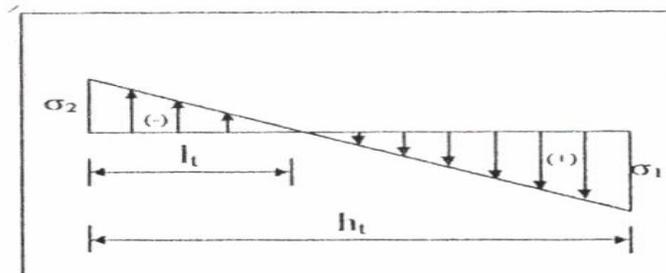


Fig. 1

FIG V-4 : dégrame des contraintes

- 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$
 - 2^{eme} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.
 - 3^{eme} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$
- $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$
 - $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$
 - $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

V-6-5-3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- **N = 0,8 NG ± NE**
- **M = 0,8 MG ± ME**

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- **N = NG + NQ ± NE**
- **M = MG + MQ ± ME**

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e. (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité e à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

V-6-5-4- Calcul de la section d'armature selon les règles BAEL .91

V-6-5-4-1- Armatures verticales :

G+Q± E:

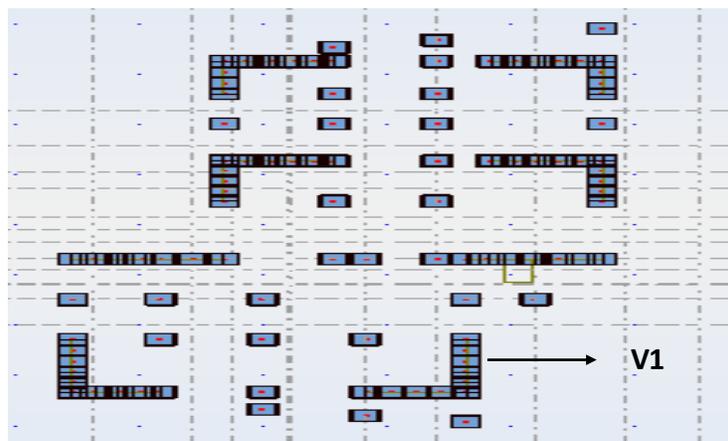


FIG V-5 : voile de RDC

$$M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

$$M = 1546.39 \text{ KN.m}$$

$$N = 1361.4 \text{ KN}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$c' = 3 \text{ cm}$$

$$d = L - c = 2.97 ; a = 0.25 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1546.39}{1361.4} = 1.13 \text{ m}$$

$$\checkmark \quad A = (0.337 L - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3 - 0.81 \times 0.03) 3 \times 0.25 \times 14.2 = 10.50 \text{ MPa}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - L/2) = 4.61463 + 4.334 (2.97 - 3/2) = 3.53 \text{ MN.m}$$

$$B = 1.361(2.97 - 0.03) - 3.53 = 0.441 \text{ MPa}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

V-6-5-5- Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{L} \leq \max(15; \frac{20e}{l})$$

$$\frac{l_f}{L} = \frac{0.5 \times 3.40}{2} = 0.85$$

$$\frac{l_f}{L} = 0.85 < 1.66 \dots \dots \dots (c.v)$$

V-6-6- Calcul de ferrailage :

V-6-6-1. Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{L}{2}) = 3.534 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

M_1 (MN.m)	μ	μ_f	α	β	A_f (cm ²)
3.534	0,114	0,392	0,152	0,939	31.79

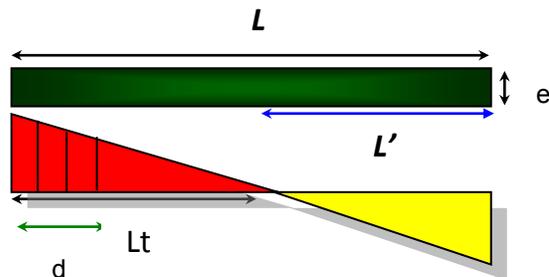
V-6-6-2 Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (N)	A_f (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
1361400	31.79	28.39

V-6-6-3- L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1361.4 \times 10^3}{250 \times 3000} + \frac{6 \times 1546.39 \times 10^6}{250 \times (3000)^2} = 5.937 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1361.4 \times 10^3}{250 \times 3000} - \frac{6 \times 1546.39 \times 10^6}{250 \times (3000)^2} = -2.308 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.839 \text{ m}$$

Alors $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 0.839 \times 0.25 = 0.000258 \text{ m}^2 = 4.19 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 25 \times 300 = 11.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(28.39 ; 11.25)$

Alors on prend $A = 28.39 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2l_t = 3 - 2 \times 0.839 = 1.32 \text{ m} > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 300 \times (1.32) = 0.396 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{min}^g (cm^2)	condition	choix
28.39	0.396.	28.78	11.25	Verifiée 28.3	8HA12+8HA12= 28.30

Tab.V-7 : Armatures Des voiles**☒ L'espacement****D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min (1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 25; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prendre : $S = 30 \text{ cm}$ **Dans la zone $h/10$:**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2} \right\} = \min\{18.7; 15\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 15 \text{ cm}$ **V-6-6-4- Vérification des contraintes de cisaillement : (RPA 2003 ART 7.7.2)**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 475.211 \times 10^3}{250 \times 2700} = 0.70 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

V-6-6-5- Armatures horizontales : (RPA2003 art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

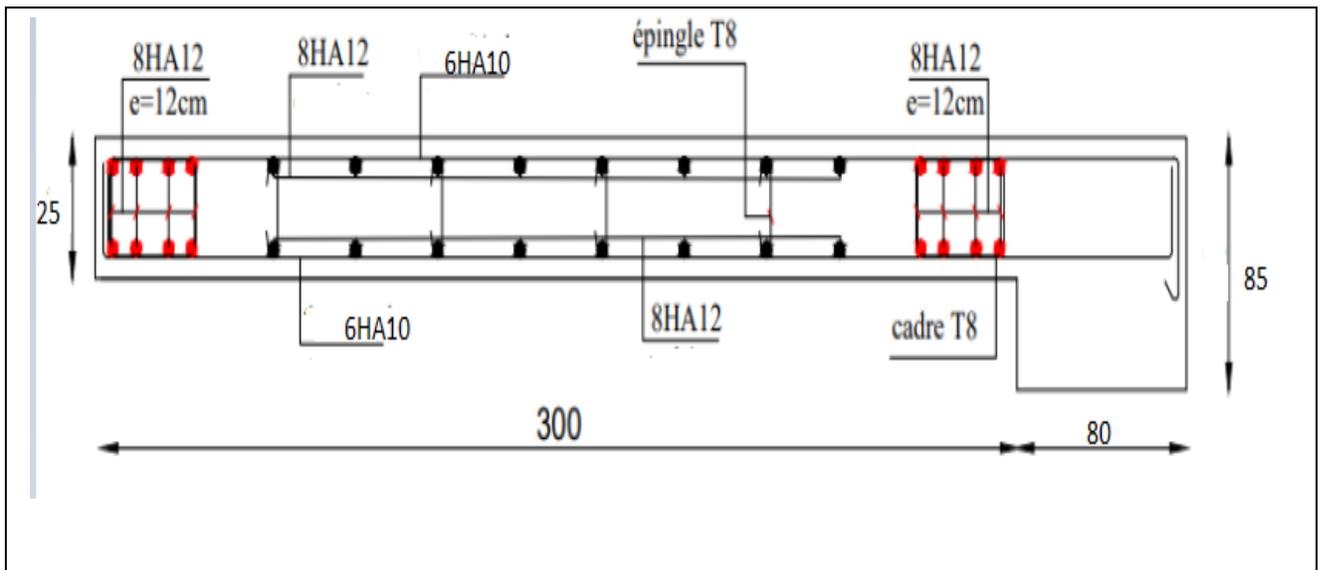
* Globalement dans la section du voile :

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

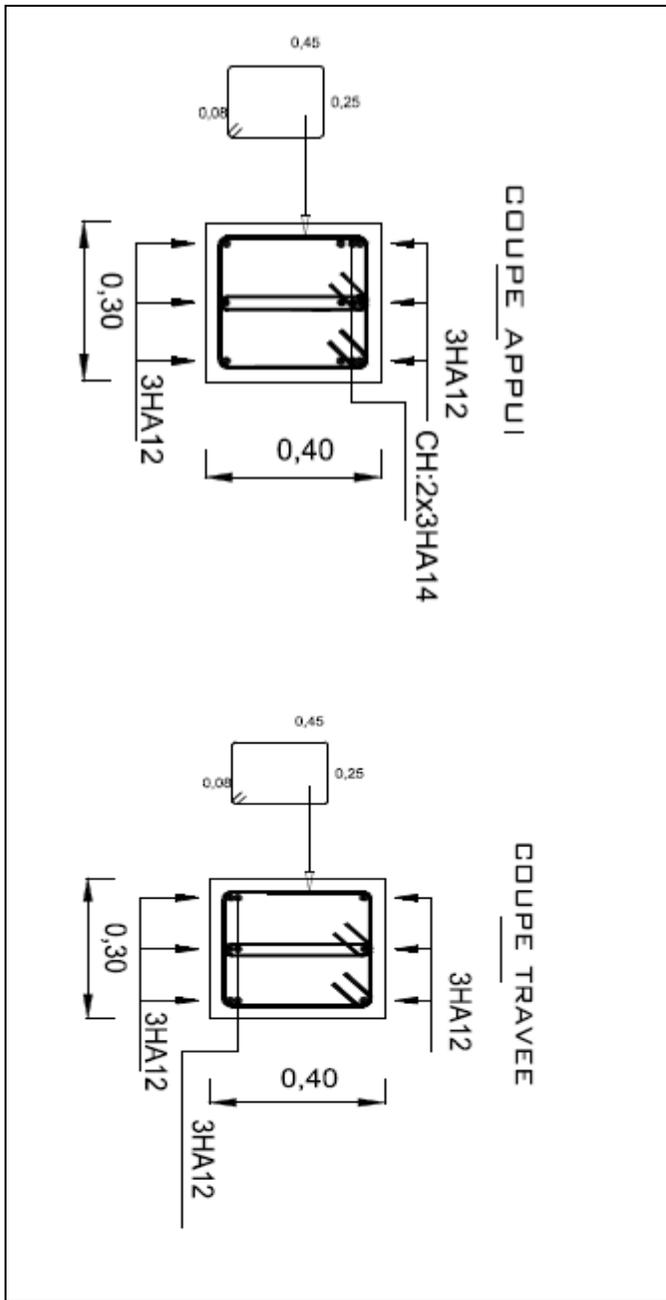
- En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 25 \times 100 = 2.5 \text{ cm}^2$$

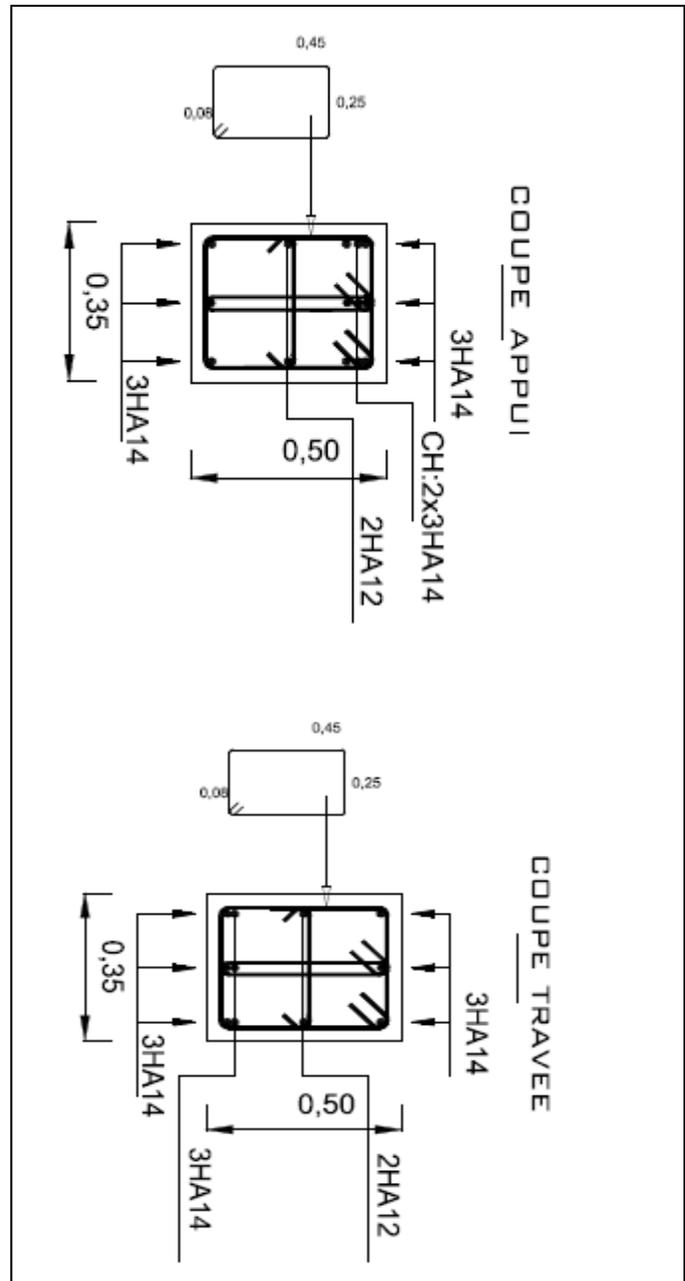
Donc on prend : $A_c = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$



FIGV-6 : ferrailage de voile



FIGV-7 :Poutre secondaire (30*40)



poutre principale (35*50)

Chapitre VI :-

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI-1- ETUDE DE INFRASTRUCTURE

VI.1.1 : ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

D'après le RPA 99/2003 (Art 10.1.2), Le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- ✓ Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.1.2 : DIMENSIONNEMENT Des voiles :

- ✓ Hauteur $h=3\text{m}$
- ✓ Longueur $L_x= 3 \text{ m} : L_y= 6.68 \text{ m}$
- ✓ Épaisseur $e =25\text{cm}$

VI.1.3 : Caractéristiques du sol

A partir de rapport de sol on obtient les caractéristiques suivantes :

- ✓ Poids spécifique $\gamma_h=18.3 \text{ KN/m}^3$
- ✓ Cohésion $C = 1.13 \text{ bar}$
- ✓ Angle de frottement = 30 degrés

VI.1.4 : Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis aux chargements suivants :

VI-1-4-1- La poussée des terres :

$$G = h * \gamma_h * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right)$$

$$G = 3.00 * 18.3 * \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 18.3 \text{ KN/m}^2$$

VI-1-4-2- Surcharge accidentelle :

$$Q = q * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{30}{2}\right) = 10 * \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 3.33 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.5 : Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations

$$\sigma_{\min} = 1.5 \cdot Q = 5 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = 1.35G + 1.5Q = 29.70 \text{ kn/m}^2$$

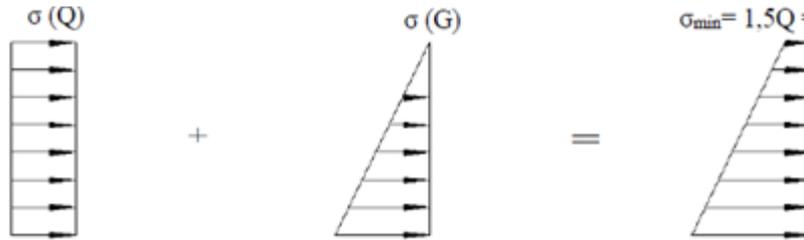


Figure VI-1 : Le diagramme des contraintes est trapézoïdal

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3\sigma_{\text{MAX}} + \sigma_{\min}}{4}$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 \cdot 29.70 + 5}{4} = 23.52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{MOY}} \cdot 1 \text{ ml} = 23.52 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.00 \text{ m} : b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 6.68 \text{ m} : e = 0.25 \text{ m}$$

B - L'ELU: $v = 0$; $q_u = 23.52 \text{ KN/mL}$

$\alpha = 3.06/4.50 = 0.449 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

- A- partir du tableau:

$$\mu_x = 0.102$$

$$\mu_y = 0.25$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.102 \times 23.52 \times 3^2 = 21.59 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.25 \times 21.59 = 5.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 21.59 = 18.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 5.39 = 4.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 11.56 = 6.47 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α		$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$
Travée	x-x	18.35	0.244	0.043	0.983	2.68	2.5	4HA10 = 3.14
	y-y	4.58	0.021	0.027	0.989	2.04	2.5	4HA10 = 3.14
Appui		6.47	0.864	0.113	0.954	0.94	2.5	4HA10 = 3.14

Tableau.VI-1 : calcul du ferrailage du voile périphérique

VI.1.5-1-: Espacements :

$$\text{sens: x - x: } st \leq \min(2e; 25\text{cm}) \quad st = 20 \text{ cm}$$

$$\text{sens: y - y: } st \leq \min(3e; 33\text{cm}) \quad st = 25\text{cm}$$

VI.1.6: Calcul de l'effort tranchant :

$$v_x = \frac{q_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{23.52 \cdot 3.00}{2} \cdot \frac{6.68^4}{6.68^4 + 3.00^4} = 33.9 \text{ KN}$$

$$v_y = \frac{q_u \cdot l_y}{2} \cdot \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{31.14 \cdot 4.50}{2} \cdot \frac{3.06^4}{4.50^4 + 3.06^4} = 3.07 \text{ KN}$$

VI.1.6.1 :Vérification de l'effort tranchant :

$$v_x = 33.9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{33900}{1000 \cdot 250} = 0.135 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ MPA}) \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = (2.5, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.135 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiées}$$

$$v_y = 3.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{123403070}{1000 * 250} = 0.0122 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 * f_{c28} / \gamma_b : 5 \text{ MPA}) \dots \dots \dots \text{Fissuration nuisible .}$$

$$\bar{\tau}_u = (2.5, 5 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.0122 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{conditions vérifiées}$$

B - L'Els: v = 0.2 ; q_s = 17.055 KN/mL

$$\sigma_{\min} = Q = 3.33$$

$$\sigma_{\text{MAX}} = G + Q = 21.63$$

$$\sigma_{\text{MOY}} = \frac{3 * 21.63 + 3.33}{4} = 17.055 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha = 3/6.68 = 0.45 > 0.4 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- A- partir du tableau:

$$\mu_x = 0.102$$

$$\mu_y = 0.25$$

Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.102 \times 17.055 \times 3^2 = 15.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.25 \times 15.65 = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 15.65 = 13.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 * 3.91 = 3.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{max}} = M_{\text{ay}} = 0.3 \times M_x = 0.3 * 15.65 = 4.695 \text{ KN.m}$$

VI :1.7 : Vérification des contraintes :

Pour savoir si un calcul à L 'ELS est nécessaire ou non, on vérifie la condition en appui et en travée dans les deux sens :

$$\alpha \leq \frac{y - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad y = \frac{M_U}{M_S}$$

Localisation		Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	y	α	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
x-x	Travée	18.35	13.30	1.37	0.043	0.43	C.V
	Appui	6.47	4.695	1.37	0.113	0.43	C.V
y-y	Travée	4.58	3.91	1.17	0.027	0.335	C.V
	Appui	6.47	4.695	1.37	0.113	0.435	C.V

Tableau .VI-2 : vérification de voile périphérique pour le béton à L'ELS

DONC : il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

VI.1.8 : Schéma de ferrailage voile périphérique :

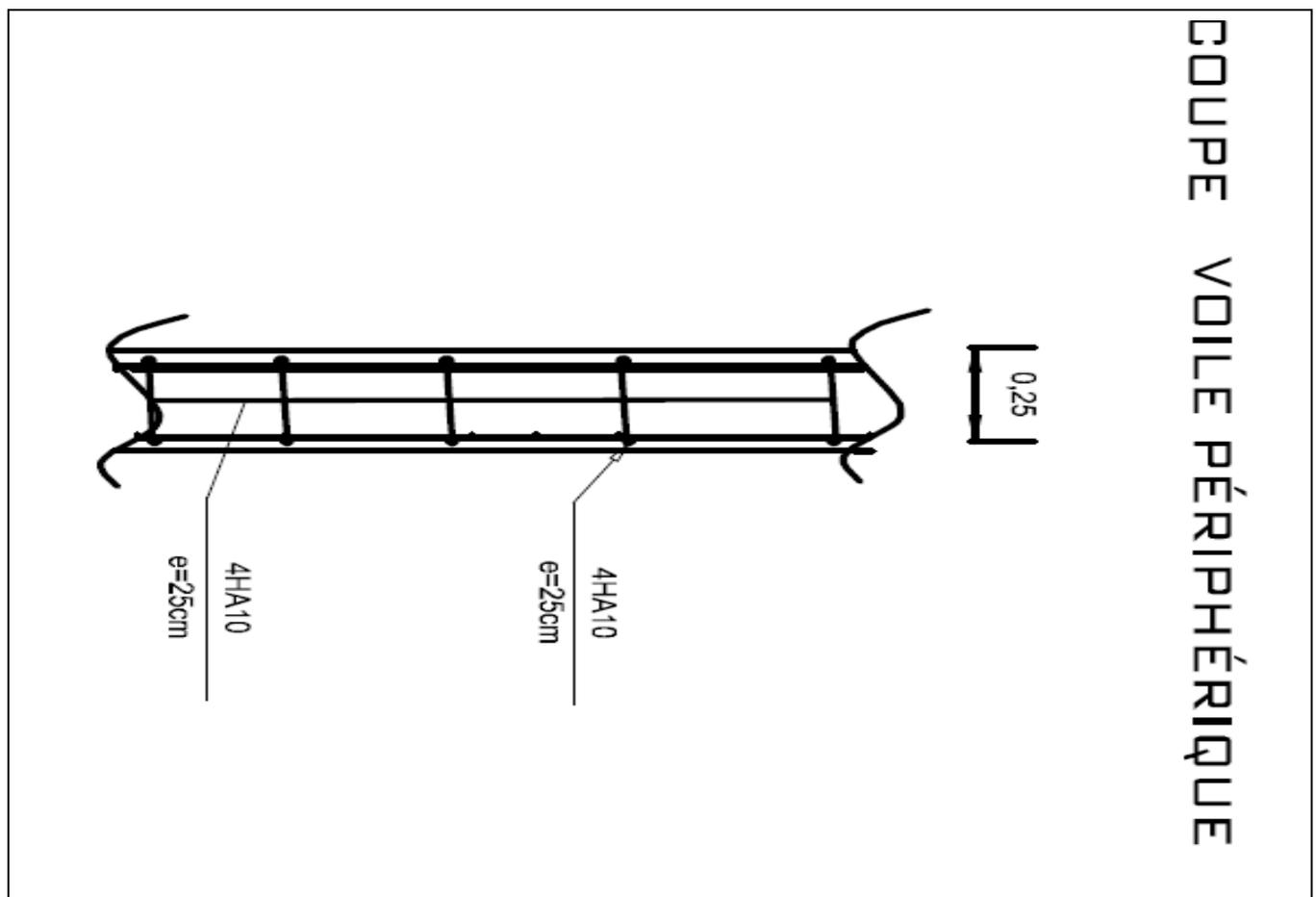


Figure VI-2 : Ferrailage du voile périphérique

VI-2 ETUDE FONDATION

VI.2.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2.2 Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Biskra

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- contrainte admissible : $Q=2.2$ bars pour l'ensemble du site.
- types de sol : classé dans la catégorie S2 (site ferme)
- ancrage des fondations : $D = 6.00$ m

VI.2.3.Calcul des fondations :

VI-2-3-1- Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

($S_s / S_b < 50 \%$)

VI-2-4- Définition de type de semelle :

VI-2-4-1- calcul la section des semelles :

la surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 2.2 \text{ bars} = 22 \text{ T/ m}^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

➤ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 158408.63 \text{ kn}$$

$$N_{\text{sous sol 1+2+voile périphérique}} = 25908.11 \text{ kn (d'après logiciel robot)}$$

$$N_{\text{remblais}} = 108 \text{ kn}$$

$$N_{ser} = 184424.74 \text{ kn}$$

$$S_s = \frac{184424.74}{22} = 838.29 \text{ m}^2$$

VI-2-4-2- Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b=835.212 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b}=100.03\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- ✓ La réduction des tassements différentiels.
- ✓ La facilité d'exécution

VI.2.5. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VI-2-5-1- Pré dimensionnement du radier :**- Selon la condition d'épaisseur minimale :**

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Selon la condition forfaitaire**A- La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $L_{\max} = 668 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{668}{20} = 33.4 \text{ cm}$$

B- La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{668}{10} = 66.8 \text{ cm}$$

VI-2-5-2- Condition de la rigidité :

$$L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 6.68 \text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6.68^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 1.069 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max (106 \text{ cm}, 33.9 \text{ cm}, 66.8 \text{ cm})$$

On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- pour le coté économique on a choisie une radier nervurer avec les dimensions suivant :

-

- On prend : $h_t = 110\text{cm}$. Pour nervure
- $b = 80\text{ cm}$ pour nervure
- $h_r = 55$ pour radier

VI-2-6- Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}} \quad ;$$

$$N_{ser} = G + Q + N_{voil} + N_{remblais} = 18442.474 \text{ T}$$

$$\sigma_s = 2.2 \text{ bars} = 22 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} = \frac{18442.474}{22} = 838.29 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 838.29 \text{ m}^2 > S_{bâtiment} = 835.212 \text{ m}^2$$

La surface du radier est supérieure à la surface de bâtiment,

On n'ajoute pas un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (21.36 m)

L_y : largeur en plan (39.12 m)

VI-2-6-1- Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 100\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (55; 30 \text{ cm}).$$

On prend : 100 cm

$D = 1\text{m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 835.212 + 1 \times 2(21.36 + 39.12) = \mathbf{956.17\text{m}^2}$$

Remarque:

Pour des raison d'économie on vas choisir :

$$h_{\text{radie}} = 55 \text{ cm} \quad ; \quad h_{\text{Nervure}} = 110 \text{ cm}$$

VI-2-6-2- Vérification au poinçonnement:**VI-2-6-2-1- vérification pour les poteaux :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **5560.16 T**.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$$

$$\mu_c = 2(0,8 + 0,85 + 2 \times 1,10) = 7,7 \text{ m}$$

h : Epaisseur du radier.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 7,7 \times 1,10 \times 25 \times 10^2 / (1,5) = 635,25 T$$

$$N_u = 556,016 T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 635,25 T \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

VI-2-6-2-2 vérification pour les voiles :

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

N_u : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 478,492 T$$

$$\mu_c = 2(3 + 0,25 + 2 \times 1,10) = 10,9$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 899.25T$$

$$N_u = 478.492T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 899.25T \dots\dots(\text{condition vérifiée}).$$

VI-2-6-3 Vérification de la stabilité du radier:

VI-2-6-3-1 Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier: } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 184424.74 \text{ kn}$$

$$N_{radier} = 956.17 \times 1.10 \times 2.5 = 26294.675 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 18442.474 + 26294.675 = 21071.9415T.$$

$$\sigma = \frac{21071.94}{956.17} = 22 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 22T / m^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

VI-2-6-3-2- Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 6.00 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 956.17 \text{ m}^2$).

- $W = N_T = 20922.259 \text{ T}$

- $\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 8605.53T$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$20922.259 \geq 8605.53 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI-2-6-4 Caractéristiques géométriques du radier:

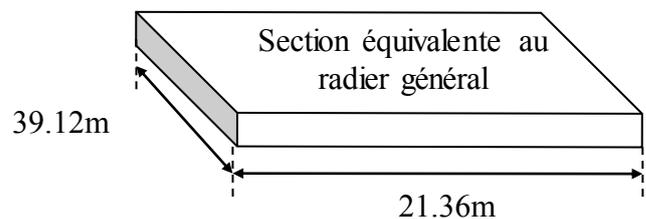
- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 5.367m$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 3.129 m$$

-Moment d'inertie d'un radier (d'après robot 2014)

$$\left. \begin{aligned} I_{x-x} &= \frac{b \cdot h^3}{12} = 101890079.47 m^4 \\ I_{y-y} &= \frac{h \cdot b^3}{12} = 25944206.130 m^4 \end{aligned} \right\}$$



VI-2-6-5- Vérification de stabilité :

VI-2-6-5-1 Vérification de la stabilité de radier :

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de Renversment.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

VI-2-6-5-2- Vérification de la stabilité du radier

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} e$: l'excentricité de la résultante des charges verticales.

$L = L_x ; L_y$

Sens longitudinal :

$$\sum N_{total} = 250825.445 \text{ T}$$

$$\sum M_x = N_u \cdot e_x = 19739.962 \text{ T.m}$$

$$\sum M_y = N_u \cdot e_y = 7299.02045 \text{ T.M}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (T)	25082.5445	250825.445
M (T.m)	19739.962	7299.02045
e (m)	0.786	0.291
L / 4 (m)	9.78	5.33
Condition	Condition vérifié	Condition vérifier

VI-2-6-5-3 Vérification des contraintes sur radier :

$$N_u = N - N_{radier} = 250825.445 \text{ kn}$$

$$N_s = N - N_{radier} = 184424.74$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.3\overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} Y_G + M_y / I_y \times X_g ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G - M_y / I_y * X_g$$

$$N = 25082.5445 \text{ kn.m}$$

$$M_{x-x} = 197399.62 \text{ kn.m}$$

$$M_{y-y} = 72990.2045 \text{ k.m}$$

$$S_{radier} = 901.74 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 101890079.473 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 25944206.130$$

$$X_G = 5.367 \text{ m}$$

$$Y_G = 3.129 \text{ m}$$

				$1.3 * \overline{\sigma_{sol}}$ (T/m ²)	Observation
	σ_{max} (T/m ²)	σ_{min} (T/m ²)	σ_{moy} (T/m ²)		
ELU	27.81	27.813	27.816	28.6	Condition vérifiée
ELS	20.452	20.450	20.452	28.6	Condition vérifiée

VI- 2-7 Ferrailage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.
- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y

qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VI-2-7-1 Méthodes de calcul:

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

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

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
Sur travée	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement

BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VI-2-7-2- Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4$ $\frac{3 * 278.11 + 278.13}{4}$	$q_{ser} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) / 4$ $q_s = \frac{3 * 204.53 + 204.50}{4}$
$q_u = 278.16 \text{ kn/m}$	$q_s = 204.52 \text{ kn/m}$

Le plus grand panneau est le panneau du $4.25 \times 5,04$

a) l'ELU : $v = 0$; $q_u = 278.16 \text{ k.m}$

$\alpha = 5.81/6.68 = 1 > 0.86 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0,0490$$

$$\mu_y = 0.715$$

- donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l^2 \rightarrow M_x = 0.0490 \times 278.16 \times 5.81^2 = 460.090 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.715 \times 460.090 = 328.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 460.090 = 391.076 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 279.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 460.090 = 138.027 \text{ 1kN.m.}$$

VI-2-7-3- Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
M (KN.m)	138.027	391.076	138.027	279.61
μ	0.0389	0.110	0.0278	0.078
α	0.0497	0.146	0.0353	0.102
β	0.981	0.940	0.986	0.959
As (cm²)	8.09	23.88	5.75	16.76
As min cm²	4.68	4.68	4.68	4.68
Choix des barres	7HA14=10.78	8HA20=25.1	6HA12=6.78	6HA20=18.8

L'ELS : $v = 0.2$; $Q_s = 204.52 \text{ KN.m}$

$\alpha = 5.81/6.81 = 1 > 0.86 > 0.4 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0553 \quad ; \quad \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu_y = 0.613 \quad ; \quad \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0553 \times 204.52 \times 5.81^2 = 381.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.613 \times 381.78 = 234.0311 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 381.78 = 324.51 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 198.92 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0,3 \times 360.032 = 114.53 \text{ KN.}$$

VI.2.7.4. Calcul des armatures:

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (KN.m)	En travée (KN.m)	Sur appui (KN.m)	En travée (KN.m)
M (KN.m)	114.53	324.51	70.209	198.92
μ	0.032	0.092	0.020	0.056
α	0.041	0.120	0.025	0.072
β	0.983	0.952	0.990	0.971
As (cm²/ml)	6.76	19.60	4.08	11.76
As.min (cm²/ml)	4.68	4.68	4.40	4,47
Choix des barres	5HA14	7HA20	4HA12	6HA16
As Choix (cm²/ml)	7.70	21.99	4.52	12.06

$$\sigma_s = 151.63 \text{MPa} \leq \sigma_s = 201,63 \text{MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée}) \sigma_b$$

$$= 7.34 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc ferrailage sera avec ELU

VI-2-8 Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{278.16 \times 5.81 \times 6.68}{2 \times 6.68 + 5.81} = 563.15 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{563.15 \times 10^3}{1000 \times 500} = 1.12 \text{MPa}$$

$$\tau = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min(2,5; 4 \text{MPa})$$

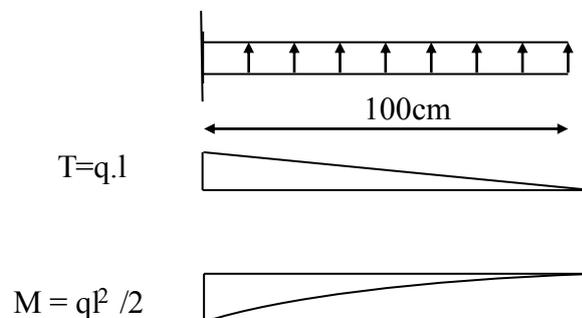
$$\tau_u = 1.12 \text{MPa} < \tau = 2,5 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales.

VI.2.9. Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	55	50	100	278.16	204.52



$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 13.75 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 139.08 \text{ KN.m}$$

Mu (KN.m)	μ	α	β (m)	A _S (cm ²)	A _{Smin}	A _{BAEL}
139.08	0.039	0.050	0.980	8.16	6.03	13.75

Donc $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{s\text{ser}}, A_{S\text{min}})$.

$$A_s = 13.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit $A = 13.75 = 8\text{HA}14 = 16.07 \text{ cm}^2$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{16.07}{4} = 4.01 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 4.71 = 6\text{HA}10$.

VI.2.10. Les sollicitations sur les nervures :

- Charge triangulaire :

- $P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge

- Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a $\rho = 0,869 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Calcul des sollicitations :

VI-2-10-1 Calcule des sollicitations:

Le calcul des sollicitations agissant sur les nervures sera effectué par logiciel robot 2014 est le résultat sont :

On a ajouté une poutre de chaînage à demi portée (6.68m) de travée donc les moments sont :

Avec : $Q_u = 278.16 \text{ KN}$ $Q_s = 204.52 \text{ KN}$

A L'ELU:

<u>Travée</u>	<u>L1= 6.68</u>	<u>L2= 4.13</u>	<u>L3 =4.45</u>
<u>Moment sur travée</u>	<u>436.10 kn</u>	<u>678.71</u>	<u>758.75</u>
<u>Moment sur appuis</u>	<u>-1057.06</u>	<u>-1440.45</u>	<u>-1517.51</u>
<u>Effort tranchant</u>	<u>1773.51</u>	<u>-1994.13</u>	<u>-2028.76</u>

Tableaux VI-3 des moments de nervures a ELU

A L'ELS:

<u>Travée</u>	<u>L1= 6.68</u>	<u>L2= 4.13</u>	<u>L3 =4.45</u>
<u>Moment sur travée</u>	<u>334.85</u>	<u>521.13</u>	<u>582.59</u>
<u>Moment sur appuis</u>	<u>-811.64</u>	<u>-1106.01</u>	<u>-1165.17</u>

Tableaux VI-4 des moments de nervures a ELS

VI.2.11. Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{110}{10} = 11$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{11}{2} = 6$$

- Alors on adopte $c = 5 \text{ cm}$.

VI-2-11-1- Calcul des armatures longitudinales section (85X110)

- A- En travée : $M_{u(\max)} = 582.59 \text{ kn.m}$

-B- En appuis : $M_{app(max)} = 1165.17 kn.m$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	Mu(kN.m)	dt(cm)	μ	μ_1	α	β	$A_{calc} (cm^2)$
travée	758.75	105	0.061	0.392	0.078	0.968	21.45
Appuis	1517.51	105	0.121	0.392	0.162	0.935	44.49

VI-2-11-2 Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_t}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 80 \times 110 \times \frac{2.1}{400} = 10.62 cm^2$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 80 \times 110 = 8.8 cm^2$$

- section minimale de RPA :

$$ARPA = 0.5\% b \cdot h = 44 = cm^2$$

Elément	A_u (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A_{min}^{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adop}	$A_{adop} (cm^2)$
Appuis	44.49	10.62	8.8	44	44.49	6HA25+6HA20= 49.09
Travée	21.45	10.62			22	6HA20+6HA16= 24.12

Tableau VI-5 récapitulatif des résultats :

- **E.L.S :**

D'après le BAEL

❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

❖ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si

l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	0.123	1517510	1165170	1.30	25	0.405	vérifiée
Travée	0.060	758750	582590	1.30	25	0.405	vérifiée

VI.2.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{120}{668} = 0,179 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{64.4}{100 * 115} = 0,0093 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

VI-2-13 Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$- : T_{\max}^u = 2875000 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{2875000}{1000 \times 1150} = 2.5 \text{ MPa}$$

- La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ (condition vérifiée)

\Rightarrow Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et ils font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_t \times \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{3.4, 8.10\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (30; 19.20; 30 \text{ cm})$$

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

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} \Rightarrow S'_t \leq 60 \text{ cm}$
 $S'_t = 15 \text{ cm}$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 240 \text{ cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 85 \times \frac{15}{400} = 1.5$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{100 \times 15 \times (2.5 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = 8.76 \text{ cm}^2$$

- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max(A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 8.76 \text{ cm}^2 .$$

$$6H14 = 9.24 \text{ cm}$$

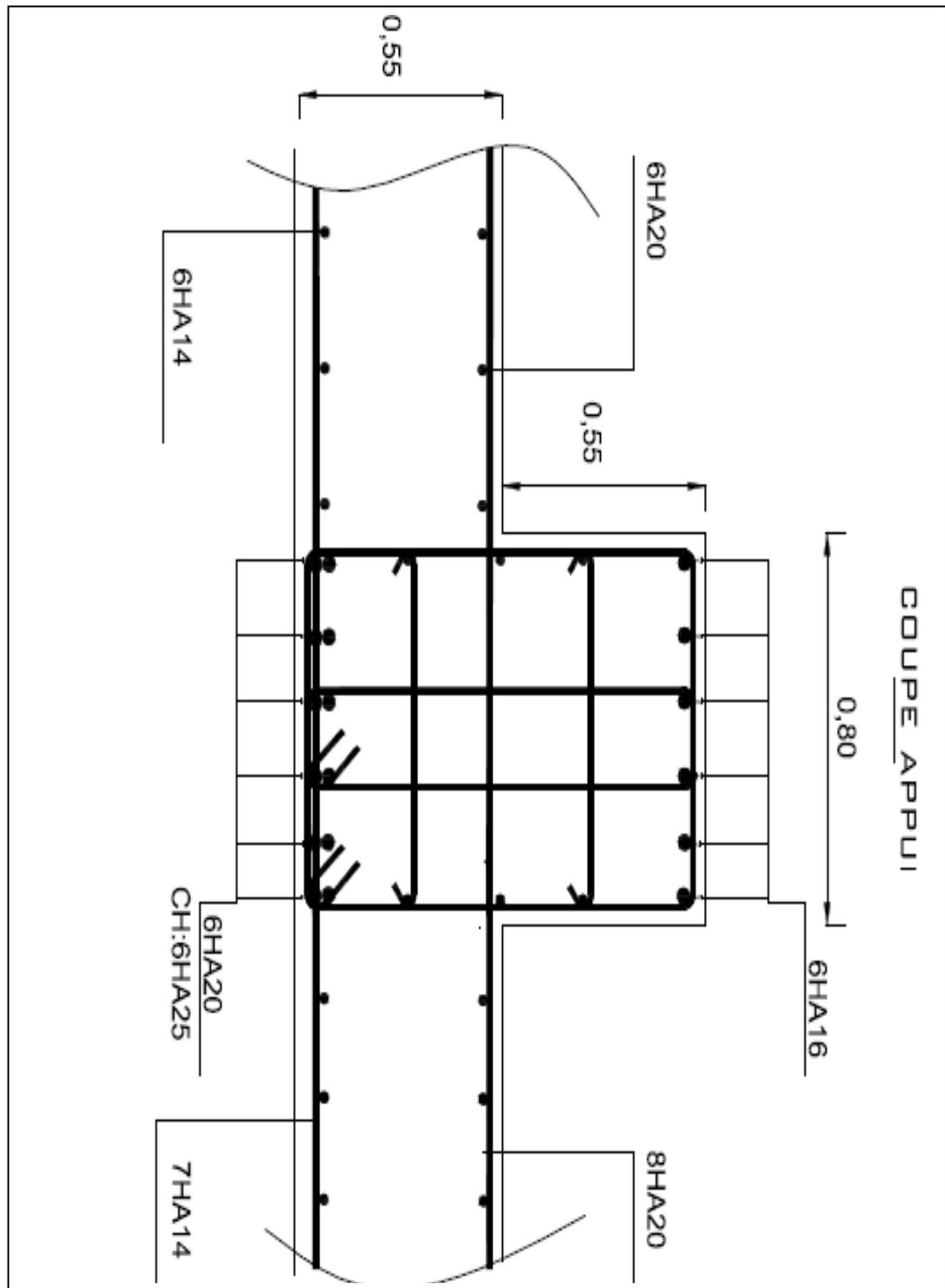


Fig.VI. : ferrailage de radier et nervure sur appuis

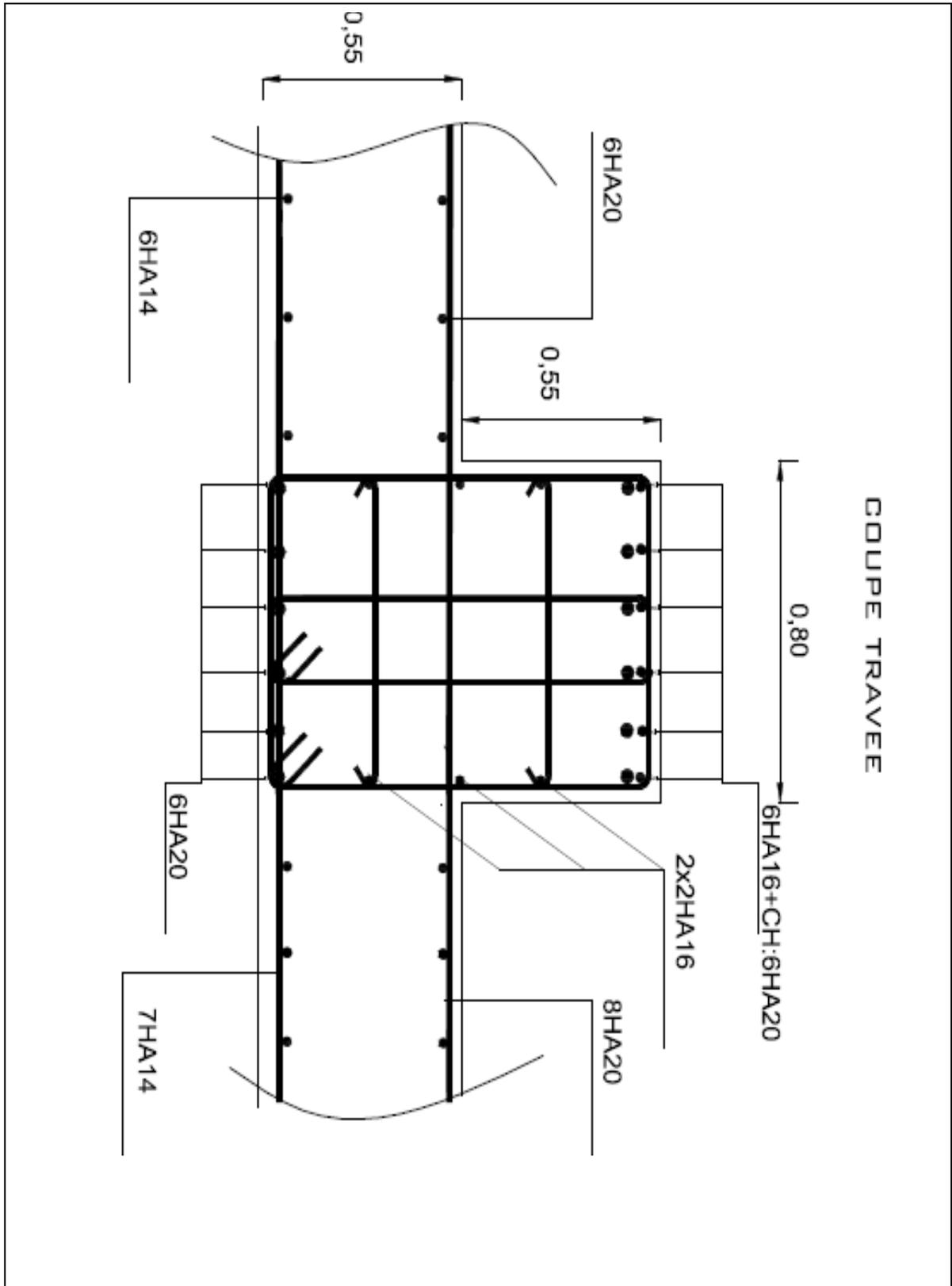


Fig.VI. 4 : ferrailage de radier et nervures sur travée

VI.2.14.La dalle flottante

VI-2-14-1 INTRODUCTION:

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre plein :

- ❖ Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI-2-14-2 .MISE EN OEUVRE :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

VI-2-14-3 .Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

VI-2-14-4 Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VI-2-14-5 Exécution de dallage:

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.

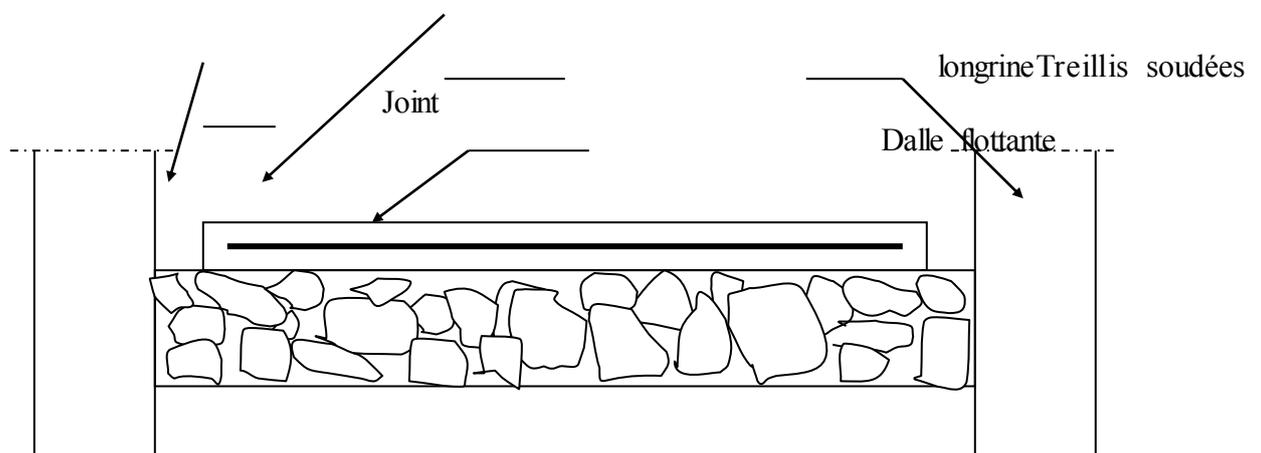


Fig-VI. 5:La dalle flottante.

Conclusion

Le présent projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

➤ Pour la disposition et comportement des voiles :

- La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer dans la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"

➤ Pour le ferrailage :

- On a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrillés par le minimum proposé par le RPA.
- Le concepteur doit choisir une structure simple à dimensionner, à modéliser, et enfin à calculer pour garantir :
 - une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, en vérifiant les effets du second ordre (effet P-delta).
 - la résistance, et l'économie en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

En fin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une récapitulative de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Bibliographe

*** RPA99 VERSION 2003**

*** BAEL 91 VERSION 99**

*** CBA.93**

*** DTR B.C 2.2**

*** ROBOT 2014**