

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Seddik Ben Yahia de Jijel



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département Génie Civil et Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
MASTER ACDÉMIQUE EN GÉNIE CIVIL
OPTION : STRUCTURES

Thème :

ÉTUDE DYNAMIQUE D'UNE CONSTRUCTION MIXTE
VOILES-PORTIQUE AVEC JUSTIFICATION
D'INTERACTION

Réalisé par :

IKHLEF Soumia
MOUSSAOUI Nadjate

Encadré par :

Mr AYAS.H

Promotion 2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, En particulier :

Mr AYAS Hilal, qui a bien voulu nous encadrer durant ce mémoire de fin d'études.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter notre travail.

A tous nos enseignants qui ont toujours répondu à nos questions.

Sans oublier nos chères familles et tous nos amis

Merci

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Dieu d'abord qui m'a donné le courage pour finir ce travail

*À mon chère père ((Essaid)) Mon premier encadrant depuis
ma naissance...*

*À ma mère....celle qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que
la volonté fait toujours les grandes femmes...*

A mes frères Sief Eddine et Adem.

A ma collègue Nadjate et sa famille.

A mes proches Touhida et Khadidja.

A tous mes amis chacun par son nom.

Un remercie spéciale pour les gens qui m'aide ((faris boukamoukh)).

*A toute les étudiantes **master 2 structure**.*

*إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل
وأعلى فالقلوب سكتاهم والذكرى ذكراهم، والفؤاد لن ينساهم.*

Ikhlef Soumia

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A Dieu d'abord qui m'a donné le courage pour finir ce travail

À mon chère père ((Ali))Mon premier encadrant depuis ma naissance...

À ma mère....celle qui m'a indiqué la bonne voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grandes femmes...

A mes frères Omar, Houcine et Aziz

A mes sœurs : Hayet et mes nièces (Sondos, Tasnime), Mounia et son fils (Iyad), Houria , Linda et Chaima

A ma collègue Soumia et sa famille.

A mes proches Marwa, Khawla et Ahlem.

A tous mes amis chacun par son nom.

Un remercie spéciale pour les gens qui m'aide ((Zakaria Chaatouk)).

*A toute les étudiantes **master 2 structure**.*

إن الذين نحبهم ونعزهم مكانتهم ليست بين الأسطر والصفحات، لأن مقامهم أجل وأعلى فالقلوب سكناهم والذكورى ذكراهم، والفؤاد لن ينساهم.

Moussaoui Nadjate

Résumé

Dans ce mémoire, une étude achevée d'un bâtiment (**sous-sol + RDC + 8**) à usage d'habitation en béton armé, implantée à Oran, qui est classée selon le **RPA/V2003** dans une zone de sismicité moyenne, **Zone II**. Sachant que le bâtiment est structuré par un système de contreventement mixte (portiques + voiles).

L'étude est conformée aux règles parasismiques algériennes 99 modifiées en 2003, Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), en appliquant le **BAEL91**.

À l'aide de logiciel **ETABS**, l'étude dynamique a été faite parfaitement aussi le **SOCOTEC** qui a calculé les armatures pour ferrailer facilement.

Mots Clés : *Béton armé, Contreventement mixte, Modélisation, Etude sismique.*

ملخص

في هاته المذكرة، تنجز دراسة لبنائية (طابق تحت الأرض + طابق أرضي + 8 طوابق) للاستغلال السكني، المشكلة بالخرسانة المسلحة، المتواجدة في ولاية وهران التي تصنف حسب المعايير الجزائرية المقاومة للزلازل الجزائرية 99 المعدل في 2003 ضمن المنطقة الزلزالية رقم-II- علما أن البناية مهيكلية بواسطة الجدران, الأعمدة و الروافد المشكلة من الخرسانة المسلحة.

الدراسة متوافقة مع معايير RPA, الأبعاد و كذلك التسليح بالحديد للعناصر الأساسية البناية حسب توافقا مع قواعد و حسابات الهياكل بالخرسانة المسلحة **CBA93** بتطبيق قوانين

BAEL91

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة, الهيكلة المزبوجة, النمذجة, الدراسة الديناميكية .

Abstract

In this thesis, a completed study of a building (basement+RDC+8) for residential use in reinforced concrete, located in Oran, which is classified according to RPA / V2003 in an area of medium seismicity, zone II. Knowing that the building is structured by a mixed bracing system (gantries +walls).

The study conforms to the Algerian earthquake rules 99 modified in 2003, the dimensioning as well as the reinforced concrete structure (CBA93), by applying the BAEL91.

Using ETABS software, the dynamic study was also carried out perfectly with SOCOTEC which calculated the reinforcements for easy reinforcement.

Keywords: *Reinforced concrete, Mixed bracing, Modeling, Seismic study.*

Sommaire

Chapitre I:

I.1 Introduction :	3
I.2 Description du projet :	3
I.3 Implantation de l'ouvrage :	3
I.4 Caractéristique de l'ouvrage :	3
I.5 Données du site :	4
I.6 La régularité (RPA99/V2003 art 3.5) :	4
I.7 Conception de la structure :	5
I.8 L'infrastructure :	7
I.9 Règlements et normes utilisés :	7
I.10 Indication générale sur les règles de BAEL :	7
I.11 Actions et sollicitations :	10
I.11.1 Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2) :	11
I.12 Les matériaux de construction utilisés :	11
I.12.1 Introduction :	11
I.12.2 Béton :	12
I.12.2.1 Définition :	12
I.12.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :	12
I.12.3 L'Acier :	15
I.12.3.1 Définition :	15
I.12.3.2 Différents types d'aciers :	16
I.12.3.3 La contrainte limite de calcul :	17
I.12.3.4 Protection des armatures :	18
I.13 Conclusion :	18

Chapitre II :

II.1 Introduction :	20
II.2 Pré dimensionnement des Eléments secondaires :	20
II.2.1 Plancher à corps creux :	20
II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :	23
II.2.3 Plancher à dalle pleine :	24
II.3 Pré-dimensionnement des balcons :	25
II.4 Pré dimensionnement des voiles :	26
II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :	29

II.6	Pré-dimensionnement des escaliers :	29
II.6.1	Type 1 : Escalier à deux volées	30
II.7	Pré-dimensionnement des poutres :	32
II.7.1	Poutres longitudinales (principales) :	33
II.7.2	Poutres transversales (secondaires)	34
II.7.3	Poutre palière :	35
II.8.	Pré-dimensionnement des poteaux :	36
II.9	Evaluation des charges et surcharges :	37
II.9.1	Les planchers :	37
II.9.2	Les balcons :	40
II.9.3	Les Murs :	41
II.9.4	Les escaliers :	42
II.10	Descente des charges :	43
II.10.1.	La dégression des charges d'exploitation pour le calcul des éléments porteurs :	43
II.10.2	Poteau d'angle ((G-5)):	44
II.10.3.	Poteau intermédiaire ((E-3)):	49
II.10.4.	Poteau Centrale ((C-4)) :	54
II.10.5.	Poteau Centrale ((E-4)) :	59
II. 11.	Calcul de la section du Poteau :	65
II.12	Conclusion.....	68

Chapitre III :

III.1	Introduction :	70
III.2	Acrotère :	70
III.2.1	Introduction :	70
III.2.2	Détermination de l'effort due au séisme :	72
III.3	Étude de l'escalier :	79
III.3.1	Introduction :	79
III.3.2	Escalier deux volées :	80
III.3.3	Etude de la poutre palière :	89
III.3.3.1	Introduction :	89
III.3.3.2	Pré-dimensionnement :	89
III.3.3.3	Calcul des sollicitations :	90
III.3.3.4.	Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :	92
III.3.3.5.	Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :	94
III.4.	Les plancher :	96
III.4.1.	Introduction :	96
III.4.2.	Les plancher à corps creux :	96
III.4.2.1.	Introduction :	96

III.4.2.2. Justification de choix des plancher à corps creux :	97
III.4.2.3. Calcul des poutrelles.....	97
III.4.2.4 Méthode de calcul :	98
III.4.2.5. Présentation théorique de la méthode forfaitaire :	98
III.4.2.6 Vérification des conditions de la méthode FORFAITAIRE :	101
III.4.2.7 Calcul des armatures à L'E.L.U	106
III.4.2.8 Calcul des armatures à L'E.L.U	113
III.4.2.9 : Calcul des armatures à L'E.L.U	120
III.4.2.10 : Calcul des armatures à L'E.L.U	128
III.4.2.11 : Calcul des armatures à L'E.L.U	135
III.4.2.12 : Calcul des armatures à L'E.L.U	143
III.4.2.13 : La dalle de compression :	147
III.4.3 Plancher à dalle pleine :	149
III.5 Etude du balcon :	162
III.5.1 Introduction :	162
III.5.2 Balcon rectangulaire :	162
III.6 Conclusion :	169

Chapitre IV :

IV.1 Introduction :	171
IV. 2 L'objectif de l'étude dynamique :	171
IV.3 Domaine d'application :	172
IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	172
IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :	175
IV.5 La modélisation de la structure :	176
IV.5.1 L'analyse :	178
IV.5.2 Analyse dynamique :	179
IV.5.3 Analyse modale :	179
IV.6 Détermination de centre des masses par étages :	186
IV.7 Détermination de centre de rigidité par étages :	186
IV.8 Justification de l'interaction portiques voiles :	188
IV.8.1 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA : L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.	189
IV.8.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	192
IV.9 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :	194
IV.10 Vérification des déplacements latéraux inters étage :	196
IV.11 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$:	198
IV.12 Justification de la stabilité au renversement :	199
IV.13 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3).....	200

IV.14 Conclusion :	200
--------------------	-----

Chapitre V :

V.1 Introduction :	202
V.2 Ferrailage des poutres :	202
V.2.1 Combinaisons des charges :	203
VI.2.1.1 Calcul de ferrailage :	203
VI.2.1.2 Ferrailage des poutres secondaire :	204
VI.2.1.3 La vérification du ferrailage :	204
VI.2.1.4 Ferrailage des poutres Principales :	209
VI.2.1.5 La vérification du ferrailage :	210
V.3 Ferrailage des poteaux :	215
V.3.1 Introduction :	215
V.3.2 Recommandation du RPA 99/version 2003 :	215
V.3.3 Calcule de Ferrailage :	216
V.3.4 Ferrailage des Poteaux :	217
V.3.4.1 Vérification de ferrailage des poteaux :	218
V.3.4.2 Vérification à l'E.L. U :	218
V.3.4.3 Calcul des armatures transversales :	219
V.3.4.4 Vérification de la contrainte à l'E.L.S :	221
V.4 Voiles pleins :	222
V.4.1 Calcul du ferrailage vertical :	224
V.4.2 Etude des sections :	224
V.4.3 Ferrailage des voiles :	227
V.4.3.1 Calcul de ferrailage verticale:	227
V.4.3.2 Espacement des armatures verticales :	227
V.4.3.3 Vérification de la résistance au cisaillement :	231
V.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal :	233

Chapitre VI :

VI.1 Introduction.....	238
VI.2 Différents type de fondations :	238
VI.3 Choix du type de fondations :	238
VI.3.1 Semelle isole :	239
VI.3.2 Semelles filantes :	241
VI.3.3 Radier général :	242
VI.4 Etude du radier :	243
VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :	243

VI.5 Le choix final :	244
VI.6 Vérification du poinçonnement :	246
VI.7 Caractéristiques géométriques du radier :	247
VI.8 Vérification de la stabilité du radier :	248
VI.9 Ferrailage du radier :	250
VI.9.1 Dalle de radier :	250
VI.9.2 Etude de débord du radier :	255
VI.9.3 Calcul des nervures :	256
VI.10 Calcul des éléments de soutènement :	263
VI.10.1 Introduction.....	263
VI.10.2 Dimensionnement de voile.....	263
VI.10.3 Calcul de la poussée de terre.....	263
VI.10.4 Calcul de la poussée due aux surcharges.....	264
VI.10.5 Ferrailage de voile périphérique.....	266

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE II

Tableau II-1 charge permanente due au plancher terrasse.....	38
Tableau II-2 Charge permanente due au plancher étage courant	38
Tableau II-3 Charge permanente due au plancher RDC	39
Tableau II-4 Charge permanente due au plancher Sous sol	39
Tableau II-5 Charge permanente due au Balcon étage.....	40
Tableau II-6 Charge permanente due au Balcon terrasse	40
Tableau II-7 Charge permanente due aux Mur extérieurs.....	41
Tableau II- 8 Charge permanente due aux Cloison intérieures à double parois	41
Tableau II-9 Charge permanente due aux Cloison intérieures.....	41
Tableau II-10 Charge permanente due au Palier simple.....	42
Tableau II-11 Charge permanente due au Paillasse à 34.43°.....	42
Tableau II-12 Descente des charges pour le poteau D'angle ((G-5)).....	48
Tableau II-13 Descente des charges pour le poteau intermédiaire ((E-3)).....	53
Tableau II-14 Descente des charges pour le poteau central ((C-4)).....	58
Tableau II-15 Descente des charges pour le poteau central ((E-4)).....	65
Tableau II-16 Calcul de l'élanement λ	66
Tableau II-17 Calcul des sections des poteaux	67

CHAPITRE III

Tableau III-1 Evaluation des moments et efforts tranchants.....	72
Tableau III-2 Evaluation des sollicitations.....	73
Tableau III-3 Evaluation des sollicitations après majoration.....	75
Tableau III-4 Les Sollicitations De Calcul.....	82
Tableau III-5 Différents coefficients pour le calcul de ferrailage.....	82
Tableau III-6 Résultats de calcul de ferrailage de l'escalier	82
Tableau III-7 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition.....	83
Tableau III-8 Différents coefficient pour le calcul de la flèche.....	86
Tableau III-9 Résultats de calcul fgi et fgv.....	86
Tableau III-10 Résultats de calcul de fpi.....	87
Tableau III-11 Résultats de calcul de fji.....	88

Tableau III-12 Résultats du calcul du ferrailage de poutre palier.....	92
Tableau III-13 Charges supportées par Les poutrelles.....	103
Tableau III-14 LES sollicitations en travées (Type 01).....	104
Tableau III-15 LES sollicitations sur appui (Type 01).....	104
Tableau III-16 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).....	105
Tableau III.17 Calcul des armatures Plancher terrasse.	107
Tableau III.18 LES sollicitations en travées (Type 02).	110
Tableau III.19 LES sollicitations sur appui (Type 02).	111
Tableau III.20 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type02)	112
Tableau III.21 Calcul des armatures Plancher terrasse.....	114
Tableau III.22 LES sollicitations en travées (Type 03).	117
Tableau III.23 LES sollicitations sur appui (Type 03).	118
Tableau III.24 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type03).	119
Tableau III.25 Calcul des armatures Plancher terrasse.....	121
Tableau III-26 Charges supportées par Les poutrelles.....	126
Tableau III-27 LES sollicitations en travées (Type 01).....	126
Tableau III-28 LES sollicitations sur appui (Type 01).....	127
Tableau III-29 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).....	128
Tableau III.30 Calcul des armatures Plancher étage.	130
Tableau III.31 LES sollicitations en travées (Type 02).	133
Tableau III.32 LES sollicitations sur appui (Type 02).	133
Tableau III.33 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type02)	134
Tableau III.34 Calcul des armatures Plancher étage.....	136
Tableau III.35 LES sollicitations en travées (Type 03).	140
Tableau III.36 LES sollicitations sur appui (Type 03).	140
Tableau III.37 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type03).	142
Tableau III.38 Calcul des armatures Plancher étage.....	144
Tableau III-39 Chargement du plancher RDC à dalles pleines.....	151
Tableau III-40 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	151
Tableau III-41 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	152
Tableau III-42 Ferrailage de panneau RDC à l'ELU.....	153
Tableau III-43 Vérification des contraintes à l'ELS.....	155

Tableau III-44 Chargement du plancher Sous-sol à dalle pleine.....	157
Tableau III-45 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	157
Tableau III-46 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS.....	157
Tableau III-47 Ferrailage de panneau Sous-sol a l'ELU.....	159
Tableau III-48 Vérification des contraintes à l'ELS.....	161
Tableau III-49 Résultats des sollicitations à l'ELU (balcon)	164
Tableau III-50 Résultats des sollicitations à l'ELS (balcon)	164
Tableau III-51 Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon	166
Tableau III-52 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon	167

CHAPITRE IV

Tableau IV-1 Période fondamentale de la structure.....	180
Tableau IV-2 Les valeurs des périodes et facteurs de participation massique	182
Tableau IV-3 Centre de masse et de rigidité de chaque étage.....	187
Tableau IV-4 pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles.....	188
Tableau IV-5 Période fondamentale statique de la structure.....	189
Tableau IV-6 La valeur de facteur de qualité.....	191
Tableau IV-7 Vérification des résultats.....	192
Tableau IV-8 Distribution des forces suivant X.....	193
Tableau IV-9 Distribution des forces suivant Y.....	193
Tableau IV-10 Distribution de l'effort tranchant suivant X.....	194
Tableau IV-11 Distribution de l'effort tranchant suivant Y.....	195
Tableau IV-12 Vérification des déplacements.....	197
Tableau IV-13 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens X.....	198
Tableau IV-14 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens Y.....	199
Tableau IV-15 Vérification de la stabilité au renversement.....	199
Tableau IV-16 Vérification de L'effort normal réduit.....	200

CHAPITRE V

Tableau V-1 Calcul du ferrailage des poutres secondaires.....	204
Tableau V-2. Calcul du ferrailage des poutres Principales.....	210
Tableau V-3 Les sollicitations dans les différents poteaux.....	217

Tableau V-4 Résultats de ferrailage des poteaux.....	218
Tableau V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux.....	218
Tableau V-6 Vérification selon BAEL.....	219
Tableau V-7 Vérification selon RPA.....	219
Tableau V-8 Les armatures transversales des poteaux.....	221
Tableau V-9 Longueur de recouvrement.....	221
Tableau V-10 Vérification des contraintes à l'ELS.....	221
Tableau V-11 Résumé des résultats de ferrailage de voile transversal.....	230
Tableau V-12 Résumé des résultats de ferrailage vertical de voile longitudinal.....	231
Tableau V-13 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X.....	232
Tableau V-14 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y.....	232
Tableau V-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X.....	234
Tableau V-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y.....	234

CHAPITRE VI

Tableau VI-1 Surfaces revenantes aux semelles isolées.....	240
Tableau VI-2 Surfaces revenantes aux semelles filantes (voiles).....	241
Tableau VI-3 Vérification de la stabilité du radier.....	249
Tableau VI-4 Vérifications de soulèvement.....	249
Tableau VI-5 Vérification de la compression.....	250
Tableau VI-6 Moments due au radier à L'ELU.....	251
Tableau VI-7 Moments due au radier à L'ELS.....	251
Tableau VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.....	252
Tableau VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS.....	254
Tableau VI-10 ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU.....	258
Tableau VI-11 Vérification les contraints à l'ELS.....	259
Tableau VI-12 ferrailage des nervures de radier à l'ELS.....	260
Tableau VI-13 Les sollicitations à l'ELU.....	265
Tableau VI-14 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU.....	266
Tableau VI-15 Les sollicitations à l'ELS.....	267
Tableau VI-16 Vérification à l'ELS.....	268

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 Diagramme des déformations limites (ELU)	09
Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation du béton.....	14
Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation de l'acier	17

Chapitre II

Figure II.1 Schéma descriptif d'une dalle à corps creux	21
Figure II.2 Coupe transversale d'un plancher à corps creux	22
Figure II.3 plancher à corps creux.	23
Figure II.4 Schéma d'une poutrelle	23
Figure II.5 Dalle sur quatre appuis	25
Figure II.6 Coupe transversale d'un balcon.....	26
Figure II.7 Pré dimensionnement des voiles.....	27
Figure II.8 Coupes de voiles en plan	27
Figure II.9 Dimension de l'acrotère	29
Figure II.10 Composition d'un escalier	30
Figure II.11 Dimensions de l'escalier.....	30
Figure II.12 Type 1 : Escalier à deux volées	31
Figure II.13 Dimensionnement du poteau	36
Figure II.14 Représentation des différents niveaux	43

Chapitre III

Figure III.1 Dimension de l'acrotère.....	71
Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale	71
Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère	79
Figure III.4 Schéma statique de l'escalier à deux volées	80
Figure III.5 Distribution des charges sur l'escalier à deux volées	80
Figure III.6 La charge équivalente sur l'escalier à deux volées.....	81
Figure III.7 Ferrailage de l'escalier deux volée	88
Figure.III.8 Vue en 3D pour la poutre palier	89
Figure.III.9 schéma statique pour la poutre palière	90
Figure.III.10 La charge sur la poutre palière à ELU.....	90
Figure.III.11 La charge sur la poutre palière à ELS.	91

Figure.III 12 Section creuse.....	94
Figure.III 13 Ferrailage de la poutre palière.....	96
Figure .III 14 Les différents éléments constituant le plancher à corps creux.	97
Figure III 15 coupe verticale du plancher à corps creux.....	98
Figure III 16 Schéma statique Plancher Terrasse (Type01+Type02+Type03).....	102
Figure .III.17 Schéma descriptif des poutrelles(plancher terrasse).....	107
Figure.III.18 Ferrailage des poutrelles (plancher terrasse)	124
Figure III.19 Schéma statique Plancher étage courant (Type01+type02+type03).....	124
Figure III.20 Schéma descriptif des poutrelles.(plancher étage courante).....	129
Figure III.21 Ferrailage des poutrelles (plancher étage courant).....	147
Figure.III.22 Dalle pleine(plancher RDC).....	149
Figure.III.23 Ferrailage du plancher RDC à dalle pleine	156
Figure.III.24 Dalle pleine (plancher Sous-sol).....	156
Figure.III.25 Ferrailage de plancher Sous-sol à dalle pleine.	162
Figure.III.26 Dimensions du Balcon	163
Figure III.27 Ferrailage du balcon.....	169

Chapitre IV

Figure IV.1 la vue en 3D de la structure.....	178
Figure IV.2 Disposition des voiles proposés	181
Figure IV.3 mode 1 T=0,502 sec	183
Figure IV.4 mode 2 T=0,399 sec	184
Figure IV.5 mode 3 T=0,289 sec	185
Figure IV.6 diagramme de spectre de réponse	188
Figure IV.7 Distribution des forces sismique selon la hauteur	194
Figure IV.8 Distribution de l' effort tranchant selon la hauteur	195
Figure IV.9 Déplacements horizontaux selon les deux directions.....	197

Chapitre V

Figure V.1 schéma de la poutre	203
Figure V.2 Ferrailage des poutres secondaires	209
Figure V.3 Ferrailage des poutres principales	214
Figure V-4 Ferrailage des poteaux	222
Figure V.5 Section transversale de voile	223
Figure V.6 S P C.....	225

Figure V.7 S E C	226
Figure V.8 S E T.....	226
Figure V.9 Vue en plan des voiles existants	228
Figure V-10 Schéma de ferrailage des voiles	236

Chapitre VI

Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	239
Figure VI.2 .Semelle filante.....	241
Figure VI.3 Schéma Statique du radier.....	242
Figure VI.4 dimension du radier	244
Figure VI.5 Schéma du radier par SOCOTEC.....	247
Figure VI-6 Présentation schématique du débord.....	255
Figure VI.7 schéma de ferrailage débordement.....	256
Figure VI.8 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel.....	257
Figure VI-9 Ferrailage de des nervures	262
Figure VI-10 ferrailage du radier.....	262
Figure VI.11 Position de voile périphérique.....	263
Figure VI.12 Ferrailage de voile périphérique.....	269

Notations ROMAINE en majuscule

A, As : Aire d'une section d'acier.

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.

B : Aire d'une section béton.

Br : Section réduite.

E_b : module de déformation longitudinal béton.

E_i : module de déformation instantanée (**E_{vj}** : pour a l'âge de j jours).

E_s : module d'élasticité de l'acier.

E_v : module de déformation différé (**E_{vj}** : pour chargement applique à l'âge de j jours).

F : Force ou action.

G : Surcharge d'exploitation.

H : Hauteur.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment de flexion le plus souvent.

M_u : Moment à l'état limité ultime.

M_{ser} : Moment de calcul à l'état limité de service.

N : Effort normal.

N_u : Effort normal ultime.

N_{ser} : Effort normal service.

P : force ou action.

Q : Surcharge d'exploitation.

R : réaction.

S : Section.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T : Effort tranchant.

V : Effort tranchant.

W : poids.

Z_b : Bras de levier.

S : espacement des armatures en général.

S_t : espacement des armatures.

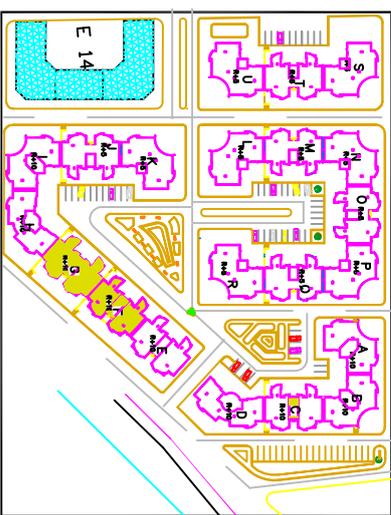
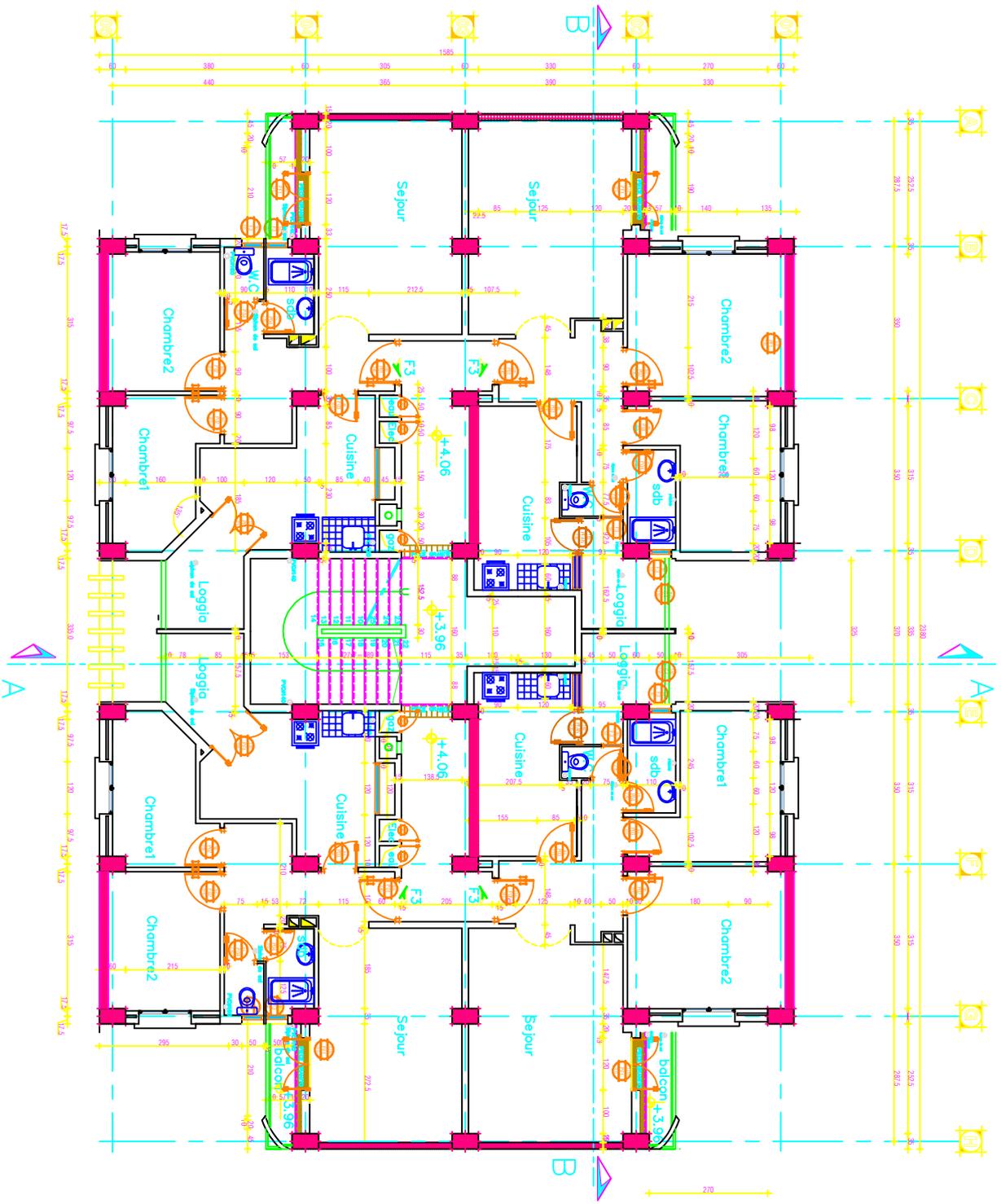
Notations ROMAINE en minuscule

- a** : Dimension transversale.
b : Dimension longitudinal.
b₀ : Epaisseur brute de l'âme d'une section.
d : Hauteur utile.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche.
f_e : la limite d'élasticité de l'acier.
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de j jours.
f_{t28} et f_{c28} : Grandeurs précédemment calculé à 28 jours.
h : Hauteur d'une section de béton.
i : Rayon de giration.
j : Nombre de jours.
k : Coefficient.
l : Longueur.
l_f : Longueur de flambement
r : Rayon de courbure.
t : Période.

NOMENCLATURES GRECQUES

- γ_b** : Coefficient de sécurité du béton.
γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
α : Angle en général, coefficient
ζ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton.
ζ_s : Déformation de l'acier.
η : Coefficient de fissuration relative à une armature.
Θ : Coefficient sans dimension.
λ : Élancement.
μ : Coefficient de frottement.
ν : Coefficient de poisson.
ρ : rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.
τ_u : Contrainte tangentielle admissible.

disposition des voiles (proposés)



Republique Algerienne Democratique Et Populaire

BUREAU DETUDES HADJ AMER

20, rue EL MASSARA ALGER

Modifications :

A

Projet : 670(170+500) LOGTS HAÏESSABAH

Date : 06/2002 BLOC BLOC BARRE (R+10)

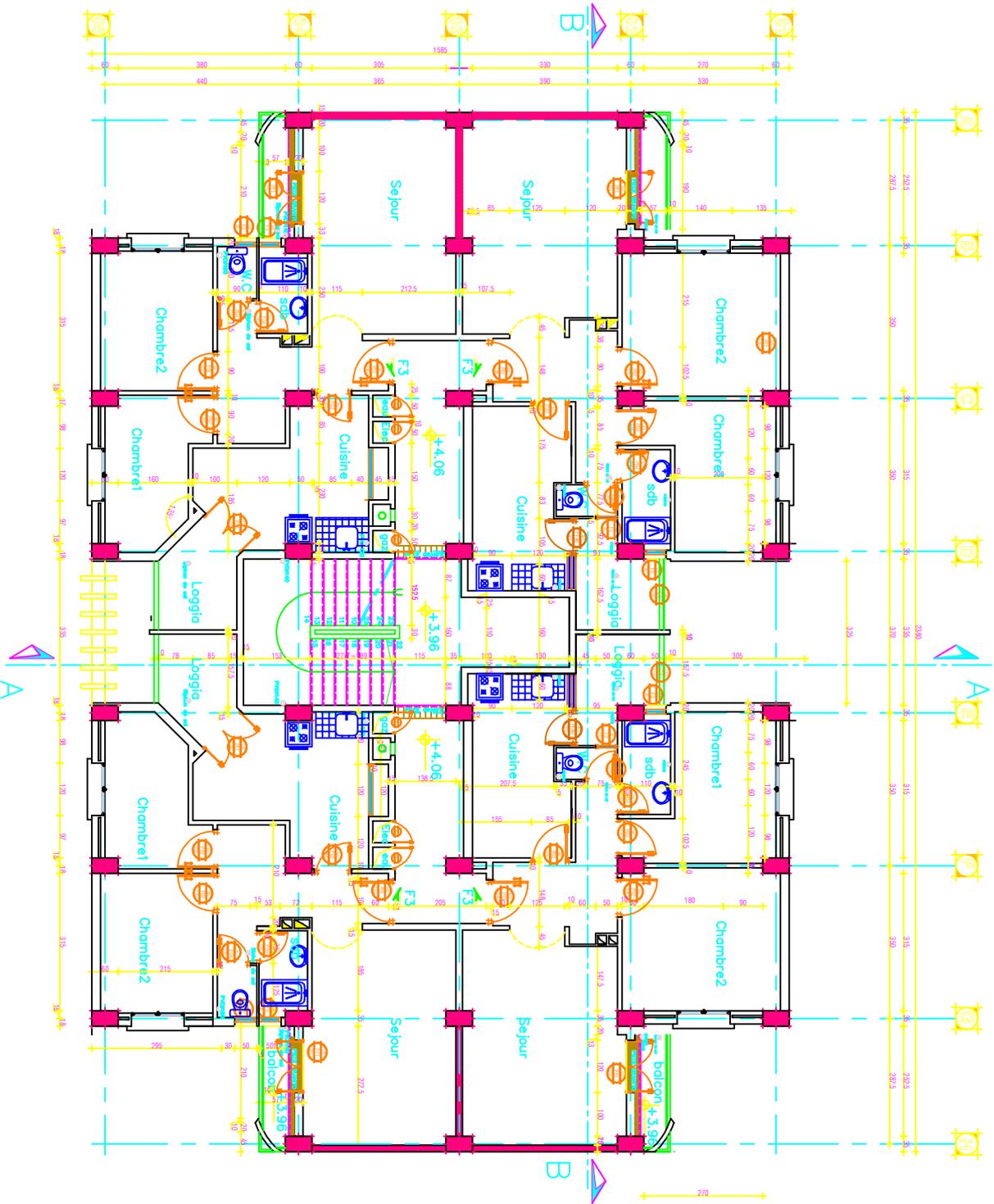
Echelle : 1/50 ' F, G' COMMUNE : BIR EL DJIR

Architectes : A. HADJ AMER H. KHLEF A. HADJ SIMHA

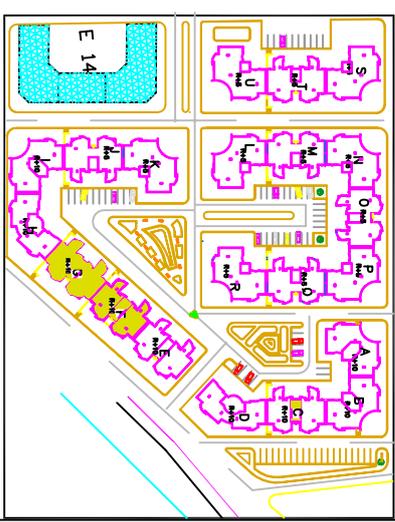
WILAYA : ORAN

PLAN DE 1er ETAGE

Visa



PLAN D'ARCHITECTURE
Rdc et Etage Courant



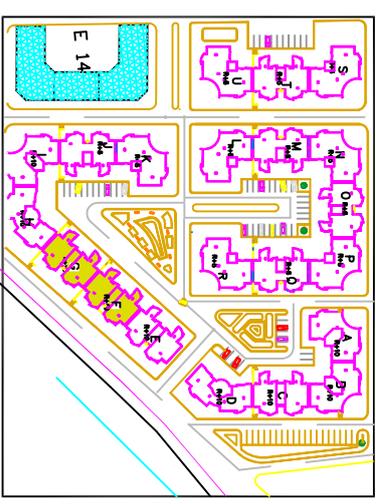
Republique Algerienne Democratique Et Populaire
BUREAU D'ETUDES HADJ AMER
38 Rue Abdel Kader
ALGER 1671700000

A	Modifications :	

Projet : 670(170+500) LOGTS HAIESSABAH	
Date : 06/2002	BLOC BLOC BARRE (R+10)
Echelle : 1/50	F, G COMMUNE : BIR EL DJIR
Architectes : A- HADJI H-YKHLEF A- HADJI SMAYA	WILAYA : ORAN
Visa	PLAN DE 1 ^{er} ETAGE
	Dessiné par : 4/17



COUPE B-B



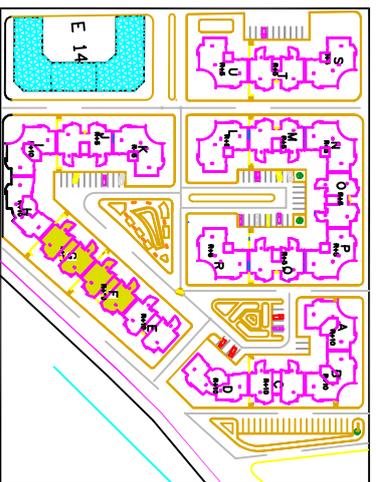
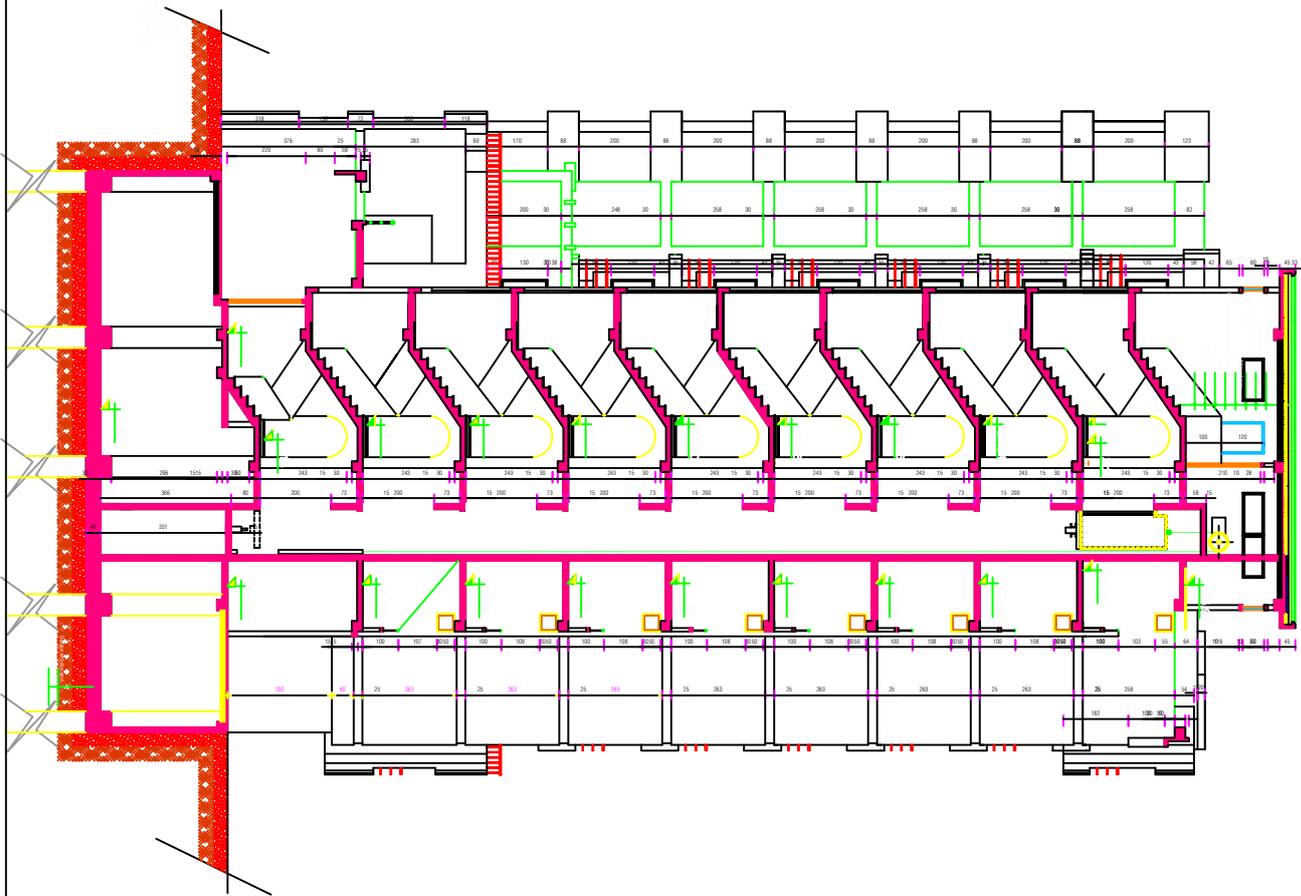

 République Algérienne Démocratique Et populaire
 BUREAU D'ETUDES
 MADJ AMER
 28 boulevard ZOUER
 16000 ALGER

A

Modifications :

Projet : 670(170+500) LOGTS HAÏ ESSABAI	
Date : 06/2002	BLOC BLOC BARRE (R+10)
Echelle : 1/75	' F G ' COMMUNE : BIR ELDJIR
Architectes : A. HADJ H. KHLEF A. HADJ SMAYA	WILAYA : ORAN
	Planche N° : 1720
Visa	COUPE B-B

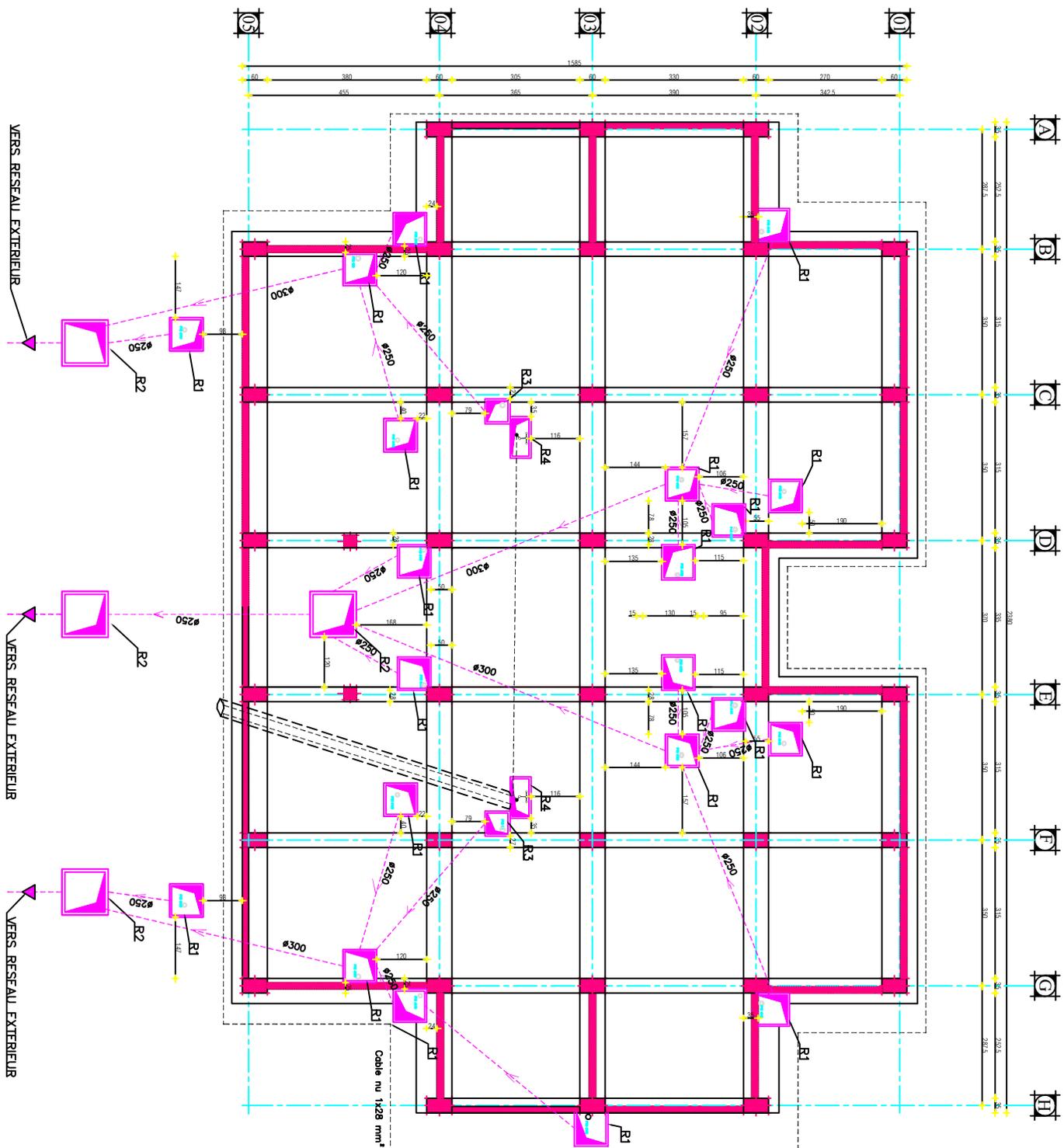
COUPE A-A




 République Algérienne Démocratique Et Populaire
 BUREAU D'ETUDES HADJI AMER
 21, rue ELBAHAR RIJOU
 BP 08/0172 ALGER 010

A
 Micro-éditions :

Projet : 670(170+500) LOGTS HAI ESSABAH		BLOC BARRE (R+10)	
Date : 06/2002	BLOC	COMMUNE : BIR ELDJIR	
Echelle : ' F G ' 1	WILAYA : ORAN		
Architectes : A- HADJI H- KHLEF A- HADJI SMHA	Planche N°		
Visa		COUPE A-A	

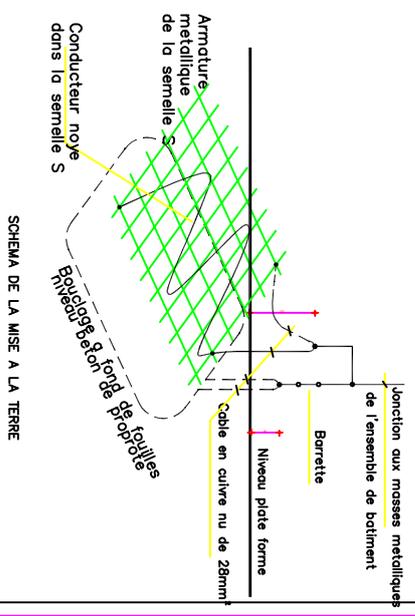


VERS RESEAU EXTERIEUR

VERS RESEAU EXTERIEUR

VERS RESEAU EXTERIEUR

- LEGENDE:**
- R1 : --REGARD DE CHUTE EN BETON ARME 80X80
 - R2 : --REGARD DE VISITE EN BETON ARME 110X110
 - R3 : --REGARD DE VISITE EN BETON ARME 80X60
 - R4 : --REGARD DE VISITE EN BETON ARME 95X50
 - R5 : --REGARD DE VISITE EN BETON ARME 155X80



SCHEMA DE LA MISE A LA TERRE

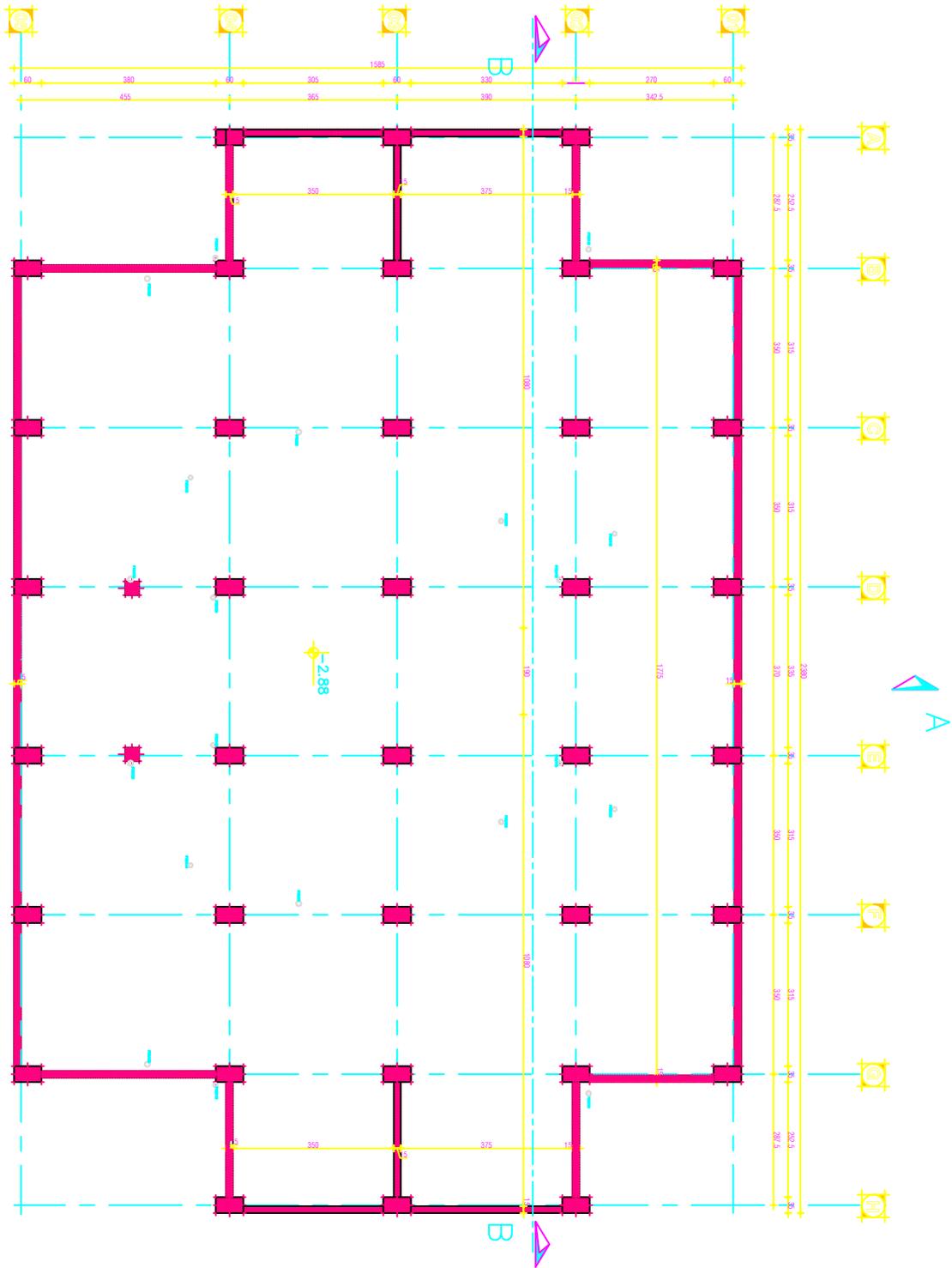
Cable nu 1x28 mm² pour mise à la terre

A

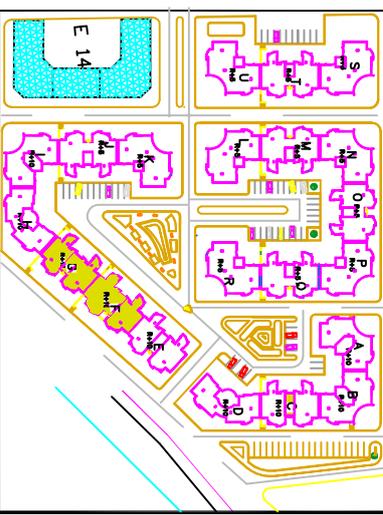
Republique Algérienne Démocratique Et Populaire
BUREAU D'ETUDES HADJI AMER
31 BOULEVARD BOUMELAL
168000 07 / 082 43 91

Projet : 670(170+500) LOGTS HAI ESSABAH

Date	06/2002	BLOC	BLOC BARRE (R+10)
Echelle	1/50	' E '	COMMUNE : BIR EL DJIR
Architectes	A. Hadji H.KYHLIF A. Hadji SWAHA		WILAYA : ORAN
			1/20
			PLAN DE FONDATIONS



PLAN DE SOUS SOL



Republique Algerienne Democratique Et Populaire
 BUREAU D'ETUDES
 MADJARIER
 25, RUE EL KHAYAT
 16000 ALGER

A

Modifications :

Projet : 670(170+500) LOGTS HAI ESSABAH

Date	06/2002	BLOC	BLOC BARRE (R+10)
Echelle	1/50	'F, G'	COMMUNE : BIR EL DJIR
Architectes	A-HELLIL H-YKHEF A-HELLI SMHAH		WILAYA : ORAN
Visa			PLAN DE SOUS SOL
			Dessiné par 2/16

Introduction générale

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique.

Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort, Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de sismicité moyenne, comportant d'un sous-sol, un RDC et 8 étages.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

- Le deuxième chapitre présente le predimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles)

- . • Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).

- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS

- . • Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5ème chapitre.

- Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.

Présentation de l'ouvrage et caractéristique

Des matériaux

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

I.2 Description du projet :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+8 étages, Cet ouvrage est à usage d'habitation.

Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « **RPA99** /version **2003** », dans le **groupe 2**, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé dans la ville de BIR EL DJIR, wilaya d'Oran, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

I.3 Implantation de l'ouvrage :

Le projet est implanté sur un site situé sur un axe urbain important dans la ville de BIR EL DJIR, wilaya d'Oran.

I.4 Caractéristique de l'ouvrage :

- ✓ La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : **25.92 m.**
- ✓ La hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère : **26.52 m.**
- ✓ La hauteur de RDC : **2.88 m.**
- ✓ La hauteur des étages : **2.88 m.**
- ✓ La hauteur de l'acrotère : **0,60 m.**
- ✓ La longueur en plan : **23.8 m.**
- ✓ La largeur en plan : **15.85 m.**

I.5 Données du site :

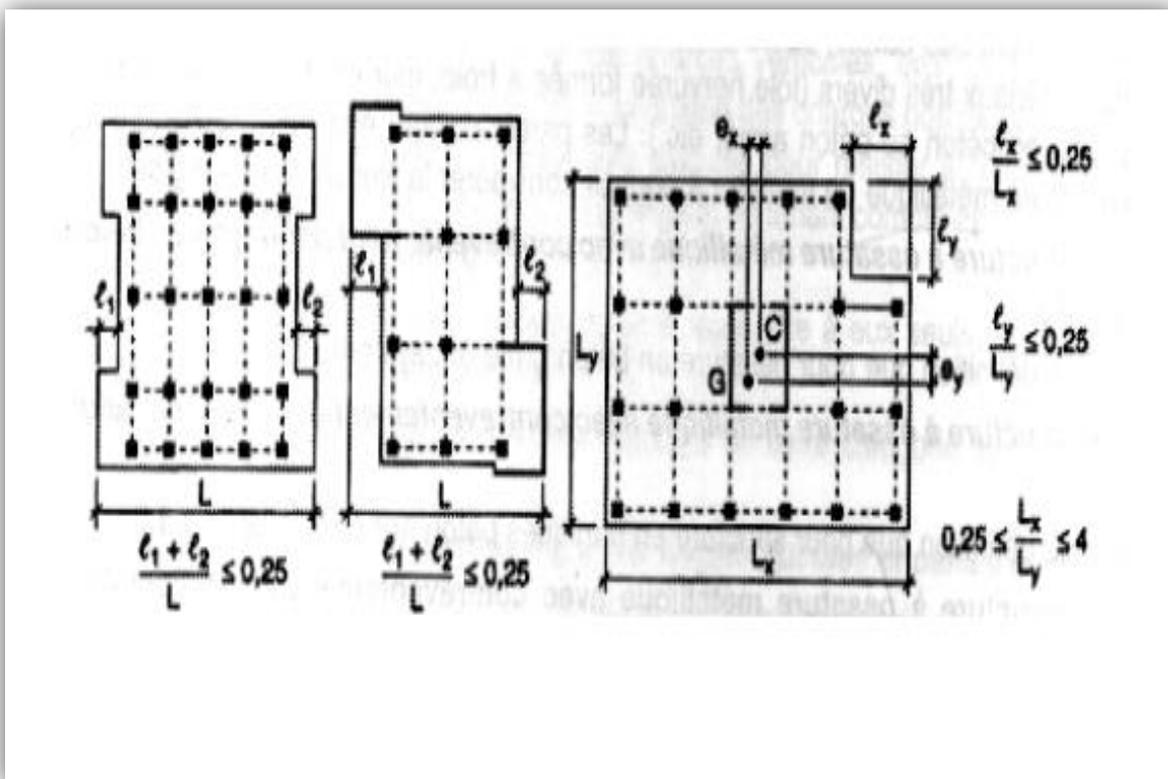
Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le **RPA 99** version **2003** comme

- zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2**
- Le site est considéré comme un site **meuble S3**.
- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.4$ bars.

I.6 La régularité (RPA99/V2003 art 3.5) :

Chaque bâtiment doit être classé selon la configuration en plan et en élévation régulier ou non, selon les critères suivant :

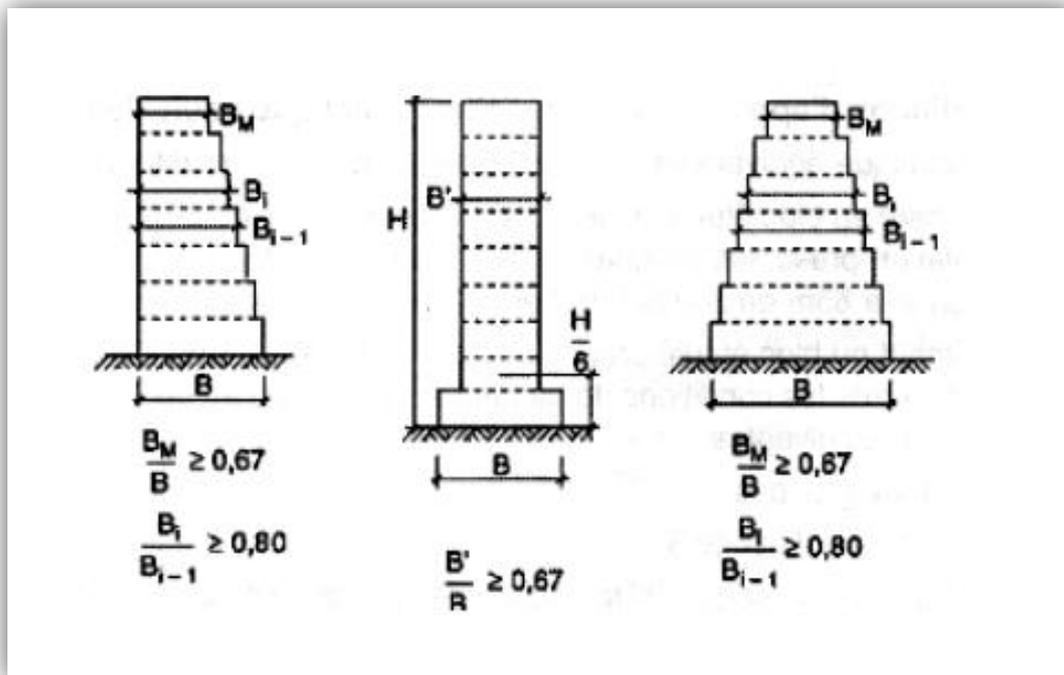
a) En plan :



$$\frac{l_1+l_2}{L_x} = \frac{2.875+3.7+2.875}{23.8} = 0.39 > 0.25$$

Donc le bâtiment est irrégulier en plan.

b) En élévation :



- Dans notre cas le bâtiment n'a aucun décrochement en élévation, donc régulier.

I.7 Conception de la structure :

a. L'ossature de l'ouvrage :

L'ouvrage rentre dans le cadre de l'application des **RPA99** Version **2003**, d'après les conditions de l'article **(3.4.A)** pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter un contreventement par portique auto stable puisque la hauteur totale du bâtiment dépasse les Quatorze mètre.

Par conséquent, nous avons opté pour un contreventement de la structure assuré par des voiles et des portiques, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales (forces sismiques).

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes :

- ✚ Les voiles de contreventement doivent reprendre au **plus 20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

- ✚ Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au **moins 25%** de l'effort tranchant d'étage. Conception de la structure

b. Les planchers :

Les planchers sont des aires destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, le Rôle essentiel de plancher est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments Porteurs de l'ossature (poutres, poteaux, voiles).

On a des planchers semi préfabriqués en corps creux, et des dalles pleines (les balcons, et paliers d'escalier).

c. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, Seront réalisés en béton armé coulé sur place.

On a un seule type d'escaliers :

- escalier a deux volées

d. La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en brique creuses. Pour cet ouvrage, nous avons deux types de murs :

- **Murs extérieurs :** ils sont constitués en deux rangées :
 - Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
 - L'âme d'aire de 5 cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
- **Mur intérieures (cloison de répartition) :** ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur

e. La terrasse :

. Dans notre projet la terrasse est inaccessible

f. Revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué par :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

g. Isolation :

L'isolation acoustique au niveau des murs extérieurs est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cours de réalisation, à noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

h. L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

i. Les balcons :

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

I.8 L'infrastructure :

Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.9 Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- **RPA99** version 2003.
- **CBA93** (Code du béton armé).
- **DTR B.C.2.2** (Charge permanentes et surcharges d'exploitations).
- **D.T.R C2-4.7** (règlement neige et vent « **R.N.V.1999** »).
- **BAEL91 modifié 99**.

I.10 Indication générale sur les règles de BAEL :

a. Définition de l'état limite :

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux Fonctions pour lesquelles il est conçu

Les états limites sont classés en deux catégories :

1. Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

Il y'a03 états limites :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

1. a Hypothèses de calcul à l'ELU :

Ces hypothèses sont au nombre de six :

1. Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
2. Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et béton en raison de l'adhérence.
3. La résistance de traction de béton est négligée.
4. Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En flexion} \quad \rightarrow \varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \\ \text{En compression simple} \quad \rightarrow \varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \end{array} \right.$$

5. L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en centre de gravité, est limité à **10‰**.
6. Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots **A, B, C** (la règle des trois pivots).

1. b Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (figure I.2).

On distingue trois domaines :

1. Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
2. Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
3. Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci-dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple).

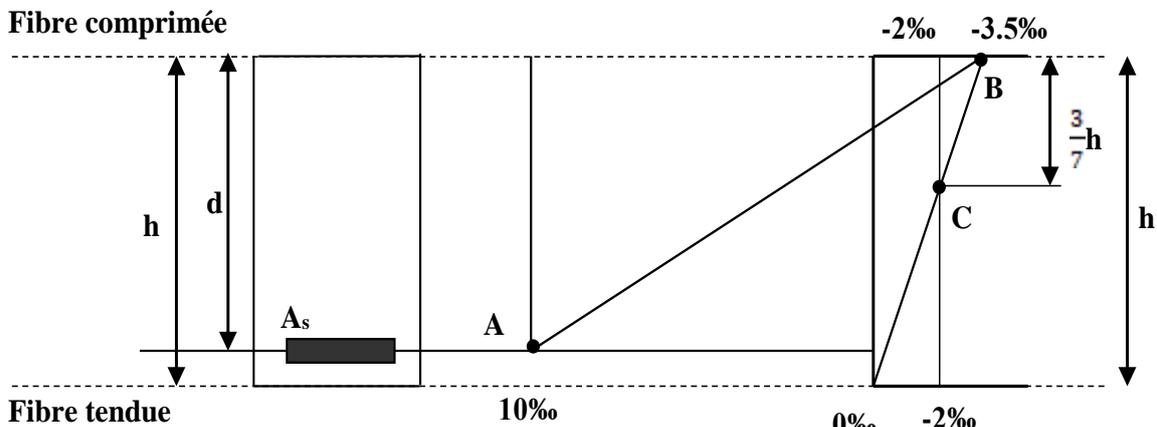


Figure I.1 Diagramme des déformations

2. Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- Etat limite de service d'ouverture des fissures.
- Etat limite de service de déformation.
- Etat limite de service vis-à-vis de la compression du béton.

2. à Hypothèses de calcul à l'ELS :

3. Les sections planes restent planes après déformation.
4. Il n'y a pas de glissement à l'interface béton-armatures.
5. Le béton tendu est négligé dans le calcul.
6. Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
7. Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \quad (\eta : \text{Coefficient d'équivalence})$$

I.11 Actions et sollicitations :

a. Définitions des 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, etc....

On distingue :

▪ **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.

▪ **Actions variables (Q)**

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

▪ **Actions accidentelles (FA)**

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, Chocs,...etc.

b. Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

On note par :

- **G** : ensemble des actions permanentes.
- **Q**: actions variables.
- **E**: Valeur de l'action accidentelle.
- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELU :**

$$1,35 * G + 1,5 * Q$$

- **Sollicitations de calcul vis-à-vis l'ELS :**

$$G + Q$$

- **Sollicitations accidentelles :**

$$G + Q \pm E$$

I.11.1 Les combinaisons d'action : RPA99/2003 (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

a. Situation accidentelle :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2 * E \rightarrow$ Uniquement pour les poteaux.
- $0,8 * G \pm E$

b. Situation durable :

ELU :

- $1,35 * G + 1,5 * Q$

ELS :

- $G + Q$

I.12 Les matériaux de construction utilisés :

I.12.1 Introduction :

Les matériaux de construction jouent un rôle important dans la résistance des structures aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que :

Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent, généralement sur le critère de résistance mécanique. Cette dernière et e revanche décisive pour les constructions de grandes dimensions.

I.12.2 Béton :

I.12.2.1 Définition :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...), de l'eau et d'adjuvants si c'est nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL**),

Le béton doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une souplesse d'utilisation.
- Une bonne résistance aux feux.

I.12.2.2 Caractéristiques mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression f_{cj} :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 'j'jours d'âge est déterminée à partir des essais aux laboratoires sur des éprouvettes **16cm × 32cm**.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours dite valeur caractéristique requise

Notée f_{c28} .

D'après l'article **A.2.1.11** du **BAEL91**, pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à 'j'jours, par les formules suivantes :

- Pour : $J < 28$

$$\text{Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83*j} * f_{c28}$$

$$\text{Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95*j} * f_{c28}$$

- Pour : $J > 28 \longrightarrow f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$

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

b. Résistance à la traction f_{tj} :

D'après **CBA93** Art A.1.2.1.2 la résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

- $f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj}$ Avec : $f_{cj} < 60 \text{ Mpa}$.

Pour notre cas : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 * f_{cj} = 2,1 \text{ Mpa}$.

c. Contrainte limite ultime du béton à la compression :

D'après **BAEL91** Art A.4.3.4 on a:

- $f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$.

Avec :

- $\gamma_b = 1,5$: Pour les situations durables ou transitoires.
- $\gamma_b = 1,15$: Pour les situations accidentelles.
- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $> 24\text{h}$.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est comprise entre **1h et 24h**.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1\text{h}$.

Le coefficient réducteur **0,85** : Coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.

d. Contrainte limite de service :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante : $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$. **CBA93** (Article A.4.5.2).

e. Diagramme des contraintes- déformations :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal.

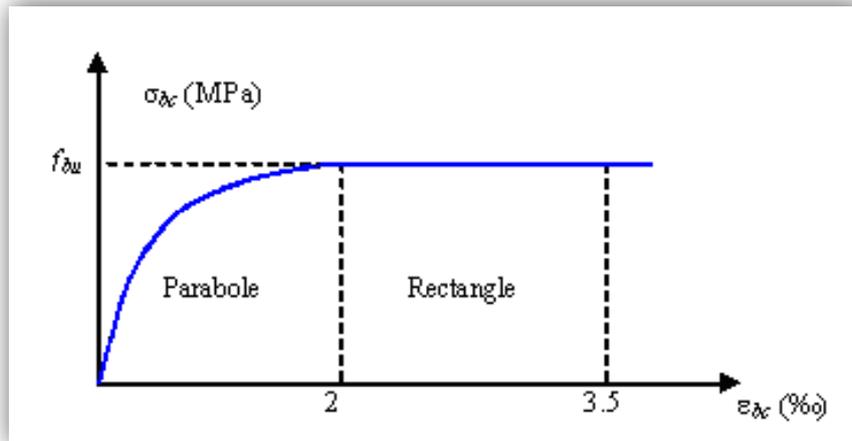


Figure I.2 Diagramme contraintes-déformation

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à:

- 2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- 3,5‰ : en flexion simple ou composée.

Pour :

$$\begin{cases} 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \rightarrow f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc}). \\ 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \rightarrow f_{bc} = f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}. \end{cases}$$

f. Module de déformation longitudinale du béton :

D'après **CBA93** (Article A.2.1.2.1 et A.2.1.2.2), Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}}$,

$$E_{vj} = 3700 * \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. On a : $E_{i28} = 32164, 20 \text{ Mpa}$. et : $E_{v28} = 10818, 86 \text{ Mpa}$.

g. Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par : $G = \frac{E}{2*(1+\nu)}$

h. Coefficient de Poisson :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}}$$

D'après **CBA93** Article A.2.1.3, le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

- $\nu = 0, 2$ (ELS)
- $\nu = 0$ (ELU)

i. Contrainte ultime de cisaillement du béton :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau \leq \tau_{adm}$, d'après l'article **A.5.2.11** de **BAEL91** on a :

- $\tau_{adm} = \min \left(0, 20 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3, 33 \text{ MPa}$, cas normal (fissuration peu nuisible).
- $\tau_{adm} = \min \left(0, 15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2, 5 \text{ MPa}$, cas où la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

I.12.3 L'Acier :

I.12.3.1 Définition :

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 : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$.

I.12.3.2 Différents types d'aciers :

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

a. Les ronds lisses (R.L) :

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances **FeE215** et **FeE235**

- $f_e = 215\ \text{Mpa}$ (Contrainte à la limite élastique).
- $f_u = 330\ \text{à}\ 490\ \text{Mpa}$ (Contrainte à la limite de rupture).
- $f_e = 235\ \text{Mpa}$.
- $f_u = 410\ \text{à}\ 490\ \text{Mpa}$.

b. Les aciers à haute adhérence (H.A) :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier **FeE400** et **FeE500** les mêmes diamètres que les ronds lisses.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des **FeE400** de **type 1** caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400\ \text{Mpa}$.
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348\ \text{Mpa}$.
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1.6$.
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$.

Module d'élasticité : $E_s = 2 * 10^5\ \text{Mpa}$.

c. Treillis soudés :

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- **TL50**($\varnothing > 6\ \text{mm}$), $f_e = 500\ \text{Mpa}$.

- $TL50(\varnothing \leq 6 \text{ mm}), f_e = 520 \text{ Mpa}$.

I.12.3.3 La contrainte limite de calcul :

a. Contrainte limite ultime :

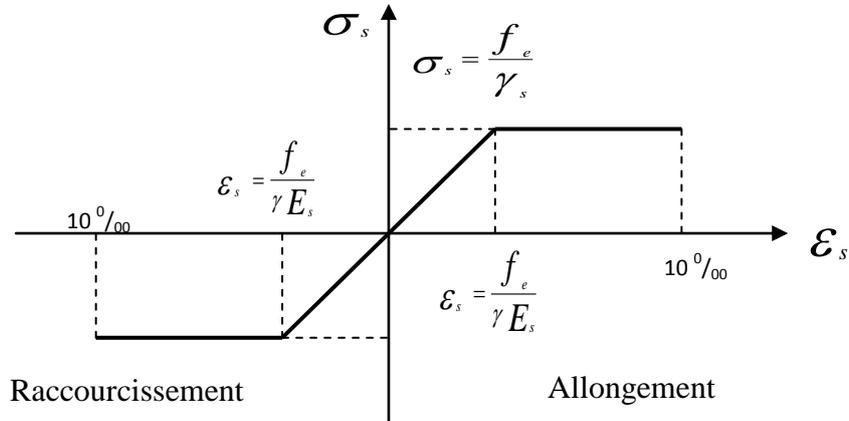


Figure I.3 Diagramme contraintes-déformation de l'acier

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative ϵ_s .

D'où :

- $\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$.

Avec :

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

- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1,15$ Situation durable ou transitoire.

b. Contrainte limite de service :

D'après **BAEL91** (Article A.4.5.3.2), on trouve que :

Etat limite de service : on distingue les cas suivants :

- Cas où la fissuration est peu nuisible : $\overline{\sigma_s} = f_e$.
- Cas où la fissuration est préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa})$$

Avec :

- f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.
- Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min \left[\frac{1}{2} * f_e ; 90 * \sqrt{\eta * f_{tj}} \right]. (\text{Mpa})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration avec :

- $\eta = 1$: Pour les ronds lisses, treilles soudées.
- $\eta = 1,6$: Pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$.
- $\eta = 1,3$: Pour les hautes adhérences $\emptyset < 6 \text{ mm}$.

I.12.3.4 Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations

I.13 Conclusion :

Ce chapitre à concerné une vue global sur notre projet, les différents règlements à utiliser, Ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Pré-dimensionnement et Descente des charges

II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91** », le « **RPA99 version 2003** », et « **CBA 93** » qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2 Pré dimensionnement des Eléments secondaires :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure (planchers, balcons, poutrelles, escaliers, cloisons).

II.2.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est adopté pour tous les étages car ils Présentent les avantages suivants :

- Facilité de réalisation.
- Légèreté des planchers et par conséquent les forces sismiques.
- Bonne isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le cout de coffrage.

Il est constitué de :

- ✓ **Corps creux** : dont le rôle est le coffrage, isolation phonique et sonore, aucune fonction de résistance.
 - ✓ **Poutrelles** : ce sont les éléments résistants du plancher. Elles servent à répartir les charges sur les poutres principales.
 - ✓ **Dalle de compression** : c'est une dalle en béton armé. Sa hauteur varie de 4 à 6 cm. Elle sert à répartir uniformément les charges et les surcharges sur les poutrelles.
-

- ✓ **Treillis soudé** : il sert à armer la dalle de compression pour éviter sa fissuration et sa destruction

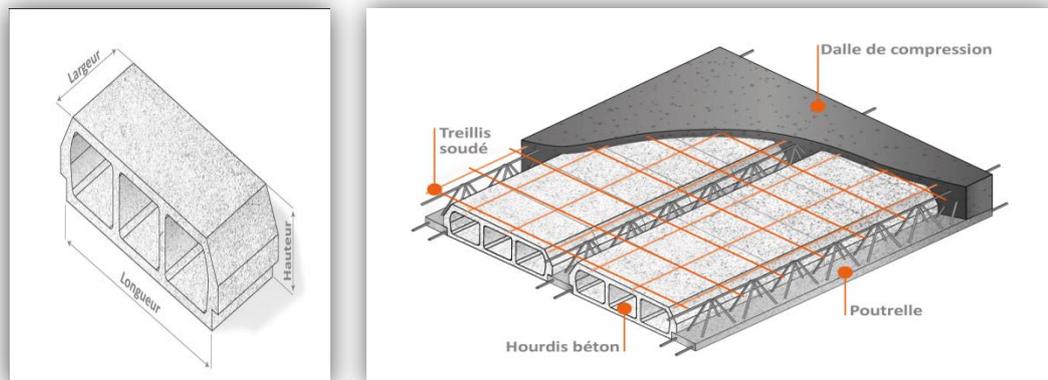


Figure. II.1 Schéma descriptif d'une dalle à corps creux

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation du **CBA 93**

Suivant :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec :

- M_t : le moment en travée : $M_t \geq 0.75 M_0$.
- M_0 : le moment isostatique correspondant.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur totale.

Avec :

- h_{cc} : hauteur du corps creux.
- h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure de **8 à 12 cm**.
- L_0 : distance entre axe des poutrelles.
- h_t : hauteur total du plancher.

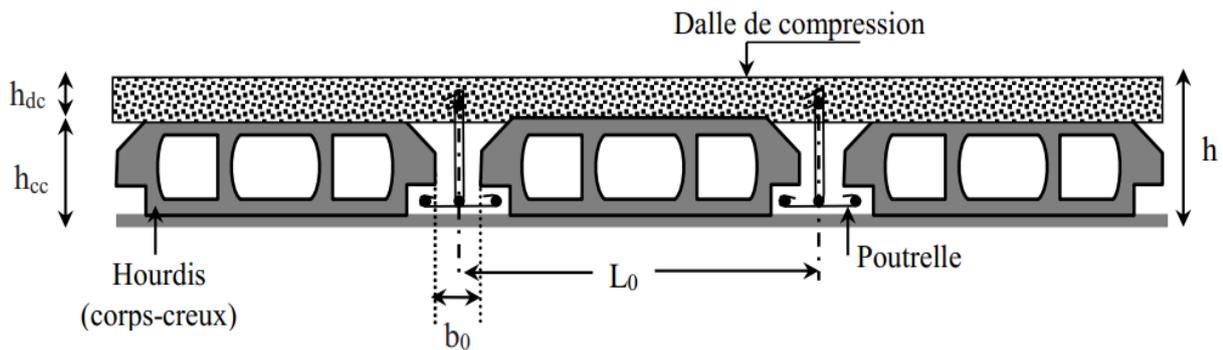


Figure II.2 Coupe transversale d'un plancher à corps creux

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4) :

$$\frac{h_t}{L_x} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{1}{22,5} \end{array} \right\}$$

Avec :

- L_x : est la plus grande portée dans le sens de disposition des nervures entre nus.

On a : $L_x = 3.8 \text{ m}$.

- M_t : le moment en travée : $M_t \geq 0.75 M_0$.
- M_0 : le moment isostatique correspondant.

$$h_t \geq \max \left\{ \frac{1}{15} \times \frac{0,75M_0}{M_0} ; \frac{1}{22,5} \right\} L_x$$

$$h_t \geq \max \left\{ (1/15)*0.75 ; 1 / 22.5 \right\} * 380$$

$$h_t \geq \max \left\{ 19 ; 16.88 \right\}$$

On a trouvé que $h_t = 20 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16 + 4) = 20 \text{ cm}$.

Avec :

- $h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

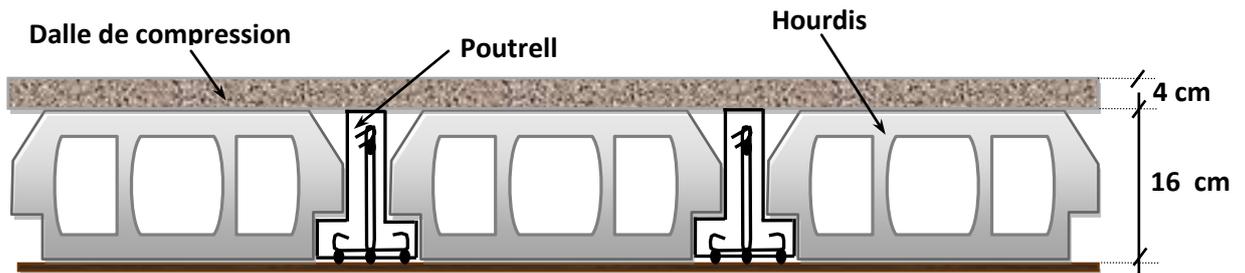


Figure II.3 planché à corps creux.

II.2.2 Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments secondaires, coulés sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, elles supportent le plancher et transmettent ses charges à la structure porteuse.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de

Caractéristique géométrique suivant :

- **b** : largeur de la table de compression
- **b₀** : largeur de la nervure
- **h₀** : épaisseur de la dalle de compression.
- **ht** : hauteur totale de la poutrelle.

La valeur de **b₀** dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) ht \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 16 \text{ cm})$$

On prend : **b₀ = 10 cm**

Leur dimension déterminée comme suite :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left[\frac{L \text{ max}}{10}; \frac{L \text{ hourdis}}{2} \right]$$

Avec :

- **L_x** : distance entre deux nervures successives.

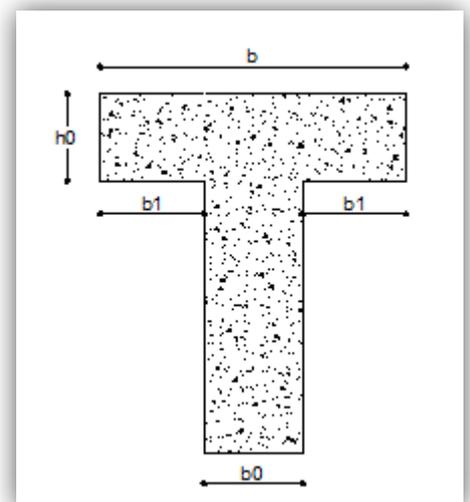


Figure II.4 Schéma d'une poutrelle

- L_y : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 380 \text{ cm}$$

Donc :

- $b_1 = \min \left[\frac{380}{10}; \frac{55}{2} \right]$
- $b_1 = \min[38 ; 27.5]$
- **$b_1 = 27.5 \text{ cm}$.**
- $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

D'ou la valeur de la table de compression est prise égale à: **$b = 65 \text{ cm}$** .

II.2.3 Plancher à dalle pleine.

Une dalle pleine est un élément dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions (largeur et longueur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur **deux** ou **plusieurs appuis** constitués par des poutres, murs ou voiles. Dans notre structure, nous avons opté pour des dalles pleines pour la réalisation des balcons en porte à faux.

Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poutres, murs ou voiles.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Résistance à la flexion :**

- Pour une dalle sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

➤ **Résistance au feu :**

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

- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

➤ **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique

Dans notre cas les dalles qui reposent sur 4 appuis, on a choisi une la plus sollicité qui a une portée égale a :

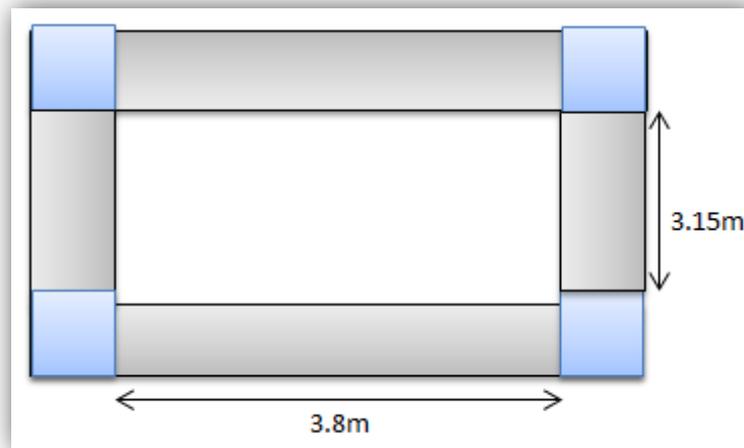


Figure II.5 Dalle sur quatre appuis

On prend les dimensions du panneau le plus sollicité : $L_x = 3.15$ m ; $L_y = 3.8$ m.

$$\frac{l_x}{50} < e < \frac{l_x}{40} \Leftrightarrow \frac{315}{50} < e < \frac{315}{40} \Leftrightarrow 6.3 < e < 7.875$$

Finalement on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 16$ cm.

II.3 Pré-dimensionnement des balcons :

Les balcons sont des dalles pleines encastées dans les poutres, leurs épaisseurs sont déterminées suivant la formule suivante :

- **Condition de la flèche :**

C'est un balcon rectangulaire.

- $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7$

Avec :

L : est la largeur du plus grand balcon $L = 0.95 \text{ m}$.

On obtient :

$$\square \quad \frac{95}{15} \leq e \leq \frac{95}{20} + 7 \Rightarrow 6.33 \leq e \leq 11.75 \text{ cm.}$$

Donc : on prend une épaisseur $e = 10 \text{ cm}$

Avec des considérations pratiques (expérience) on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : $e = 16 \text{ cm}$

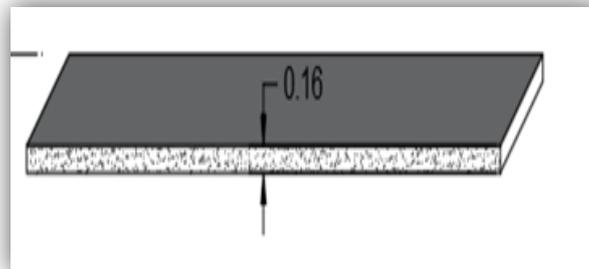


Figure. II.6 Coupe transversale d'un balcon

II.4 Pré dimensionnement des voiles :

D'après le **RPA 99v2003, article 7.7**, Les voiles de contreventement sont des murs en béton armé, qui ont comme rôle primordiale d'assurer la stabilité de la structure vis-à-vis des actions horizontales ; essentiellement le vent et le séisme.

Il est considéré comme voile, l'élément satisfaisant la condition : $l \geq 4a$ si non ce n'est qu'un élément linéaire. et ce comme schématisé ci-dessous :

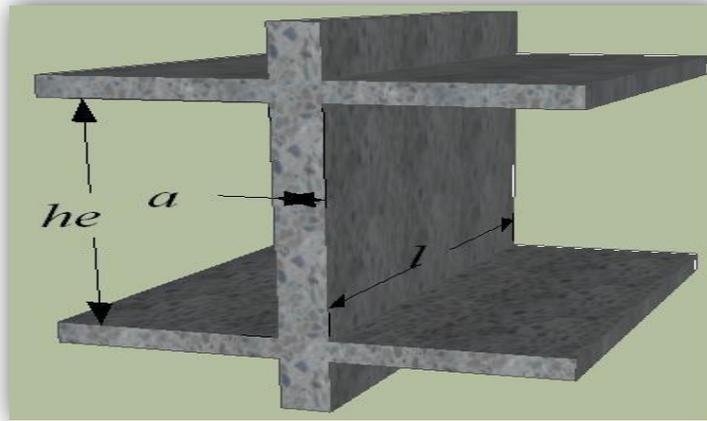


Figure II. 7 Pré dimensionnement des voiles

Pour le pré dimensionnement de cet élément le règlement en question exige une épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué sur la figure ci-dessous :

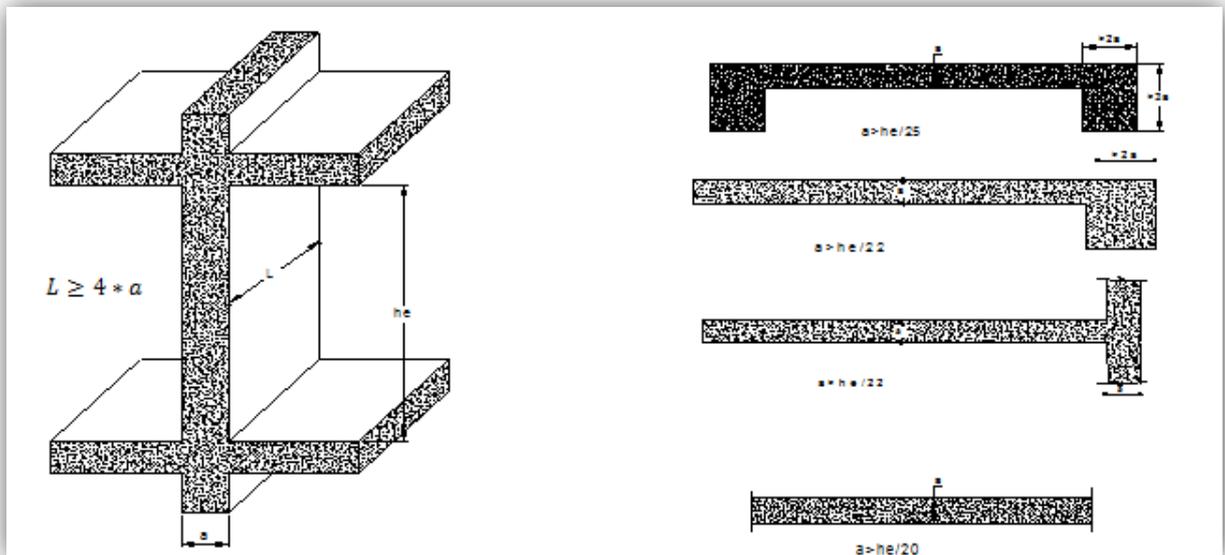


Figure II. 8 Coupe de voile en élévation et en plan

a. Type I :

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 2.88 m.**

Donc :

- $a \geq \max \left[\frac{he}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[\frac{288}{25} ; 15 \text{ cm} \right].$

On obtient :

- $a \geq \max [11.52 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

b. Type II :

On a la plus grande hauteur libre d'étage **he = 2.88 m.**

Donc

- $a \geq \max \left[\frac{he}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max \left[\frac{288}{22} ; 15 \text{ cm} \right].$
- $a \geq \max [13.09 ; 15 \text{ cm}] \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$

Soit : **a = 20 cm.**

- Vérification selon le **RPA** :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq \frac{h_e}{20} \end{array} \right.$$

he : hauteur libre entre deux étages.

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

- Vérification de la condition : **L > 4a** :

Dans notre projet la plus petite longueur du voile est : **L_{min} = 2.525 m**

- **L_{min} = 252.5 cm > 4 a = 80 cm (Vérifié).**

II.5 Pré dimensionnement de l'acrotère :

Un mur acrotère est un muret en béton armé coulé sur place situé en périphérie de toiture terrasse pour permettre le relevé d'étanchéité, et il forme une paroi contre toute chute. L'acrotère du présent projet, s'aperçoit avec les dimensions définies sur la figure suivante:

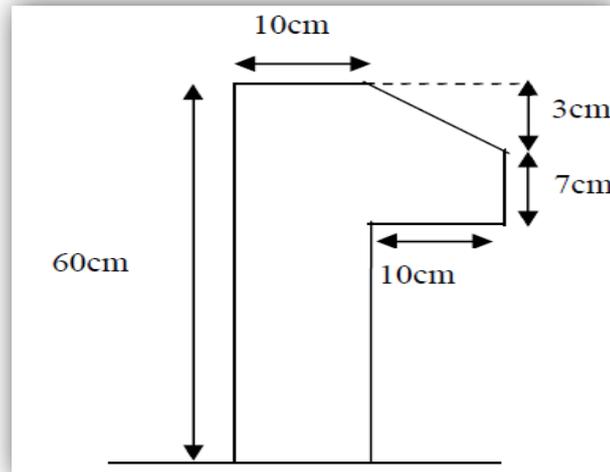


Figure. II.9 Dimension de l'acrotère

II.6 Pré-dimensionnement des escaliers :

a. Définition :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'une construction, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

b. Composition d'un escalier :

- **La montée** : ou la hauteur d'escalier (H)
- **Le giron** : la largeur de marche (g).
- **L'emmarchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contre marche** : la partie verticale d'une marche (h).
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompues des marches.

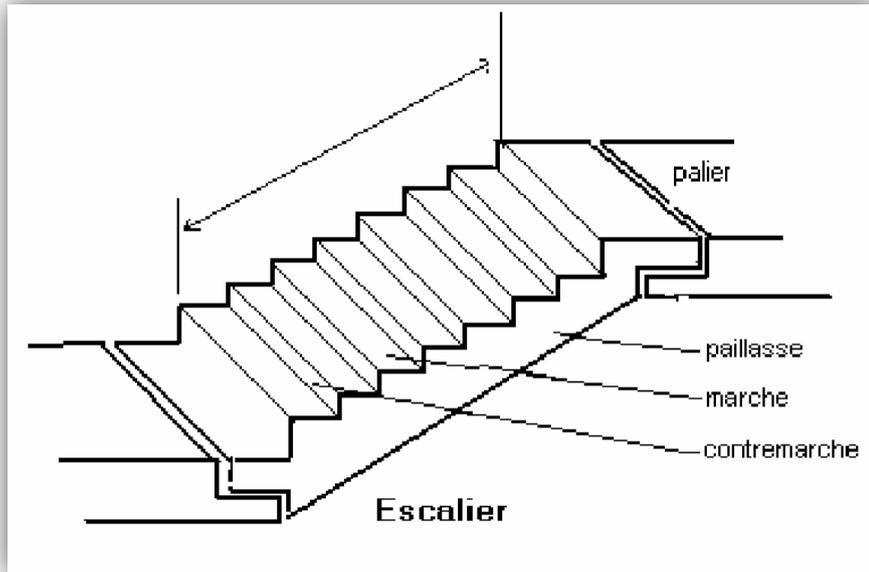


Figure II.10 Composition d'un escalier

II.6.1 Escalier à deux volées :

Pour les dimensions des marches « **g** », et des contre marches « **h** » on utilise généralement la formule de « **blondel** » : **60 cm < m < 65 cm.**

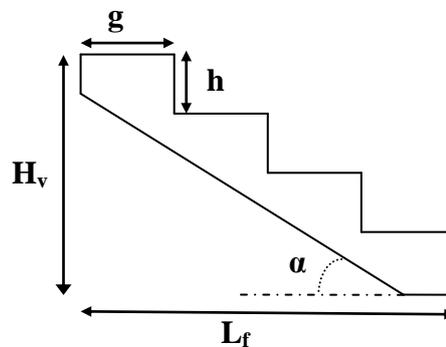


Figure II.11 Dimensions de l'escalier

Avec :

- $m = g + 2 \times h$
- $$\begin{cases} 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification de la formule de Blondel : $60 \text{ cm} \leq m \leq 65 \text{ cm}$

On a :

- $m = g + 2 * h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm.}$

Donc :

- $60 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{C. V}$

On prend: $\begin{cases} g = 30 \text{ cm.} \\ h = 17 \text{ cm.} \end{cases}$

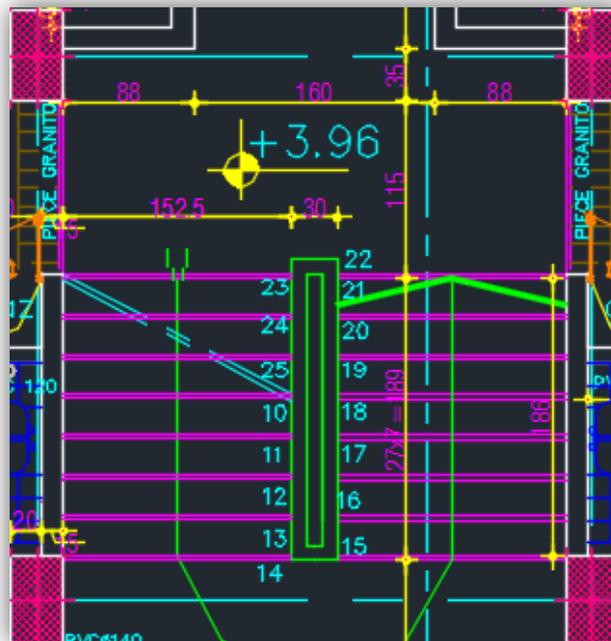


Figure II.12 Escalier à deux volées

Pour la hauteur d'étage est **2.88 m**, on a **02 volées**, la hauteur de la **1^{ere}** et la **2^{eme}** volée est d **1.44 m**.

➤ **La première volée et La deuxième volée :**

Nombre des contre marches :

Hauteur de volée 1 et 2 : $H_v = 1.44 \text{ m.}$

- $N_{cm} = \frac{144}{17} = 8 \text{ contre marches}$

Nombre des marches

- $N_m = N_{cm} - 1 = 8 - 1 = 7$ marches.

La ligne de foulée :

- $L_f = g * N_m = 0.3 * 7 = 2.1$ m

L'inclinaison

- $Tg\alpha = \frac{H_v}{L_f} = \frac{1.44}{2.10} = 0.685 \Rightarrow \alpha = 34.43^\circ$.

La longueur de la paillasse ($L_{paillasse}$) :

- $L_{paillasse} = \frac{1.44}{\sin \alpha} = 2.54$ m.

Epaisseur de la paillasse :

$$L = L_{palier} + L_{paillasse} = 2.54 + 1.16 = 3.7 \text{ m}$$

Selon la condition suivante :

- $\frac{1}{30} * L \leq e \leq \frac{1}{20} * L$

Donc :

- $12.33 \text{ cm} \leq e \leq 18.5 \text{ cm}$

Donc pour assurer la non déformabilité des escaliers on fixe : **$e = 16 \text{ cm}$**

II.7 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (version 2003)**.

➤ D'après le **BAEL91** :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3 \times h \leq b \leq 0,5 \times h \end{cases}$$

➤ D'après le **RPA99 version 2003** :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

- **L** : portée maximale de la poutre.
- **h** : Hauteur de la section.
- **b** : Largeur de la section.

II.7.1 Poutres longitudinales (principales) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

Nous avons : **L = 380 cm**

$$\square \quad L/15 \leq h \leq L/10 \quad \Rightarrow \quad 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On prend **h = 35 cm**.

$$\square \quad 0,3h \leq b \leq 0,5h \quad \Rightarrow \quad 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend **b = 30 cm**.

. Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003**

(Zone II) suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad \text{CV.}$

Soit : $b * h = (30 * 35) \text{ cm}^2$.

II .7.2 Poutres transversales (secondaires)

Nous avons : $L = 315 \text{ cm}$

▪ $L/15 \leq ht \leq L/10 \Rightarrow 21\text{cm} \leq ht \leq 31.5\text{cm}$

On prend $h = 30 \text{ cm}$.

▪ $0,3h \leq b \leq 0,5h \Rightarrow 9\text{cm} \leq b \leq 15 \text{ cm}$

On prend $b = 30 \text{ cm}$.

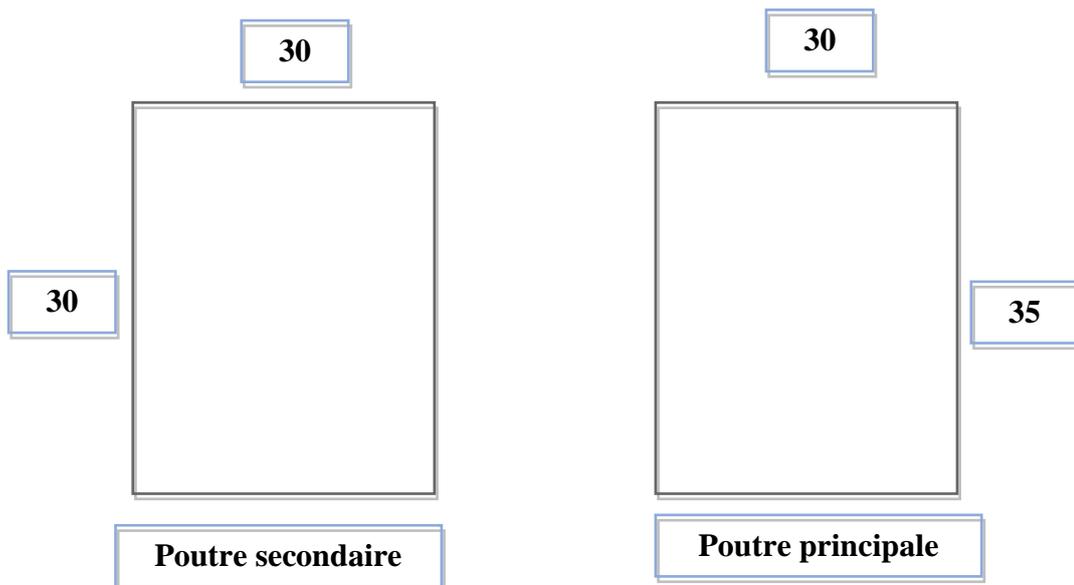
Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : **7.5.1 de RPA99/version 2003**

(Zone II) suivant :

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1 < 4 \quad \text{CV.}$

Soit : $b * h = (30 * 30) \text{ cm}^2$

Donc :



II.7.3 Poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion. Ces sollicitations sont dues à son poids propre plus le poids du mur et à l'action du palier plus paillasse.

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL91** et vérifiée en considérant le **RAP 99/version 2003**.

➤ **Selon le BAEL91 :**

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ \frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \end{array} \right.$$

▪ **22.33 ≤ h ≤ 33.5 ⇒ On prend : h = 35 cm.**

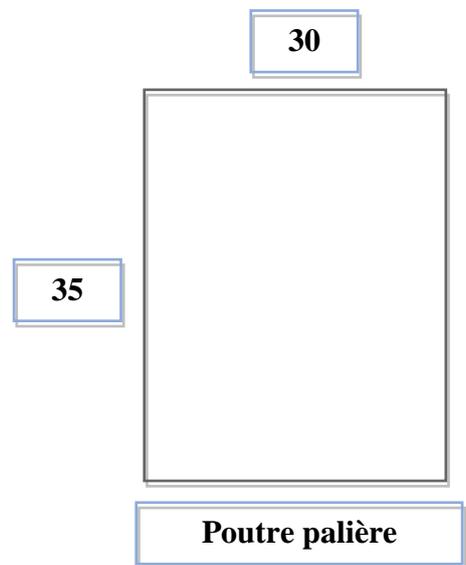
La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3 * h \leq b \leq 0,5 * h. \\ \mathbf{10.5 \leq b \leq 17.5} \end{array} \right.$$

On prend : **b = 30 cm.**

➤ **Selon le RPA99/ version 2003 :**

- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{CV.}$
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \quad \text{CV.}$



Donc on choisit une section de la poutre

Palière (**b * h = 30 *35 cm²**).

II.8. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont les éléments de la structure, qui transmettent les charges verticales et horizontales aux fondations.

Ils participent au contreventement total ou partiel des bâtiments.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie intuitivement avec une section d'armature de 1% de la section de béton sous l'action de l'effort normal maximal

(Le poteau le plus chargé) déterminé par la descente des charges.

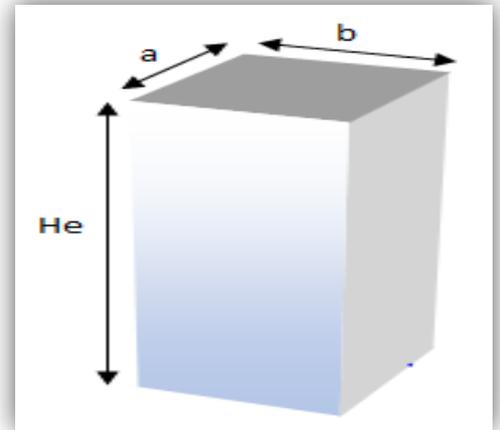


Figure II.13 Dimensionnement du poteau

- D'après **RPA99/version 2003** :

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone II doivent satisfaire la condition suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b , h) \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Min} (b , h) \geq h_e / 20 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right.$$

D'après les règles **BAEL91** :

L'effort normal ultime agissant sur un poteau (compression centré) est donné par la formule suivante :

- $$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times f_e}{\gamma_s (A_s / B_r)} \right]}$$

Avec :

- B_r : section réduite du poteau, $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02)$ en m^2 .
- N_u : Effort normal maximal à l'ELU ($N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$).
- A_s : section d'armature comprimé prise en compte dans le calcul.

- f_e : contrainte limite élastique des aciers (ici on prend : $f_e = 400 \text{ MPa}$).
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que : $\gamma_b = 1,5$ (situation durable ou transitoire).
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que : $\gamma_s = 1,15$ (situation durable ou transitoire).
- α : coefficient fonction de l'élançement du poteau calculé par :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2} \right)} \\ \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \quad \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50^2}{\lambda^2} \right) \end{array} \right.$$

Généralement le pourcentage de l'acier est de **1%** de la section :

- $\frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$
- $N_u \leq \alpha \times B_r \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$
- Pour : $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708 \Rightarrow B_r \geq 0.064 * N_u$
- Pour : $\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603 \Rightarrow B_r \geq 0.075 * N_u$

N_u : est déterminé à partir de la descente des charges.

Pour notre cas, on adopte : $B_r = 0.064 * N_u$.

II.9 Evaluation des charges et surcharges :

II.9.1 Les planchers :

- a. Plancher terrasse corps creux « inaccessible » :

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
3-Béton forme de pente	0,08	22	1,76
4-Isolation thermique	0,05	03	0,15
5-Plancher a corps creux	0,2	/	2.8
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			5.88

Tableau II-1 Charge permanente due au plancher terrasse

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

b. Plancher étage courant en corps creux (1^{ère} jusqu'à 8^{ème} étage) :

Matériaux	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-plancher a corps creux	0,2	/	2.80
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			5.20

Tableau II-2 Charge permanente due au plancher étage

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

c. Plancher RDC en dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-La dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			6.4

Tableau II-3 Charge permanente due au plancher RDC

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

d. Plancher du Sous-sol en dalle pleine :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Cloison	/	/	1
2-Carrelage	0,02	22	0,44
3-Mortier de pose	0,02	20	0,40
4-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
5-La dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
Total (KN/m²)			6.4

Tableau II-4 Charge permanente due au plancher Sous-sol
--

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.9.2 Les balcons :

a. Balcon étage :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable	0,02	18	0,36
4-Plancher a dalle pleine	0,16	25	4
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			5.60

Tableau II-5 Charge permanente due au Balcon étage

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

b. Balcon terrasse :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Protection en gravillons roulés	0,05	17	0,85
2-Etanchéité multicouches	0,02	06	0,12
3-Béton forme de pente	0,08	22	1,76
4-Isolation thermique	0,05	0,3	0,15
5-Dalle pleine	0,16	25	4
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			7.28

Tableau II-6 Charge permanente due au Balcon terrasse

❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.9.3 Les Murs :

a. Murs extérieurs :(épaisseur e = 30 cm) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre 1.5	10	0,15
2- Brique creux 10cm	---	0.90
3- Lamé d'aire 5cm	----	----
4- Brique creux 15cm	---	1,30
5- Enduit de ciment 2cm	20	0,40
Charge permanente (KN/m ²)		2.75

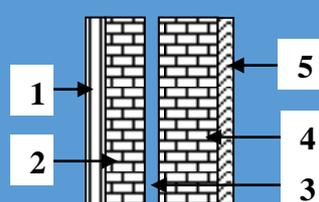


Tableau II-7 Charge permanente due aux Mur extérieurs

b. Cloisons intérieures à double parois :(épaisseur e = 30 cm) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre 1.5	10	0,15
2- Brique creux 10cm	---	0.90
3- Lamé d'aire 5cm	----	----
4- Brique creux 15cm	---	1,3
5- Enduit de plâtre 1.5cm	10	0,15
Charge permanente (KN/m ²)		2.5

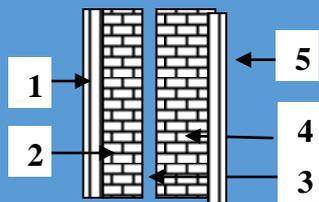


Tableau II-8 Charge permanente due aux Cloison intérieures à double parois

C. Cloisons intérieures: (épaisseur e = 10 cm) :

Couche & épaisseur (Cm)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Enduit de plâtre 1.5 cm	10	0,15
2- Brique creux 10cm	---	0.90
3- Enduit de plâtre 1.5	10	0,15
Charge permanente (KN/m ²)		1,20

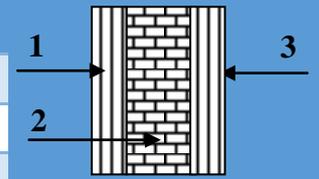


Tableau II-9 Charge permanente due aux Cloison

II.9.4 Les escaliers :

a. Palier :

- Palier simple :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre de palier	0,16	25	4
5-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			5.6

Tableau II-10 Charge permanente due au Palier

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

b. Paillasse :

- La paillasse avec une inclinaison de 34.43° :

Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	0,02	22	0,44
2-Mortier de pose	0,02	20	0,40
3-Couche de sable fin	0,02	18	0,36
4-Poids propre des marches	0,17/2	25	2,125
5-Poids propre de paillasse	0,16	$0.16 \times 25 / \cos 34.43$	4.849
6-Enduit de ciment	0,02	20	0,40
Total (KN/m²)			8.574

Tableau II-11 Charge permanente due au Paillasse à $34,43^\circ$

- ❖ Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.10 Descente des charges :

On appelle descente de charges l’opération qui consiste à calculer pour les poteaux de la construction, les charges qu’ils supportent au niveau de chaque étage jusqu’aux fondations.

D’après le **RPA** les poteaux de rive et d’angle, doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation, de rapidité d’exécution, et pour leurs conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges les poteaux le plus sollicité seulement.

II.10.1. La dégression des charges d’exploitation pour le calcul des éléments porteurs :

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques ou non à chaque étage, de **10%** par étage jusqu’à $0.50 Q$ sauf pour le dernier et avant-dernier niveau.

Pour notre cas l’ouvrage ayant une surcharge équivalente à tous les niveaux, On pourra adopter les valeurs de surcharges suivantes

Niveau (1) : Q

Niveau (2) : $0,90 Q$

Niveau (3) : $0,80 Q$

Niveau (4) : $0,70 Q$

Niveau(5) : $0,60 Q$

Niveau (6→9) : $0,50 Q$

Pour les dimensionnements des poteaux On fait la descente de la charge sur les poteaux Les plus sollicités suivants :

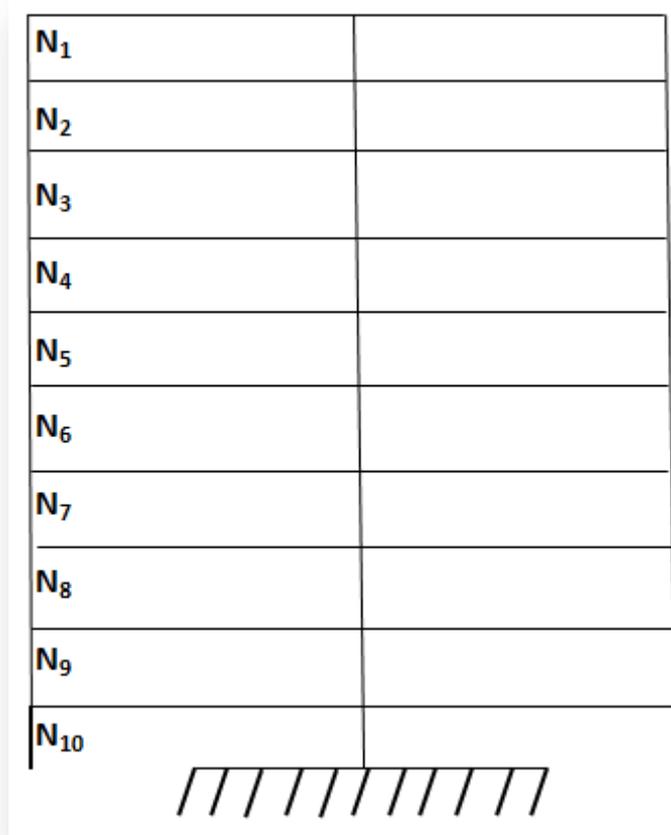


Figure.II.14 Représentation des différents niveaux

- Poteau **de rive**
- Poteau **D'angle**
- Poteaux **centraux**

Et on prend la valeur max de ces poteaux

II.10.2 Poteau d'angle (G-5):

1)- les surfaces :

$$S_{\text{tot}} = 2.5 \times 1.925 = 4.81 \text{ m}^2.$$

$$S = (1.9 \times 1.575) = 3 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{acrt}} = (2.5 + 1.825) \times 0.1 = 0.43 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{\text{tot}} - S_{\text{acrt}} = 4.81 - 0.43 = 4.38 \text{ m}^2.$$

2)- les charges permanentes :

- Poids de plancher terrasse :

$$G = S \times G = 3 \times 5.88 = 17.64 \text{ KN}.$$

- Poids de plancher étage courant :

$$G = S' \times G = 4.38 \times 5.2 = 22.78 \text{ KN}.$$

- Poids de plancher RDC:

$$G = S' \times G = 4.38 \times 6.4 = 28.03 \text{ KN}.$$

- Poids de sous sol:

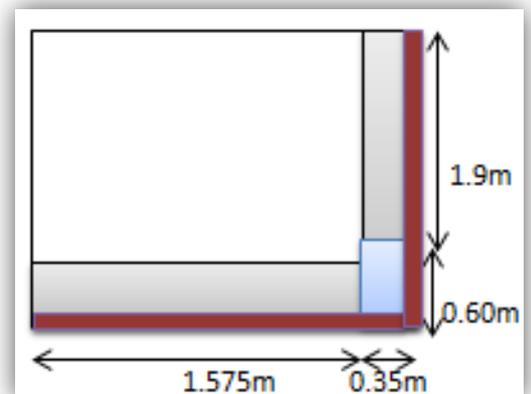
$$G = S' \times G = 4.38 \times 6.4 = 28.03 \text{ KN}.$$

- Poids de poutre transversale (P.S) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 1.575 = 3.55 \text{ KN}.$$

- Poids de poutre longitudinale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.9 = 4.98 \text{ KN}.$$



➤ Poids de poteau:

$$G = 25 \times 0.6 \times 0.35 \times 2.88 = 15.12 \text{ KN.}$$

➤ Poids de murs extérieur :

$$G = 2.75 \times [(2.88 - 0.35) \times (1.9 + 1.575)] = 24.17 \text{ KN.}$$

➤ Poids de l'acrotère :

$$G_{acrt} = 1.6785 \times 25 \times [(1.825 + 2.5) \times 0.1] = 18.14 \text{ KN.}$$

3)- les charges d'exploitation :

➤ Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 4.38 \times 1 = 4.38 \text{ KN.}$$

➤ Plancher étage courant :

$$Q = S \times Q = 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ KN.}$$

➤ Plancher RDC:

$$Q = S \times Q = 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ KN.}$$

➤ Sous sol :

$$Q = S \times Q = 3 \times 2.5 = 7.5 \text{ KN.}$$

Niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse	4,38		17,64	
	acrotère			18,14	
N1	Poutre (P+S)			8,53	
	Surcharge	4,38	1		4,38
	Total			44,31	4,38
	Venant de N1			44,31	4,38
	Plancher étage	4,5		22,78	

N2	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,9		4,05
	Total			114,91	8,43
	Venant de N2			114,91	8,43
	Plancher étage	4,5		22,78	
N3	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison intérieur			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,8		3,6
	Total			185,51	12,03
	Venant de N3			185,51	12,03
	Plancher étage	4,5		22,78	
N4	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,7		3,15
	Total			256,11	15,18
	Venant de N4			256,11	15,18

	Plancher	4,5		22,78	
N5	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,6		2,7
	Total			326,71	17,88
	Venant de N5			326,71	17,88
	Plancher	4,5		22,78	
	Poutre (P+S)			8,53	
N6					
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,5		2,25
	Total			397,31	20,13
	Venant de N6			397,31	20,13
	Plancher	4,5		22,78	
N7	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,5		2,25
	Total			467,91	22,38
	Venant de N7			467,91	22,38

	Plancher	4,5		22,78	
N8	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,5		2,25
	Total			538,51	24,63
	Venant de N8			538,51	24,63
	Plancher	4,5		28,03	
N9	Poutre (P+S)			8,53	
	Cloison extérieures			24,17	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	4,5	0,5		2,25
	Total			614,36	26,88
	Venant de N9			614,36	26,88
	Plancher	7.5		28,03	
N10	Poutre (P+S)			8,53	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	7.5	0,5		3.75
	Total			666,04	30.63

Tableau.II.12 Descente des charges pour le poteau d'angle G-5

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 666.04 + 1.5 \times 30.63$$

$$N_u = 945.1 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 666.04 + 30.63$$

$$N_{ser} = 696.67 \text{ KN.}$$

II.10.3 Poteau intermédiaire (3E) :

1)- les surfaces :

$$S_{tot} = 3.5 \times 2.5 = 8.75 \text{ m}^2.$$

$$S = [(1.9 \times 1.575) \times 2] = 5.98 \text{ m}^2.$$

$$S_{acrt} = 3.5 \times 0.1 = 0.35 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{tot} - S_{acrt} = 8.75 - 0.35 = 8.40 \text{ m}^2.$$

2)- les charges permanentes :

* Poids de plancher terrasse :

$$G = S \times G = 5.98 \times 5.88 = 35.16 \text{ KN.}$$

* Poids de plancher étage courant :

$$G = S' \times G = 8.40 \times 5.20 = 43.68 \text{ KN.}$$

➤ Poids de plancher RDC :

$$G = S' \times G = 8.40 \times 6.4 = 53.76 \text{ KN.}$$

➤ Poids de sous sol :

$$G = S' \times G = 8.40 \times 6.4 = 53.76 \text{ KN.}$$

* Poids de poutre longitudinale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 1.9 = 4.98 \text{ KN.}$$

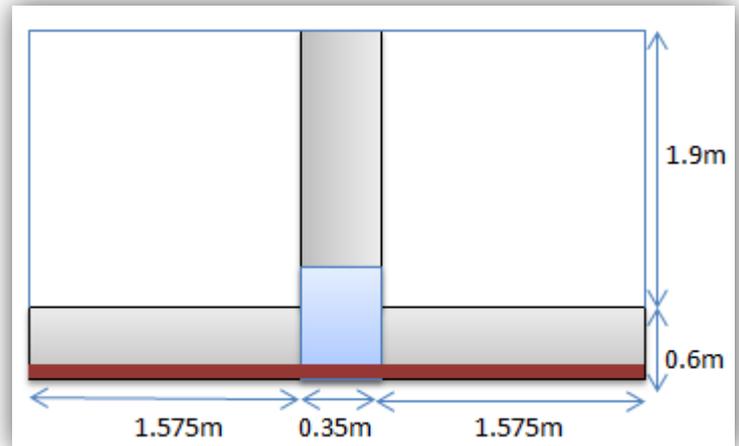
* Poids de poutre transversale (P.S) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times 3.15 = 7.08 \text{ KN.}$$

* Poids de poteau:

$$G = 25 \times 0.6 \times 0.35 \times 2.88 = 15.12 \text{ KN.}$$

* Poids de murs extérieur:



$$G = 2.75 \times [(2.88 - 0.35) \times 3.15] = 21.92 \text{ KN.}$$

*Poids de l'acrotère :

$$G_{\text{acrt}} = 1.6785 \times 25 \times (3.5 \times 0.1) = 14.68 \text{ KN.}$$

3)- les charges d'exploitation :

* Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 8.40 \times 1 = 8.40 \text{ KN.}$$

* Plancher étage courant :

$$Q = S * Q = 5.98 \times 1.5 = 8.97 \text{ KN.}$$

* Plancher RDC:

$$Q = S \times Q = 5.98 \times 1.5 = 8.97 \text{ KN.}$$

Sous sol:

$$Q = S \times Q = 5.98 \times 2.5 = 14.95 \text{ KN.}$$

Niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse	8,4		35,16	
	acrotère			14,68	
N1	Poutre (P+S)			12,06	
	Surcharge	8,4	1		8,4
	Total			61,9	8,4
	Venant de N1			61,9	8,4
	Plancher étage	8,97		43,68	
N2	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison			21,92	

	extérieures				
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,9		8,073
	Total			154,68	16,473
	Venant de N2			154,68	16,473
	Plancher étage	8,97		43,68	
N3	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison intérieur			21,92	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,8		7,176
	Total			247,46	23,649
	Venant de N3			247,46	23,649
	Plancher étage	8,97		43,68	
N4	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison extérieures			21,92	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,7		6,279
	Total			340,24	29,928
	Venant de N4			340,24	29,928
	Plancher	8,97		43,68	
N5	Poutre (P+S)			12,06	

	Cloison extérieures			21,92	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,6		5,382
	Total			433,02	35,31
	Venant de N5			433,02	35,31
	Plancher	8,97		43,68	
N6	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison extérieures			21,92	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,5		4,485
	Total			525,8	39,795
	Venant de N6			525,8	39,795
	Plancher	8,97		43,68	
N7	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison extérieures			21,92	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,5		4,485
	Total			618,58	44,28
	Venant de N7			618,58	44,28
	Plancher	8,97		43,68	
N8	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison			21,92	

	extérieures				
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,5		4,485
	Total			711,36	48,765
	Venant de N8			711,36	48,765
	Plancher	8,97		53,76	
N9	Poutre (P+S)			12,06	
	Cloison extérieures			21,92	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	8,97	0,5		4,485
	Total			814,22	53,25
	Venant de N9			814,22	53,25
	Plancher	14,95		53,76	
N10	Poutre (P+S)			12,06	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	14,95	0,5		7,475
	Total			895.16	60,725

Tableau.II.13 Descente des charges pour le poteau intermédiaire E-3

$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 895.16 + 1.5 \times 60.725$$

$$N_u = 1299.55 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 895.16 + 60.725$$

$$N_{ser} = 955.88 \text{ K}$$

II.10.4 Poteau central C-4 :

1)- les surfaces :

$$S_{\text{tot}} = 14.09 \text{ m}^2.$$

$$S = (1.575 \times 1.525) + (1.675 \times 1.525) + (1.575 \times 1.9) + (1.675 \times 1.11) = 10.78 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{\text{tot}} = 14.09 \text{ m}^2.$$

2)- les charges permanentes :

* Poids de plancher terrasse :

$$G = S' \times G = 14.09 \times 5.88 = 82.85 \text{ KN}.$$

* Poids de plancher étage courant :

$$G = S \times G = 10.78 \times 5.2 = 56.05 \text{ KN}.$$

* Poids de plancher RDC:

$$G = S \times G = 10.78 \times 6.4 = 68.99 \text{ KN}.$$

* Poids de sous sol :

$$G = S \times G = 10.78 \times 6.4 = 68.99 \text{ KN}.$$

* Poids de poutre longitudinale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.425 = 8.99 \text{ KN}.$$

* Poids de poutre transversale (P.S) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times (1.575 + 1.575) = 7.1 \text{ KN}.$$

Poids des murs intérieurs :

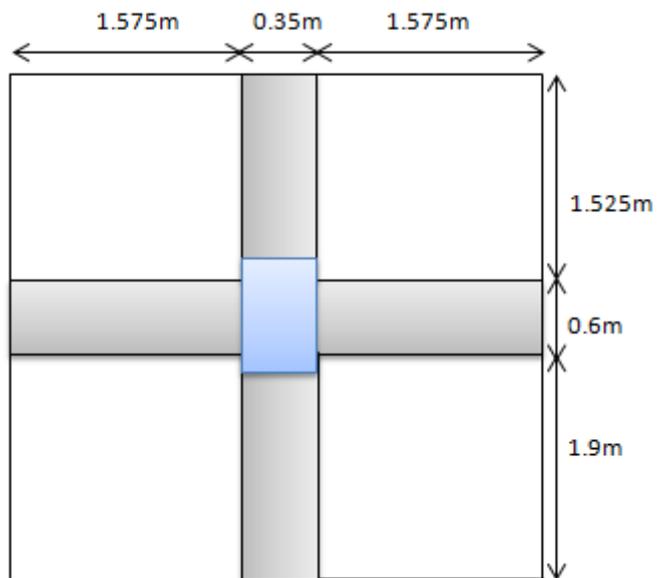
$$G = 1.2 \times 3.425 \times (2.88 - 0.35) = 10.4 \text{ KN}.$$

* Poids de poteau (étage courant) :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.60 \times 2.88 = 15.12 \text{ KN}.$$

* Poids de poteau (RDC) :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.60 \times 2.88 = 15.12 \text{ KN}.$$



3)- les charges d'exploitation :

* Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 14.09 \times 1 = 14.09 \text{ KN.}$$

* Plancher étage courant :

$$Q = S \times Q = 10.78 \times 1.5 = 16.17 \text{ KN.}$$

* Plancher RDC:

$$Q = S * Q = 10.78 * 1.5 = 16.17 \text{ KN.}$$

Sous-sol :

$$Q = S * Q = 10.78 * 2.5 = 26.95 \text{ KN.}$$

niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse	14,09		82,85	
N1	Poutre (P+S)			16,09	
	Surcharge	14,09	1		14,09
	Total			98,94	14,09
	Venant de N1			98,94	14,09
	Plancher étage	16,17		56,05	
N2	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,9		14,553
	Total			196,6	28,643
	Venant de			196,6	28,643

	N2				
	Plancher étage	16,17		56,05	
N3	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,8		12,936
	Total			294,26	41,579
	Venant de N3			294,26	41,579
	Plancher étage	16,17		56,05	
N4	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,7		11,319
	Total			391,92	52,898
	Venant de N4			391,92	52,898
	Plancher	16,17		56,05	
N5	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,6		9,702
	Total			489,58	62,6

	Venant de N5			489,58	62,6
	Plancher	16,17		56,05	
N6	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,5		8,085
	Total			587,24	70,685
	Venant de N6			587,24	70,685
	Plancher	16,17		56,05	
N7	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,5		8,085
	Total			684,9	78,77
	Venant de N7			684,9	78,77
	Plancher	16,17		56,05	
N8	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,5		8,085
	Total			782,56	86,855
	Venant de			782,56	86,855

	N8				
	Plancher	16,17		68,99	
N9	Poutre (P+S)			16,09	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	16,17	0,5		8,085
	Total			893,16	94,94
	Venant de N9			893,16	94,94
	Plancher	26,95		68,99	
N10	Poutre (P+S)			16,09	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,95	0,5		13,475
	Total			993,36	108,415

Tableau.II.14 Descente des charges pour le poteau centrale C-4

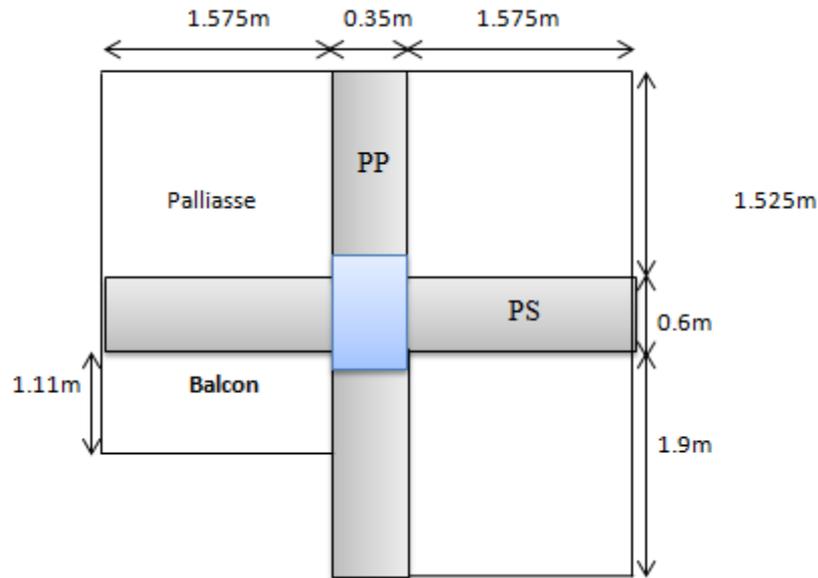
$$N_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 993.36 + 1.5 \times 108.415$$

$$N_u = 1503.66 \text{ KN.}$$

$$N_{ser} = G + Q = 993.36 + 108.415$$

$$N_{ser} = 1101.775 \text{ KN.}$$

II.10.5 Poteau centrale (E-4) :



1)- les surfaces :

$$S_{\text{tot}} = (3.6 \times 2.125) + (1.9 \times 1.925) + (1.11 \times 1.657) = 13.17 \text{ m}^2.$$

$$S = (1.575 \times 1.525) + (1.675 \times 1.525) + (1.575 \times 1.9) + (1.675 \times 1.11) = 9.35 \text{ m}^2.$$

$$S' = S_{\text{tot}} = 13.17 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{balcon}} = 1.11 \times 1.675 = 1.86 \text{ m}^2$$

2)- les charges permanentes :

* Poids de plancher terrasse :

$$G = S' \times G = 13.17 \times 5.88 = 77.44 \text{ KN}.$$

* Poids de plancher étage courant :

$$G = S \times G = 9.35 \times 5.2 = 48.62 \text{ KN}.$$

* Poids de plancher RDC:

$$G = S \times G = 9.35 \times 6.4 = 59.84 \text{ KN}.$$

* Poids de sous sol :

$$G = S \times G = 9.35 \times 6.4 = 59.84 \text{ KN.}$$

* Poids de poutre longitudinale (P.P) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.425 = 8.99 \text{ KN.}$$

* Poids de poutre transversale (P.S) :

$$G = 25 \times 0.3 \times 0.3 \times (1.575 + 1.675) = 7.31 \text{ KN.}$$

Poids des murs intérieurs :

$$G = 1.2 \times 3.425 \times (2.88 - 0.35) = 10.4 \text{ KN.}$$

Poids de paillasse :

$$G = 8.574 \times 1.525 \times 1.525 = 19.94 \text{ KN}$$

* Poids de poteau (étage courant) :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.60 \times 2.88 = 15.12 \text{ KN.}$$

* Poids de poteau (RDC) :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.60 \times 2.88 = 15.12 \text{ KN.}$$

Poids de balcon étage :

$$G = 5.6 \times 1.11 \times 1.675 = 10.41 \text{ KN.}$$

Poids de balcon terrasse :

$$G = 7.28 \times 1.11 \times 1.675 = 13.53 \text{ KN.}$$

3)- les charges d'exploitation :

* Plancher terrasse :

$$Q = S' \times Q = 13.17 \times 1 = 13.17 \text{ KN.}$$

* Plancher étage courant :

$$Q = S \times Q = 9.35 \times 1.5 = 14.02 \text{ KN.}$$

* Plancher RDC:

$$Q = S * Q = 9.35 * 1.5 = 14.02 \text{ KN.}$$

Sous sol :

$$Q = S * Q = 9.35 * 2.5 = 23.37 \text{ KN.}$$

Paillasse :

$$Q = 2.5 \times 1.525 \times 1.525 = 5.81 \text{ KN}$$

Balcon étage :

$$Q = 3.5 \times 1.11 \times 1.675 = 6.5 \text{ KN.}$$

Poids de balcon terrasse :

$$Q = 1 \times 1.11 \times 1.675 = 1.86 \text{ KN.}$$

niveaux	Eléments	Q avant dégression	Dégression	G (KN)	Q (KN)
	Plancher terrasse	13,17		77,44	
N1	Poutre (P+S)			16,3	
	balcon terrasse	1,86		13,53	
	Surcharge	15,03	1		15,03
	Total			107,27	15,03
	Venant de N1			107,27	15,03
	Plancher étage	14,02		48,62	
N2	Poutre (P+S)			16,3	
	paillasse	5,81		19,94	
	Cloison intérieur			10,4	
	balcon étage	6,5		10,41	

	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,9		23,697
	Total			228,06	38,727
	Venant de N2			228,06	38,727
	Plancher étage	14,02		48,62	
N3	Poutre (P+S)			16,3	
	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,8		21,064
	Total			348,85	59,791
	Venant de N3			348,85	59,791
	Plancher étage	14,02		48,62	
N4	Poutre (P+S)			16,3	
	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,7		18,431
	Total			469,64	78,222

	Venant de N4			469,64	78,222
	Plancher	14,02		48,62	
N5	Poutre (P+S)			16,3	
	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,6		15,798
	Total			590,43	94,02
	Venant de N5			590,43	94,02
	Plancher	14,02		48,62	
	Poutre (P+S)			16,3	
N6	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,5		13,165
	Total			711,22	107,185
	Venant de N6			711,22	107,185
	Plancher	14,02		48,62	
N7	Poutre (P+S)			16,3	

	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,5		13,165
	Total			832,01	120,35
	Venant de N7			832,01	120,35
	Plancher	14,02		48,62	
N8	Poutre (P+S)			16,3	
	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,5		13,165
	Total			952,8	133,515
	Venant de N8			952,8	133,515
	Plancher	14,02		59,84	
N9	Poutre (P+S)			16,3	
	paillasse	5,81		19,94	
	balcon étage	6,5		10,41	
	Cloison intérieur			10,4	

	Poteau			15,12	
	Surcharge	26,33	0,5		13,165
	Total			1084,81	146,68
	Venant de N9			1084,81	146,68
	Plancher	23,37		59,84	
N10	Poutre (P+S)			16,3	
	Poteau			15,12	
	Surcharge	23,37	0,5		11,685
	Total			1176,07	158,365

Tableau.II.15 Descente des charges pour le poteau centrale E-4

$$G_{\text{tot}} = 1176.07 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 158.365 \text{ KN}$$

$$N_u = 1825.24 ; \text{ avec majoration } 10\% : N_u = 1825.24 + 0.1 * 1825.24 = 2007.76 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser}} = 1334.43 ; \text{ avec majoration } 10\% : N_{\text{ser}} = 1334.43 + 0.1 * 1334.43 = 1467.87 \text{ KN}$$

II.11 Calculs de la section de poteau

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{0.90 * \gamma_b}{f_{c28}} + \frac{100 * \gamma_s}{f_e} \right]$$

$$B_r \geq 0,064 * N_u \rightarrow B_r \geq 0,064 * 2.00776 = 0.128 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B_r = (b - 0,02) (h - 0,02)$$

Si on fixe $h = 0,60 \text{ m}$:

$$b = \frac{B_r}{(h - 0.02)} + 0.02$$

$$b \geq 0,24 \text{ m.}$$

On prend $a = 0.35$ m.

$$Br = (0.60 - 0,02) (0.35 - 0,02) = 0.1914 \text{ m}^2 \geq 0.128 \text{ m}^2 \dots \dots \dots CV.$$

Vérification vis-à-vis le flambement :

BAEL :

D'après les règles BAEL91 ; l'élancement géométrique λ est donné par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\left(\frac{I_{min}}{B}\right)}$$

B : section du béton.

i : rayon de giration.

I_{min} : moment quadratique.

λ : élancement ;

Ou on utilise les formules de ce tableau en cas d'une section rectangulaire ou circulaire.

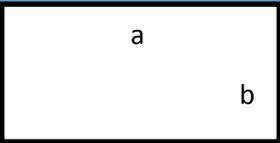
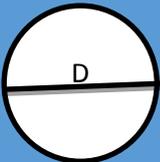
Type de section	B	I_{min}	I	λ
	ab	$\frac{ba^3}{12}$	$\frac{a}{2\sqrt{3}}$	$\frac{2\sqrt{3} * l_f}{a}$
	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{D}{4}$	$\frac{4 * l_f}{D}$

Tableau.II.16 Calcul de l'élancement λ

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{2 * \sqrt{3} * 0.7 * 2.88}{0.35} = 19.95 < 35 \dots \dots \dots CV$$

Pour le poteau de section rectangulaire :

$$Br = (h - 0,02) (b - 0,02)$$

$$h = \frac{Br}{(b - 0.02)} + 0.02$$

$$h' = h * \beta$$

$$\beta = 1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)$$

pour $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1.2$

$$Br \geq 0.064 Nu$$

Niveau	N	Br	h	h'	(b=h) cm ²	L ₀	λ	Condition
8	184.1	0.012	6.28	7.54	30*30	2.88	23.28	CV
7	402.57	0.026	11.28	13.54	30*30	2.88	23.28	CV
6	616.7	0.039	13.82	16.58	35*40	2.88	19.95	CV
5	826.48	0.053	18.06	21.67	35*40	2.88	19.95	CV
4	1031.92	0.066	22	26.4	35*50	2.88	19.95	CV
3	1233.02	0.079	25.93	31.11	35*50	2.88	19.95	CV
2	1434.11	0.092	29.88	35.85	35*50	2.88	19.95	CV
1	1635.21	0.105	33.82	40.58	35*60	2.88	19.95	CV
RDC	1852.96	0.119	38.06	45.67	35*60	2.88	19.95	CV
Sous sol	2007.76	0.128	40.78	48.93	35*60	2.88	19.95	CV

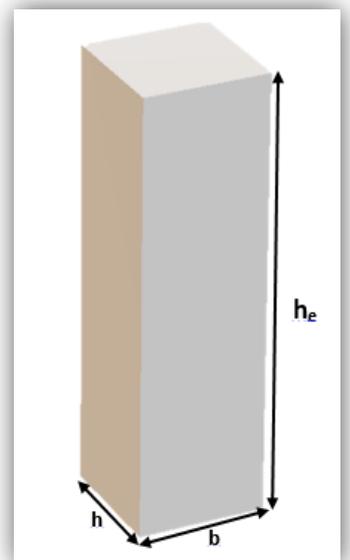
Tableau.II.17 Calcul des sections des poteaux

➤ Vérification vis-à-vis l’RPA99/V2003 :

On doit vérifier les conditions suivantes : $h_e=2.88$ m

- $h > 25$ cm \Rightarrow $h = 60$ cm > 25 cmC.V.
- $b > \frac{h_e}{20} \Rightarrow b = 35$ cm $> \frac{h_e}{20} = 14.4$ cmC.V.
- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0.58 < 4$ C.V

Donc on adopte une section de poteau (35x60) cm².



II.12 Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les

Sections suivantes:

- ▶ Poutres principales : **(30 x35) cm²**.
- ▶ Poutres secondaires : **(30 x30) cm²**.
- ▶ Poteaux de (RDC, étage courant): **(35 x60) cm²**.
- ▶ balcon : **(16) cm**.
- ▶ voiles : **(20) cm**.

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans une structure quelconque, on distingue deux types d'éléments : les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements et les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements.

Dans le présent chapitre, nous présentons l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 version 2003** ».

III.2 Acrotère :

III.2.1 Introduction :

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

Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

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

➤ Dimensionnement et modélisation :

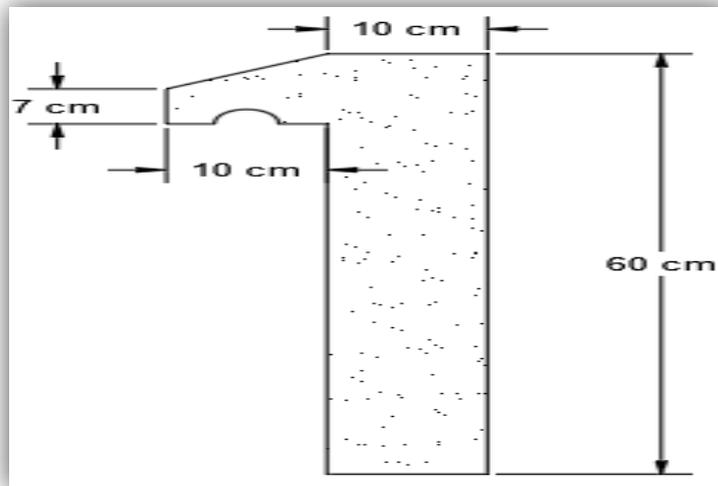


Figure III.1 Dimension de l'acrotère

➤ Principe de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

➤ Evaluation des charges :

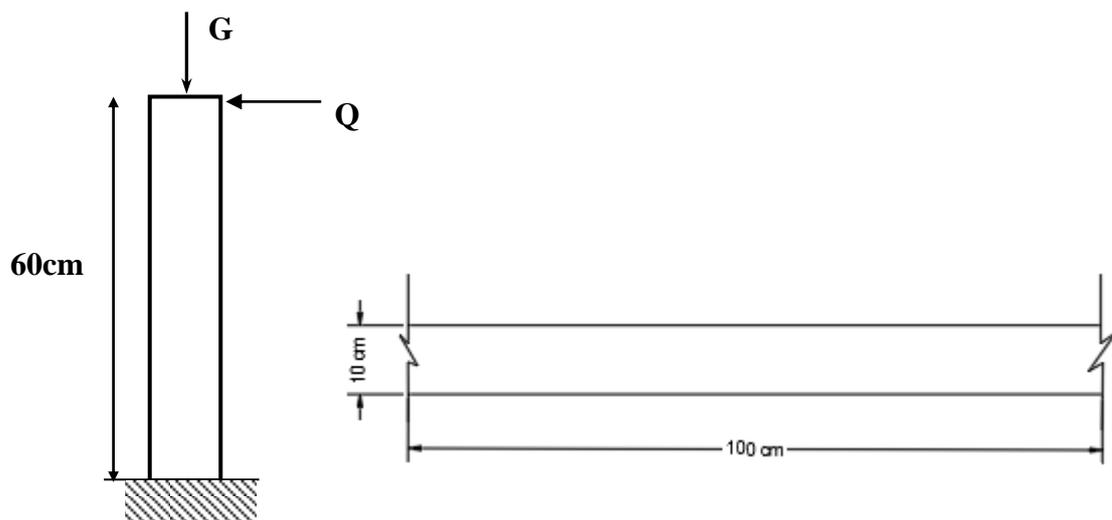


Figure III.2 Coupe transversale et longitudinale

a. Les charges permanentes :

- $S = [0,6 * 0,1 + 0,07 * 0,1 + 0,1 * \frac{0,03}{2}] \rightarrow S = 0,0685 \text{ m}^2$.
- $G = \rho_b * S = 0,0685 * 25 = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

b. Les charges d'exploitation :

- $Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

III.2.2 Détermination de l'effort due au séisme :

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

$$F_P = 4 * A * C_P * W_P$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération obtenu dans le tableau (4.1) : pour la **zone IIa** et le groupe **d'usage 2**. Donc : **A = 0.15**
- **C_p**: facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le **tableau (6.1)**, dans notre cas : **C_p = 0.8**.
- **W_P**: le poids propre de l'acrotère : **W_P = 1.712 $\frac{\text{KN}}{\text{ml}}$** .
- **F_P** = $4 * 0,15 * 0,8 * 1,712 = 0,822 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

Pour G	$N_G = 1,712 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$M_G = 0$	$T_G = 0$
Pour Q	$N_Q = 0$	$M_Q = H * Q = 0,6 * 1 = 0,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_Q = Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
Pour F_p	$N_{F_p} = 0$	$M_{F_p} = 0,6 * 0,822 = 0,493 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$	$T_{F_p} = F_p = 0,822 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

Tableau III-1 Evaluation des moments et efforts tranchants

$$Q_1 = \max (F_p, Q) = \max (0,822 ; 1) \rightarrow Q_1 = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

On a : $F_P < Q$; alors, on fait le calcul avec **Q**

➤ **Moment et les efforts normaux :**

Calcul à **ELU** :

- $N_u = 1.35 * W_p = 1.35 * 1.712 = 2.31 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$.
- $M_u = 1.5 * M_{Q1} = 1.5 * 0.60 = 0.9 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$.

Calcul à **ELS** :

- $N_s = W_p = 1.712 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
- $M_s = M_{Q1} = Q * H = 0.6 \frac{\text{KN.m}}{\text{m}}$.

	$N \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	$M \left(\frac{\text{KN.m}}{\text{m}} \right)$	$T \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$
ELU	2,31	0,9	1
ELS	1,712	0,6	0,822

Tableau III-2 Evaluation des sollicitations

➤ **Ferraillage :**

a. Calcul de l'excentricité :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.39 \text{ m}$.
- $e_0 = \frac{Ht}{6} = \frac{10}{6} = 0.0167 \text{ m}$.

$e_u > e_0$, le centre de pression se trouve de la zone l'excentricité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression \Rightarrow La section est partiellement comprimée (**S.P.C**).

b. Calcul de l'élancement :

D'après **CBA93**, l'article **B.8.3.2** :

- $L_f = 2 * L_0 = 2 * 0.60 = 1.2 \text{ m}$ (cas d'une console).
- $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $I = \frac{b \times h^3}{12}$, $B = b * h$ avec : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.1 \text{ m}$
- $i = 0.03$.
- $\lambda_x = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.03} = 40$.

On a :

L_f : la longueur de flambement.

h : l'épaisseur de l'acrotère.

λ : L'élancement.

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (67 * \frac{e_u}{h}, 100)].$$

$$\lambda = \text{Max} [50, \text{Min} (435.5, 100)].$$

$$\lambda = 100.$$

$\lambda_x < \lambda = 100 \Rightarrow$ Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

c. L'excentricité additionnelle :

On a :

$$e_a \geq \text{Max} (2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; \frac{60}{250}) \Rightarrow e = 0.02 \text{ m.}$$

➤ **Calcul du coefficient de Majoration :**

- $\gamma_f = \min [1 + 0,15 \left(\left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 * \frac{h}{e_u} \right); 1,4] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min [1 + 0,15 \left(\left(\frac{40}{35} \right)^2 * \frac{0,1}{0,39} \right); 1,4] \text{ m.}$
- $\gamma_f = \min [1,05 ; 1,4] = 1.05 \text{ m.}$

Avec :

- γ_f : coefficient de majoration.

On trouve que $\gamma_f = 1.05$

➤ **Sollicitations majorées :**

ELU :

- $N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1 = 2.43 \text{ KN.}$
- $M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1 = 0.95 \text{ KN. m.}$

ELS :

- $N'_s = [N_s] * 1 = 1,712 \text{ KN}$.
- $M'_s = [M_s] * 1 = 0,6 \text{ KN.m}$.

On résume les résultats précédents dans le tableau suivant :

ELU		ELS	
$N'_u = [\gamma_f * N_u] * 1$	$M'_u = [\gamma_f * M_u] * 1$	$N'_s = [N_s] * 1$	$M'_s = [M_s] * 1$
2,43	0,95	1,712	0,6

Tableau III-3 Evaluation des sollicitations après majoration

➤ **Ferraillage :**

En flexion composée, le calcul des sections partiellement comprimées, sera assimilé au calcul à la flexion simple avec un moment fictif :

- $M_{ua} = M'_u + N'_u * \left(d - \frac{h}{2}\right)$, Avec: $d = 8 \text{ cm}$.
- $M_{ua} = 0,95 + 2,43 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,023 \text{ KN.m}$.

➤ **Calcul en flexion simple : $b_0 = 100 \text{ cm}$**

- $\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,023 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14,2} = 0,0112$
- $\mu_l = 0,186 > 0,0112 \rightarrow A_{sc} = 0 \rightarrow$ (Pas d'acier comprimé).
- $\epsilon_s = 1\%$.
- $f_{su} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$.
- $\mu_{bu} = 0,0112 \rightarrow \alpha = 0,013$.
- $Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 7,95 \text{ cm}$.
- $A_{sf} = \frac{M_{ua}}{Z * f_{su}} = \frac{1,023 * 10^6}{79,5 * 348} = 0,37 \text{ cm}^2$.
- $A_{su} = A_{sf} - \frac{N'_u}{f_{su}} = 0,30 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de la section à l'ELS :**

$$N'_s = 1.712 \text{ KN.}$$

$$M'_s = 0.60 \text{ KN. m.}$$

a. La contrainte du béton :

- $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

b. La contrainte de l'acier :

La Fissuration est considérée préjudiciable.

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} * f_e ; 110 \times \sqrt{\eta * f_{tj}} \right].$

- $\eta = 1.6.$

- $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} * 400 ; 20163 \right].$

- $\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa.}$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

- $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{1,712} = \mathbf{0.35 \text{ m.}}$

- $e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = \mathbf{0.0167 \text{ cm.}}$

$e_s > e_0$, Le centre de pression se trouve dans la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression, Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

➤ **Évaluation des moments aux niveaux des armatures tendus :**

- $M_{sa} = M'_s + N'_s * \left(d - \frac{h}{2} \right)$ Avec : $\mathbf{d = 8 \text{ cm.}}$

- $M_{sa} = 0,60 + 1,712 * \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = \mathbf{0.65 \text{ KN. m.}}$

➤ **Calcul du moment limite du service M :**

- $x = 15 * \sigma_{bc} * \frac{d}{15 * \sigma_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}.$

- $x = 42 \text{ mm} = 0.042 \text{ m.}$

- $z = d - \frac{x}{3}.$

- $z = 0.066 \text{ m.}$

- $M_1 = 0,5 * b * x * z * \sigma_{bc}$.
- $M_1 = 20.79 \text{ KN.m}$.
- $M_{sa} < M_1$, donc : $A' = 0.00 \text{ cm}^2$.
- $A_s = \left(\frac{1}{\sigma_{sc}}\right) * \left[\left(\frac{M_{sa}}{Z}\right) - N'_s\right]$.
- $A_s = \left(\frac{1}{201,63}\right) * \left[\left(\frac{0,65 * 10^6}{0,066}\right) - 1.712 * 10^3\right]$.
- $A_s = 0.40 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

On a:

- $A_{smin} \geq \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = 0.966 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$.

Donc :

- $A_s > \max[A_s, A_u, A_{smin}] \rightarrow A_s > \max[0,40 ; 0,30 ; 0,966] \rightarrow A_s \geq 0.966 \text{ cm}^2$.

Nous adoptons un ferrailage symétrique : $A_{s \text{ adopté}} \rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ espacée de 25 cm.

➤ **L'armature de répartition :**

- $A_r = \frac{A_s}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$.

On adopte $A_r \rightarrow 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

➤ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$

- $\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.
- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser}$.
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$.

➤ **Position de centre de pression c :**

C : C'est la distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

Y_c : La distance de l'axe neutre au centre de pression.

- $C = \frac{h}{2} - e_0 = 5 - 35 \rightarrow C = -30\text{cm}.$

Y₁ : La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section.

- $C < 0 \rightarrow$ Il est situé à l'extérieur de la section au-dessus d la fibre supérieure.

Avec :

- $\frac{b \times y^2}{2} + n * (A_s + A'_s) * y - n * (d * A_s - d' * A'_s) = 0$, avec: $A'_s = 0 \text{ cm}^2.$

Après la solution de l'équation on trouve : **y = 1.915 cm.**

- $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2.$

- $I = \frac{1 \times 1,915^3}{3} + 15 * 2,01 * (8 - 1,915)^2 = 1337.65 \text{ cm}^4$

- $K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,65 \times 10^6}{1337,65 \times 10^4} = 0.048 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}.$

➤ **La contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = K * Y_{ser} = 0.919 \text{ MPa}.$

- $\sigma_{bc} = 0.919 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$

➤ **La contrainte dans les aciers :**

- $\sigma_{st} = K * n * (d - y) = 43.81 \text{ MPa}.$

- $\sigma_{st} = 43.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{CV}).$

➤ **Vérification au cisaillement :**

- $\tau'_u = \min \left[\frac{0,15 * f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}.$

- $T_u = Q * 1.5 * 1 = 1 * 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{1,5 * 10^3}{1000 * 80} = 0.0187 \text{ Mpa}.$

$\tau_u < \tau'_u \rightarrow$ La condition est **vérifiée.**

➤ Schéma de Ferrailage :

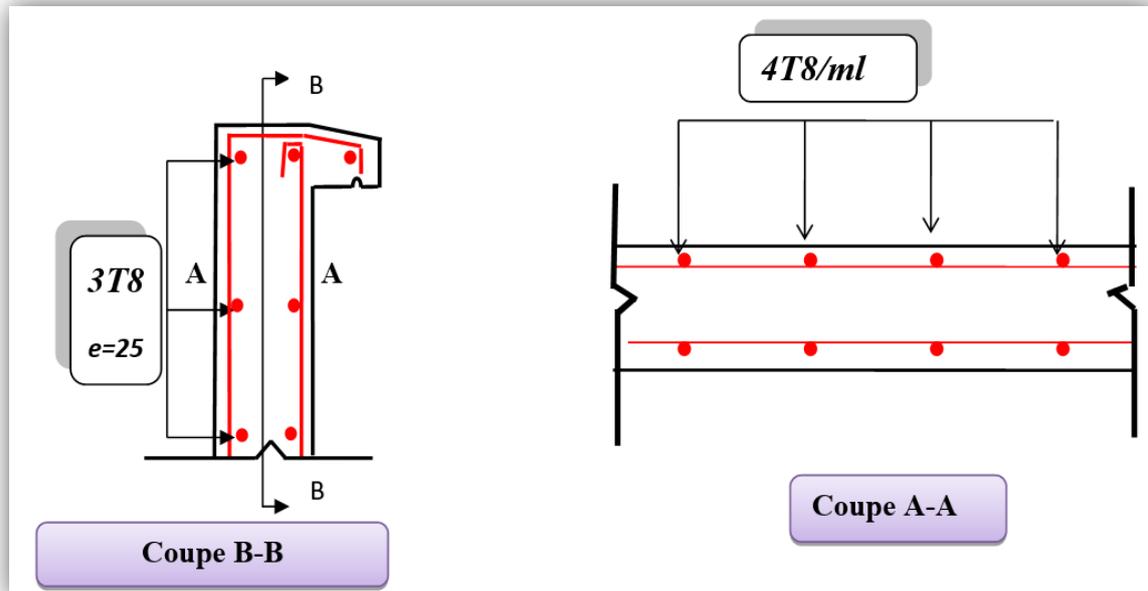


Figure III.3 Ferrailage de l'acrotère

III.3 Étude de l'escalier :

III.3.1 Introduction :

Un escalier permet le déplacement vertical des usagers entre les différents niveaux d'une construction en toute sécurité. Les escaliers sont considérés comme des dalles portant sur un seul sens, reposant sur un ou deux appuis, assimilés à une poutre soumise aux poids propres et aux charges d'exploitation qui ont été déterminés au chapitre pré-dimensionnement et descente de charge. Le garde-corps est en acier, ce qui fait son poids est négligé dans les calculs.

Parmi les autres conditions entrant dans le choix des dimensions, on retrouve :

- Condition d'accès facile d'un étage à un autre.
- Condition de dégagement rapide des escaliers.
- Condition de sécurité.

Pour notre construction, on a un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées (à paillasse adjacente).

III.3.2 Escalier deux volées :

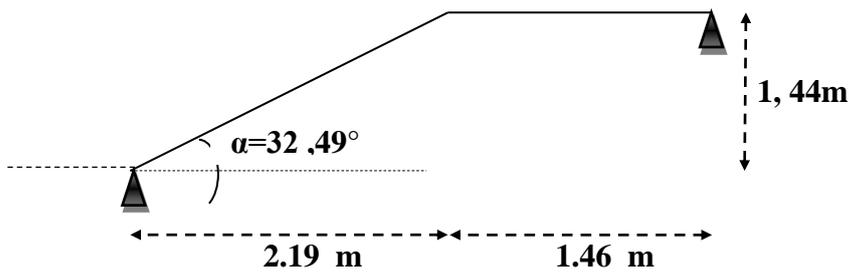
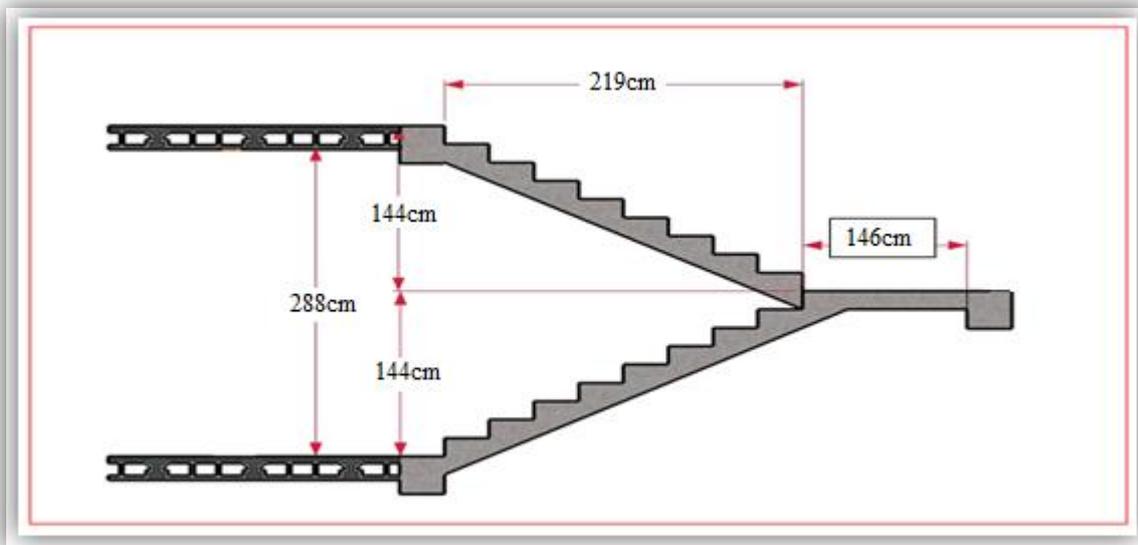


Figure III.4 Schéma statique de l'escalier à deux volées

➤ Evaluation des charges :

✓ Paillasse: $g_1 = 8.574 \text{ KN/ml}$; $q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

✓ Palier simple : $g_2 = 5.6 \text{ KN/ml}$; $q = 2.5 \text{ KN/ml}$.

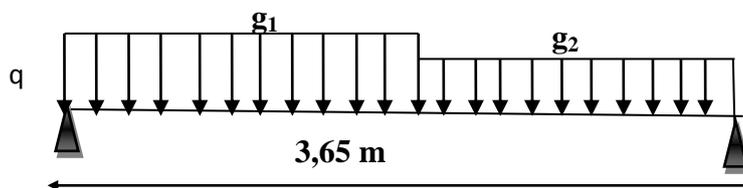


Figure III.5 Distribution des charges sur l'escalier à deux

➤ **Calcul des sollicitations :**

Calcul des charges équivalentes :

$$G_{eq} = \frac{\sum g_i * L_i}{\sum L_i} = \frac{8,574 * 2.19 + 5,6 * 1.46}{3,65} = 7,38 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

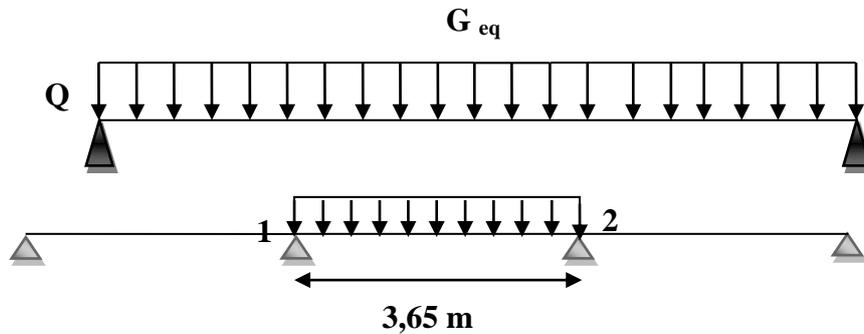


Figure III.6 La charge équivalente sur l'escalier à deux volées

On considère notre travée comme suite :

➤ **Les combinaisons des charges :**

ELU :

- $q_u = 1,35 * G_{eq} + 1,5 * Q = 1,35 * 7,38 + 1,5 * 2,5 = 13.71 \text{ KN/ml.}$

ELS :

- $q_{ser} = G_{eq} + Q = 7,38 + 2,5 = 9.88 \text{ KN/ml.}$

➤ **Sollicitations de calcul de l'escalier :**

ELU :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 22.83 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 * M_0 = 17.12 \text{ KN.m}$
- Moment sur appui : $M_a = 0,5 * M_0 = 0,5 * 22.83 = 11.41 \text{ KN.m}$

ELS :

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{ser} \cdot l^2}{8} = 16.45 \text{ KN.m}$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 * M_0 = 12.33 \text{ KN.m}$

- Moment sur appui : $M_a = 0,5 * M_0 = 0,5 * 14,62 = 8.22 \text{KN.m}$

	M_0 (KN .m)	$M_{\text{travée}}$ (KN .m)	M_{appui} (KN .m)
ELU	22.83	17.12	11.41
ELS	16.45	12.33	8.22

Tableau III-4 Les Sollicitations De Calcul.

➤ **Ferraillage :**

Le calcul des armatures se fait essentiellement vis-à-vis de la flexion simple pour une bande de **01 m** la section de béton est $(b \cdot h) = (100 \cdot 16) \text{ cm}^2$

F_{c28} (Mpa)	θ	F_{t28} (Mpa)	γ_b	γ_s	d (mm)	F_{bu} (Mpa)	σ_s (Mpa)	f_e (Mpa)
25	1	2,1	1,5	1,15	135	14,2	348	400

Tableau III-5 Différents coefficients pour le calcul de ferraillage

➤ **Calcul des armatures :**

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Section	M_u (Kg .m)	μ	Z (cm)	α	A_s (cm ²)	$A_{s \text{ adop}}$	Choix	S_t (cm)
Travée	17.12	0,066	13.04	0,085	3.77	4,52	4T12	25
Appui	11.41	0.044	13.19	0,056	2.48	3,14	4T10	25

Tableau III-6 Résultats de calcul de ferraillage de l'escalier

➤ **Les armatures de répartition :**

- $A'_s = \frac{A_s}{4}$.

Section	A'_s (cm ²)	$A_{s\text{ adop}}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Travée	1,13	2,01	4T8	25
Appui	0,98	2,01	4T8	25

Tableau III-7 Résultats de calcul de ferrailage des armatures de répartition

➤ **Vérification :**

Vérification à **E.L.U** :

➤ **Escapement maximal:**

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

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (CV).

Sur appui : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (CV).

➤ **La section minimale.**

- $A_{s\text{ min}} = 0.23 * \frac{b*d*ft_{28}}{f_e}$.
- $A_{s\text{ min}} = 1.63 \text{ cm}^2$.

En travée : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{ min}} \dots \dots \dots$ (CV).

Sur appui : $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_{s\text{ min}} \dots \dots \dots$ (CV).

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante :

$\tau \leq \tau_u$ Tel que :

- $\tau = \min \left[0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right] \rightarrow$ (Fissuration non préjudiciable).
- $\tau = 3,33 \text{ Mpa}$.
- $\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$

Avec :

- V_u : l'effort tranchant maximal sur appui d'après la RDM.
- $V_u = \frac{q \times l}{2} = 25.02 \text{ KN}$.
- $\tau_u = 0.18 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Vérification à L'E.L. S :**

Vérification des contraintes de béton :

- $\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28}$.

Soit : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$.

c. En travée :

- $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$

- $\alpha = 0.085$

- $\left[\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right] = 0.445$

Donc : $\alpha = 0.085 \leq 0.445 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

b. Sur appui :

- $\alpha = 0.056 \leq 0.445 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$.

➤ **Contraintes dans les aciers tendus :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0438 \leq 0,0625 \dots \dots \text{ (CNV)}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10 * M_0} \times M_t \rightarrow 0.043 \leq \frac{17.12}{10 * 22.83} = 0.075 \dots \dots \text{ (CNV)}$

- $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0,003 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \text{ (CV)}$

Les deux premier conditions ne sont pas vérifiées alors le calcul de la flèche s'imposera.

➤ **Calcul de la flèche :**

La flèche totale est donnée selon le **BAEL 91**, comme suit :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} .$$

Avec :

- f_{gv}, f_{gi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : flèches dues à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportés par l'élément considéré.

Et on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots Si : L \leq 5m \\ \bar{f} \leq 0.5cm + \frac{L}{1000} \dots\dots Si : L > 5m \end{array} \right.$$

Dans notre cas, cette flèche ne doit pas dépasser $\frac{1}{500}$.

D'après le **BAEL91** on a : $f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10.E_i.I_{fi}}$; $f_v = \frac{M_{ser}.l^2}{10.E_v.I_{vf}}$

➤ **Moment d'inertie de la section réduite :**

- $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [(A_s \times (d - y)^2]$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante :
- $b \times y^2 + 30 \times (A_s + A'_s) \times y - 30 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$.

Avec :

- $A'_s = 0, A_s = 4.52 \text{ cm}^2$.

➤ **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

- $I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times \left(\frac{h}{2} - v\right) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	V (cm)	I ₀ (cm ⁴)	ρ	λ _i (Mpa)	λ _v Mpa	E _i Mpa	E _v Mpa
3.65	8199.03	9.67	31721	0,0033	6.36	2.5	32164	10819

Tableau III-8 Différents coefficient pour le calcul de la flèche

➤ Calcul de f_{gi} et f_{gv} :

On a :

- Paillasse: $g_1 = 8.574 \frac{KN}{ml}$.
- Palier simple : $g_2 = 5.6 \frac{KN}{ml}$.
 - $G_{eq} = 7.38 \frac{KN}{ml}$.
 - $M_0 = 12.29KN.m$
- $M_t = 0.75 * M_0 = 9.22 KN.m$
 - $M_t = M_{gs}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{gs}(KN.m)$	$\sigma_{gs}(Mpa)$	μ_g	$I_{f_{gi}}(cm^4)$	$I_{f_{gv}}(cm^4)$	$f_{gi}(cm)$	$f_{gv}(cm)$
9.22	166.15	0.143	18273.61	25703.94	0.20	0.44

Tableau III-9 Résultats de calcul f_{gi} et f_{gv}

➤ Calcul de f_{pi} :

On a :

- $q_{eq} = G_{eq} + Q = 7.38 + 2,5 = 9.88 \frac{KN}{ml}$.
- $M_0 = 16.45 KN.m$
- $M_t = 0,75 * M_0 = 12.33 KN.m$.
- $M_t = M_{pi}$

- $\sigma_{pi} = \left(15 * \frac{M_{pi}}{I}\right) * (d - y).$
- $\mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_{pi} + ft_{28}}.$
- $I_{fpi} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_{pi}}.$
- $f_{pi} = M_{pi} * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{fpi}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$M_{pi}(\text{KN.m})$	$\sigma_{pi}(\text{Mpa})$	μ_{pi}	$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	$f_{pi}(\text{cm})$
12.33	222.19	0.27	12841.56	0.39

Tableau III-10 Résultats de calcul de f_{pi}

➤ Calcul de f_{ji} :

On a :

J : La charge permanente avant la mise en place du revêtement.

- **Paillasse:** $j_1 = 6,974 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$
- **Palier simple :** $j_2 = 4 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}.$
- $j_{eq} = 5.78 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$
- $M_0 = 9.62 \text{ KN.m}$
- $M_t = 7.2 \text{ KN.m}.$
- $M_t = M_j$
- $\sigma_j = 15 * \frac{M_j}{I} * (d - y).$
- $\mu_j = 1 - \frac{1.75 * ft_{28}}{4 * \rho * \sigma_j + ft_{28}}.$
- $I_{fji} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_{ji}}.$
- $f_{ji} = M_j * \frac{l^2}{10 * E_i * I_{fji}}.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

M_j (KN. m)	σ_j (Mpa)	μ_j	I_{fji} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
7.2	129.74	0.036	28392.38	0,1

Tableau III-11 Résultats de calcul de f_{ji}

➤ **Calcul de la flèche admissible f_{ad} :**

$$f_{ad} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm}$$

Finalemment on a :

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.53 \text{ cm}$$

- $\Delta f \leq f_{ad} = 0,73 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(CV)}$.

• **Schéma de ferrailage :**

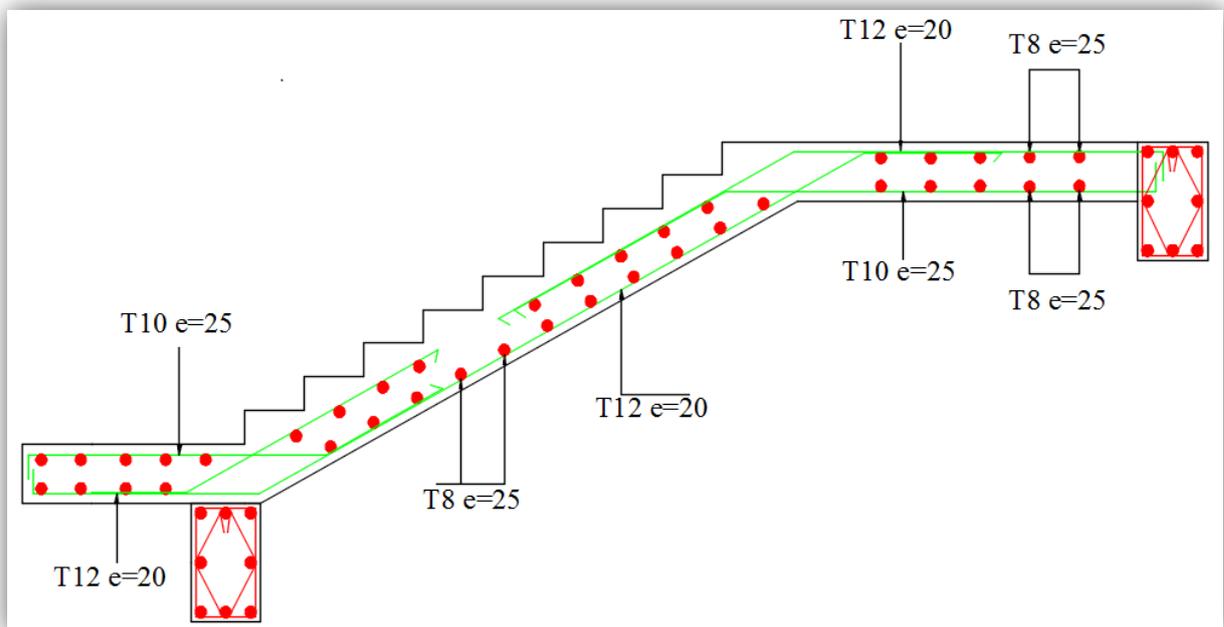


Figure III.7 Ferrailage de l'escalier deux volée

III.3.3 Etude de la poutre palière :

III.3.3.1 Introduction :

La poutre est prévue pour être un support d'escalier, elle est partiellement encastrée à ces extrémités dans les poteaux, et soumise à la flexion simple et à la torsion.

Ces sollicitations sont dues à son poids propre, le poids du mur, et en plus à l'action du poids de palier et paillasse.

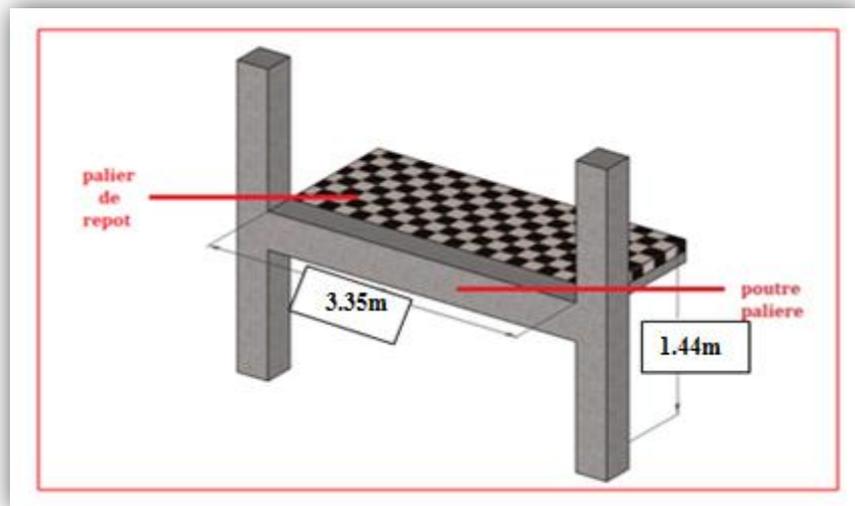


Figure. III. 8 Vue 3D pour la poutre palière

III.3.3.2 .Pré-dimensionnement :

Selon **BAEL91** les dimensionnements de la poutre sont :

- $L = 3,35 \text{ m}$
- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.33 \text{ cm} \leq h \leq 33.5 \text{ cm}$

Suivant les conditions du **RPA99/version 2003**.

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ b \geq 20 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{b} \leq 4 ; \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc : on prend une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

- ✚ **Schéma statique** : Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure suivante :

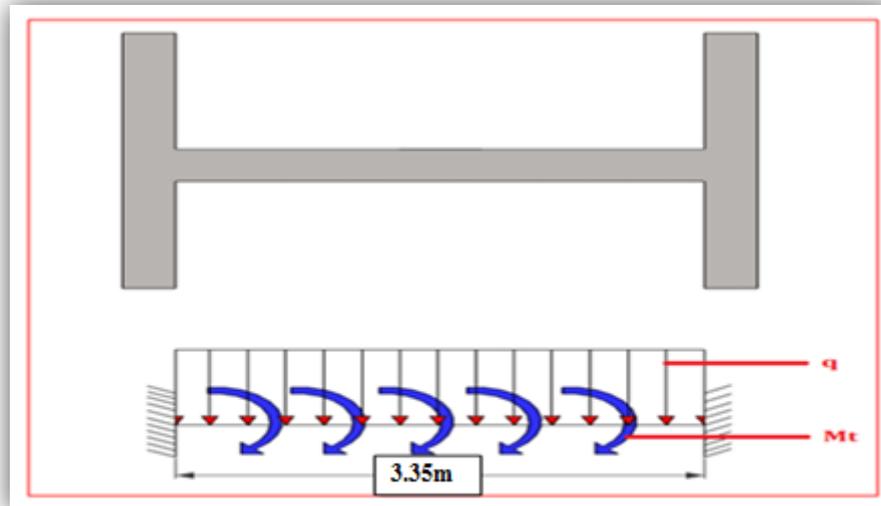


Figure. III 9 schémas statiques pour la poutre palière

III.3.3.3 Calcul des sollicitations :

a) Les charges :

à l'ELU:

- Poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- la pailleasse : $(1,35 \times 8,574 + 1,5 \times 2,5) = 15.32 \text{ KN/m}$
- Le palier : $(1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 2,5) = 11.31 \text{ KN/m}^2$
- $q_{eq} = \frac{11.31 \times 1.46 + 15.32 \times 2.19}{3.65} = 13.72 \text{ KN/m}^2$
- $G_{réact} = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 25.03 \text{ KN/ml}$
- $q_u = 1,35 \times G_{pout} + G_{réact} = 1,35 \times 2,62 + 25.03 = 28.56 \text{ KN/ml}$

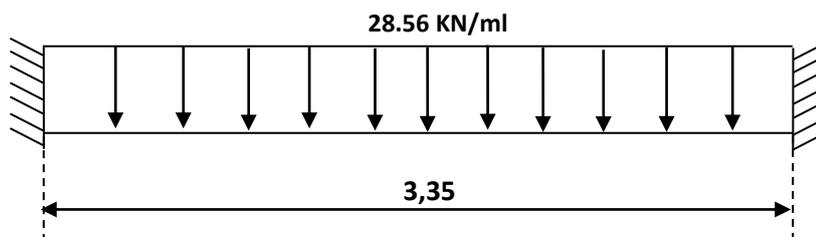


Figure.III.10 La charge sur la poutre palière à ELU.

à l'ELS:

- poids propre de la poutre : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$
- la paillasse : $(8,574 + 2,5) = 11.07 \text{ KN/m}^2$
- le palier : $(5,6 + 2,5) = 8.1 \text{ KN/m}^2$
- $q_{eq} = \frac{8.1 \times 1.46 + 11.07 \times 2.19}{3,65} = 9.88 \text{ KN/m}^2$
- $G_{réact} = q_{eq} \times \frac{L}{2} = 18.03 \text{ KN/ml}$
- $q_{ser} = G_{pout} + G_{réact} = 2,62 + 18.03 = 20.65 \text{ KN/m}$

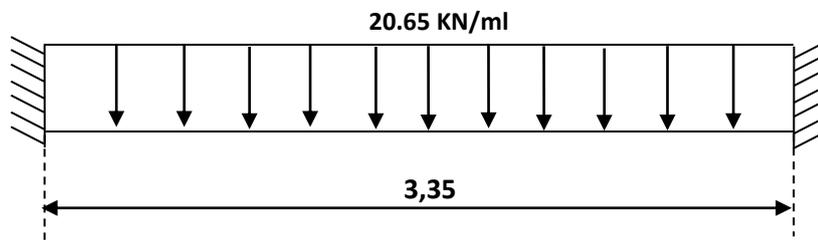


Figure.III.11 La charge sur la poutre palière à ELS.

b) Moment fléchissant :

à l'ELU :

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u l^2}{24} = \frac{28.56(3.35)^2}{24} = 13.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t = M_0 = 13.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment sur appui : } M_a = \frac{q_u l^2}{12} = 26.7 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u l^2}{24} = \frac{20.65(3.35)^2}{24} = 9.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment en travée : } M_t = M_0 = 9.65 \text{ KN.m}$$

$$\text{Le moment sur appui : } M_a = \frac{q_u l^2}{12} = 19.31 \text{ KN.m}$$

III.3.3. 4. Calcul des armatures longitudinal (flexion simple) :

a) Ferrailage:

On utilise les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad Z = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_s}$$

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

H = 35cm , b = 30cm , d = 0.9 × h = 31.5 cm .

Section	b(cm)	d(cm)	M _u (KN.m)	μ	α	Z(cm)	A _{smin} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{dopté} (cm ²)
Travée	30	31,5	13.35	0,0315	0.040	30.99	1,14	1.24	2HA12=2,26
Appuis	30	31,5	26.7	0,0631	0,081	30.48	1,14	2.52	2HA14=3,08

Tableau.III.12 Résultats du calcul du ferrailage de poutre

b) Vérification:

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On vérifie la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\} \quad \text{(Fissuration non préjudiciable)}$$

Donc : $\bar{\tau} = 3.33MPa$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} ; \text{ Avec } T_u : \text{ l'effort tranchant maximal sur appui}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{28.56 \times 3.35}{2} = \mathbf{47.83 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{47.83 \times 10^3}{300 \times 315} = \mathbf{0.506 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \mathbf{CV}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

$$S_t \leq \text{Min} (0.90d ; 40\text{cm}) = \text{min} (0.90 \times 31.5 = 28.35; 40 \text{ cm}) = \mathbf{28.35 \text{ cm}}$$

$$S_t \leq \mathbf{28.35 \text{ cm}}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) = \mathbf{0.4 \text{ MPa}}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.4 \frac{b \cdot S_t}{f_e} = 0.4 \times \frac{300 \times 283.5}{400} = \mathbf{0.850 \text{ cm}^2}$$

$$\Rightarrow \mathbf{A_t = 0.850 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte : **2T8 = 1.01 cm²**

➤ **Espacement maximal :**

- Espacement d'après le **BAEL** :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40\text{cm}) = 28.35 \text{ cm}$$

- Espacement exigé par **RPA** :

– En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(8.75; 12 \times 1.01) = 8.75 \text{ cm}$

– En zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte : $\begin{cases} S_t = 8\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en zone nodale} \\ S_t = 15\text{cm} & \dots\dots\dots \text{en zone courante} \end{cases}$

➤ **Vérification à ELS :**

- Vérification des contraintes de béton :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}\right)$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

en travée : $\gamma = \frac{13.35}{9.65} = 1.38$; $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$; $\alpha = 0.040 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{cv.}$

sur appui : $\gamma = \frac{26.7}{19.31} = 1.38$; $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$; $\alpha = 0.081 \leq 0.44 \dots\dots\dots \text{cv.}$

La fissuration est considérée comme peu nuisible donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{35}{335} = 0.1 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{335} = 0.1 \geq \frac{13.35}{10 \times 13.35} = 0.1 \dots\dots \text{CV} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{2.26}{30 \times 33.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{CV} \end{array} \right.$$

III.3.3.5.Calcul des armatures longitudinales (à la torsion) :

➤ **Calcul du moment dus à la torsion :**

- $v_u = q_u \frac{L}{2} = 9.88 \times \frac{3.65}{2} = \mathbf{18.03 \text{ KN}}$
- $Ma = 0.1 \times v_u \times \frac{L}{2} = 0.1 \times 18.03 \times \frac{3.35}{2} = \mathbf{3.06 \text{ KN.m/ml}}$
- $M_{tor} = Ma \times \frac{L}{2} = 3.06 \times \frac{3.35}{2} = \mathbf{5.13 \text{ KN.m}}$

➤ **Calcul de l'aire de la section efficace « Ω » :**

- Ω: aire du contour à mi- épaisseur des parois
- $\Omega = (a - b_0) \times (h - b_0)$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} a = \min (b \times h) = \mathbf{30 \text{ cm}} \\ b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = \mathbf{5 \text{ cm}} \end{array} \right.$$

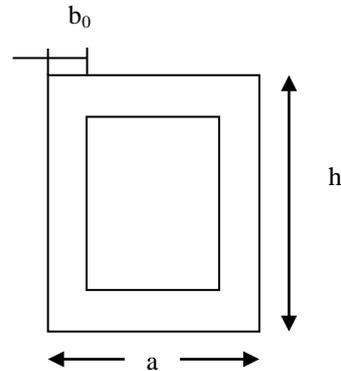


Figure. III 12 Section creuse.

- $\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = \mathbf{750 \text{ cm}^2}$

➤ **Calcul de la contrainte tangentielle due à la torsion :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2b_0 \times \Omega} = \frac{5.13 \times 10^6}{2 \times 50 \times 75000} = \mathbf{0.68 \text{ MPa}}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle totale :**

On doit vérifier que : $\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\Rightarrow (0.68)^2 + (0.506)^2 = 0.718 < 11.11$$

$$\tau_{tor}^2 + \tau_u^2 \leq \bar{\tau}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Calcul des armatures:**

D'après le BAEL91 : $A_s^{tor} = \frac{M_{tor} \cdot u}{2 \times \Omega \times f_{ad}}$

Avec :

- u : périmètre de la section efficace Ω .
- A_s^{tor} : Armatures longitudinales de torsion.
- $U = [(h - b_0) + (b - b_0)] \times 2 = 110 \text{ cm}$.
- $A_{stor} = \frac{5.13 \times 10^6 \times 1100}{2 \times 750 \times 10^2 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$.

Alors les aciers longitudinaux :

-en travée : $A_s^{fle} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

-sur appui : $A_s^{fle} = 2\text{HA}14 = 3.08 \text{ cm}^2$

$A_s^{tor} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimal :**

D'après le BEAL91 on a : $\frac{A_s^{tor}}{b_0 \times u} \times f_e \geq 0.4 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \frac{A_{stor}}{b_0 \times U} \cdot f_e = \frac{3.14}{5 \times 110} \times 400 = 2.28 \geq 0.4 \dots \dots \dots \text{CV.}$

➤ **Les armatures transversales :**

➤ $\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_{tor}}{2\Omega\sigma_s} = \frac{5.13 \times 10^5}{2 \times 750 \times 348 \times 10^2} = 0.0098 \text{ cm.}$

• $S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 31.5 ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm.}$

On adopte : $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ $\frac{A_t}{S_t} = 0.0098 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.245 \text{ cm}^2$

On adopte : **2T8** $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$.

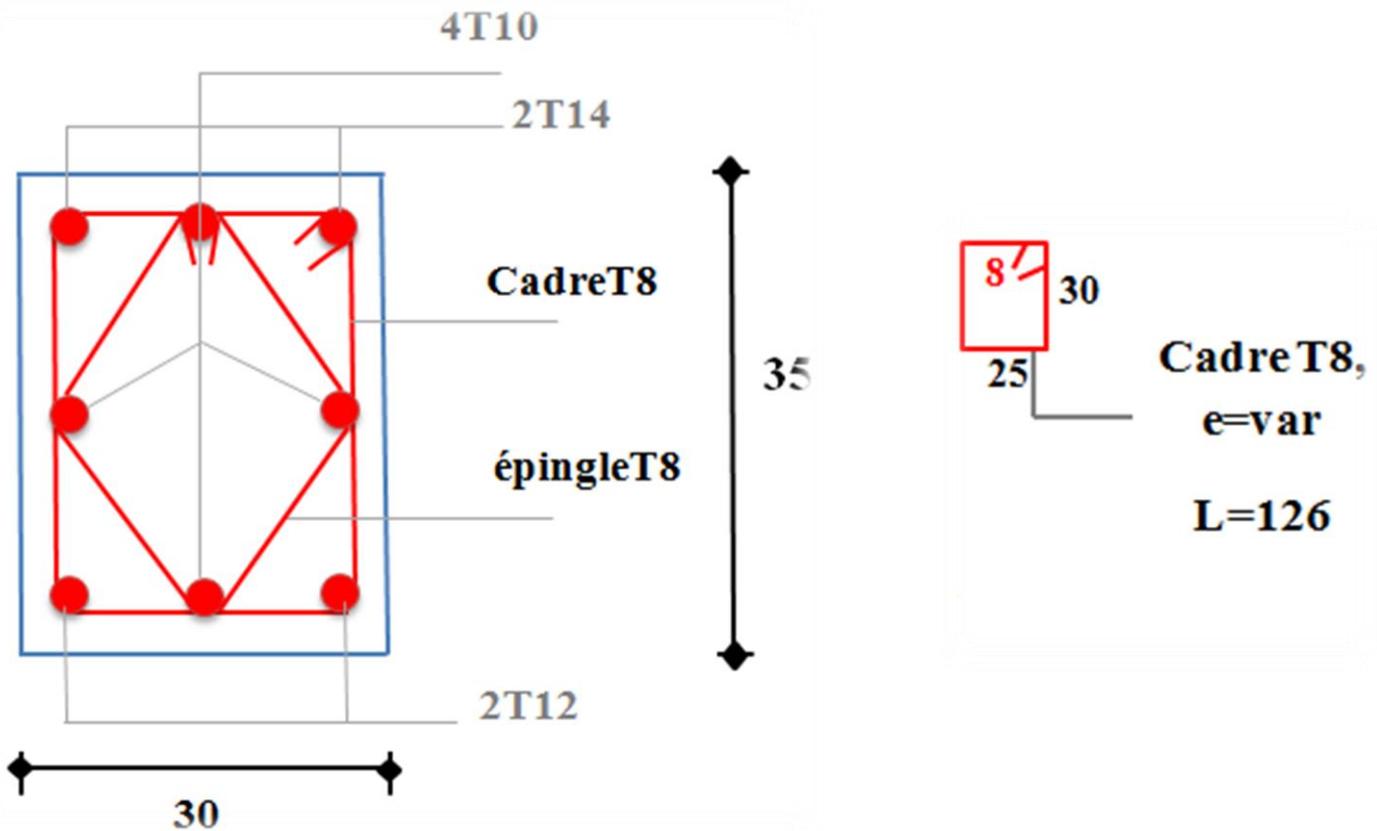


Figure.III.13 Ferrailage de la poutre palière.

III.4. Les plancher :

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. Ils isolent, aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

III.4.2. Les plancher à corps creux :

III.4.2.1.Introduction :

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux), de dimension $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une table de compression de 4cm d'épaisseur

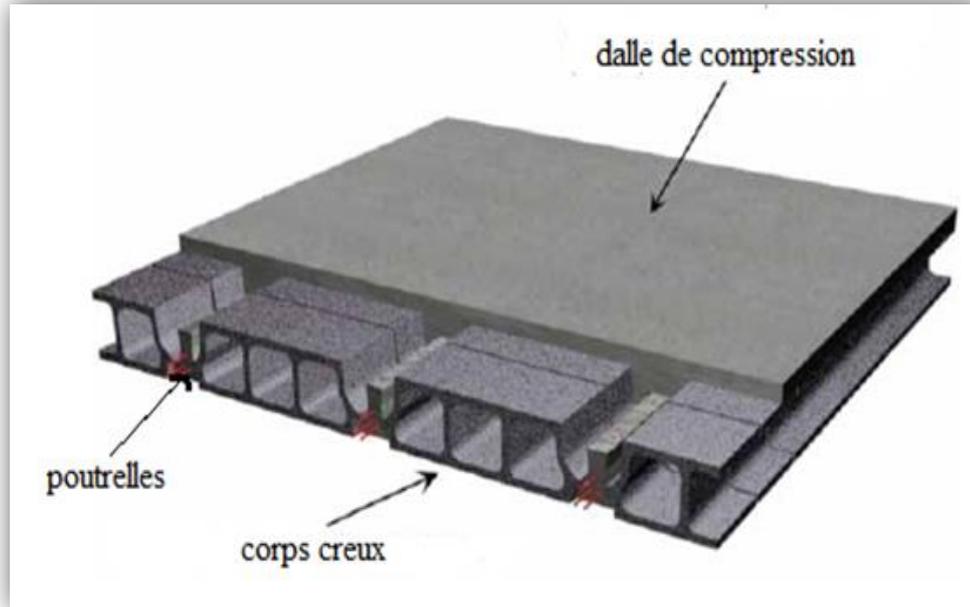


Figure .III.14 Les différents éléments constituant le plancher à corps creux.

III.4.2.2. Justification de choix des plancher à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus légère que les dalles pleines.
- Plus économique que les dalles pleines.
- Exécution simple et bonne isolation thermique et phonique.

Le calcul sera pour deux éléments :

- ❖ Poutrelle.
- ❖ La table de compression.

III.4.2.3 Calcul des poutrelles :

Le plancher est constitué de corps creux (**16+4**) qui repose sur des poutrelles.

Ces poutrelles seront coulées sur place en même temps que le plancher, leurs armatures permettent au béton de résister à la flexion, ainsi les sollicitations seront à leur tour transmises aux poutres porteuses.

Le calcul des poutrelles se fera selon le cas de charge en situation finale (après le coulage du plancher), avant et après la prise du béton, pour tenir compte des cas de charges en

situations intermédiaires (les poutrelles seront considérées comme des poutres reposant simplement sur leurs appuis)

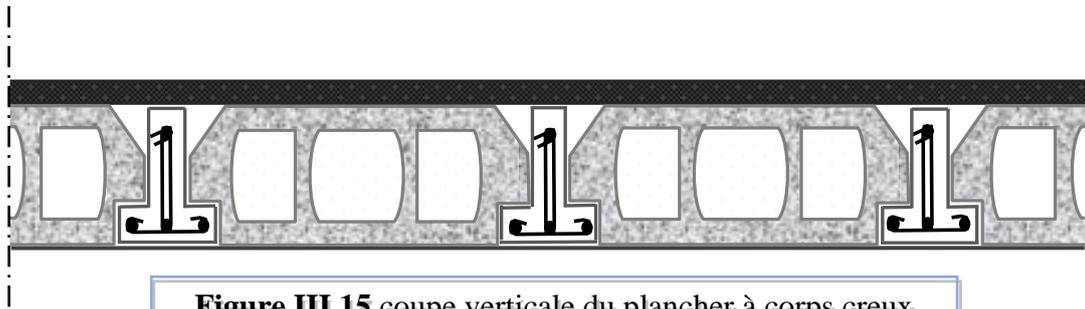


Figure III.15 coupe verticale du plancher à corps creux

III.4.2.4 Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

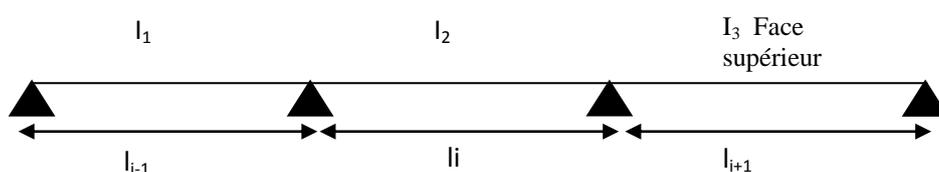
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

III.4.2.5. Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à sur charges modérées tel que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitations, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux ...

Son application suppose la vérification des conditions suivantes :

- 1- Les charges d'exploitations sont modère, c'est-à-dire ou : $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Les moments d'inerties sont constantes sur les différents travées : **I= constant.**
- 3- Les portées vérifier la relation suivant : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$.
- 4- Les fissurations sont considérées **non préjudiciables** à la tenue du béton armé ainsi qu'à celle du revêtement.



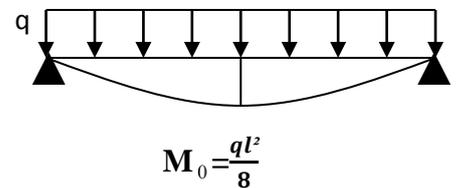
Dans le cas où l'une de ces trois dernières hypothèses n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de CAQUOT.

➤ **Application de la méthode :**

- $\alpha = \frac{q}{G+Q}$: Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation valeurs non pondérées.
- M_0 : Le moment maximal dans la travée de référence : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.
- M_w, M_e : Valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droite de la travée continue.
- M_t : Moment maximal dans la travée considérée.

On doit avoir :

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



Les valeurs prise pour M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

a) **Travée de rive :**

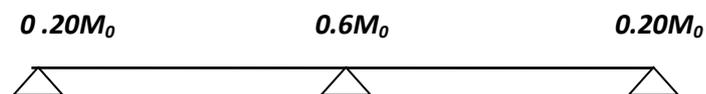
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[1.05; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; \left(\frac{1.02 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right) \right]$$

b) **Travée intermédiaire :**

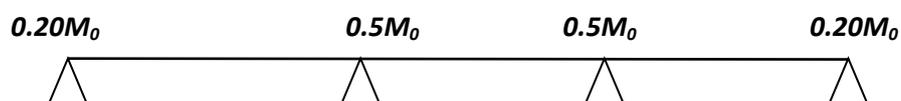
$$M_t \geq \max \left[\left(\max[1.05; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} ; \left(\frac{1 + 0.3 \alpha}{2} \right) M_0 \right) \right]$$

c) **Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :**

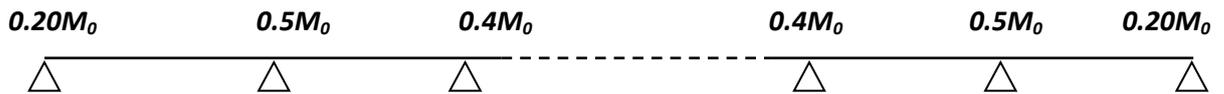
1) **cas de 02 travées :**



2) **cas de 03 travées :**



3) cas de plus de 03 travées :



➤ L'expression de l'effort tranchant :

- $T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$ avec: $T_0 = \frac{ql}{2} \cdot T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$
- T_w et T_e : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

✓ Remarque :

Dans le cas où l'appui de rive est solidaire à un poteau ou une poutre, il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à :

$$M_a = 0.15 \times M_0.$$

➤ Méthode de CAQUOT :

La méthode est applicable aux planchers à charge d'exploitation relativement élevée :

$$Q > 2G \quad \text{ou} \quad Q > 5 \text{ KN/m}^2.$$

- Les charges d'exploitation sont susceptibles des variations rapides.
- Les poutres sont associées à une dalle (**section T**).

➤ Principe de la méthode :

Cette méthode repose sur la méthode des trois moments qui est simplifiée et corrigée pour tenir compte :

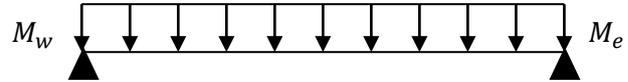
- De la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne, pour réduire ce moment sur appuis et augmenter les moments des travées.
- De l'amortissement des efforts du chargement des travées successives, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation

➤ **Application de la méthode :**

Pour les poutres avec moments d'inerties égaux :

$$M_i = \frac{P_w l'_w{}^3 + P_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 \times M_0.$$



On calcul pour chaque côté de l'appui, les longueurs des travées fictives $L'_{w,e}$.

Avec :

- M_i : Le moment sur appui.
- M_t : Le moment en travée.
- P_w : La charge sur la travée gauche.
- P_e : La charge sur la travée droite.
- l : La longueur de la travée.
- $l'_{w,e} = l$: Pour une travée de rive.
- $l'_{w,e} = 0,8l$: Pour une travée intermédiaire.
- M_0 : Le moment fléchissant isostatique $M_0 = \frac{ql^2}{8}$
- M_w, M_e : Les moments gauche et droite de la travée considérée.

➤ **L'expression de l'effort tranchant :**

$$T_w = T_0 + \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{avec:} \quad T_0 = \frac{ql}{2}.$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_w - M_e}{l}$$

- T_w et T_e : L'effort tranchant gauche et droit de la travée.

III.4.2.6 Vérification des conditions de la méthode FORFAITAIRE :

1) Plancher terrasse :

Dans notre structure, nous avons 03 types des poutrelles :

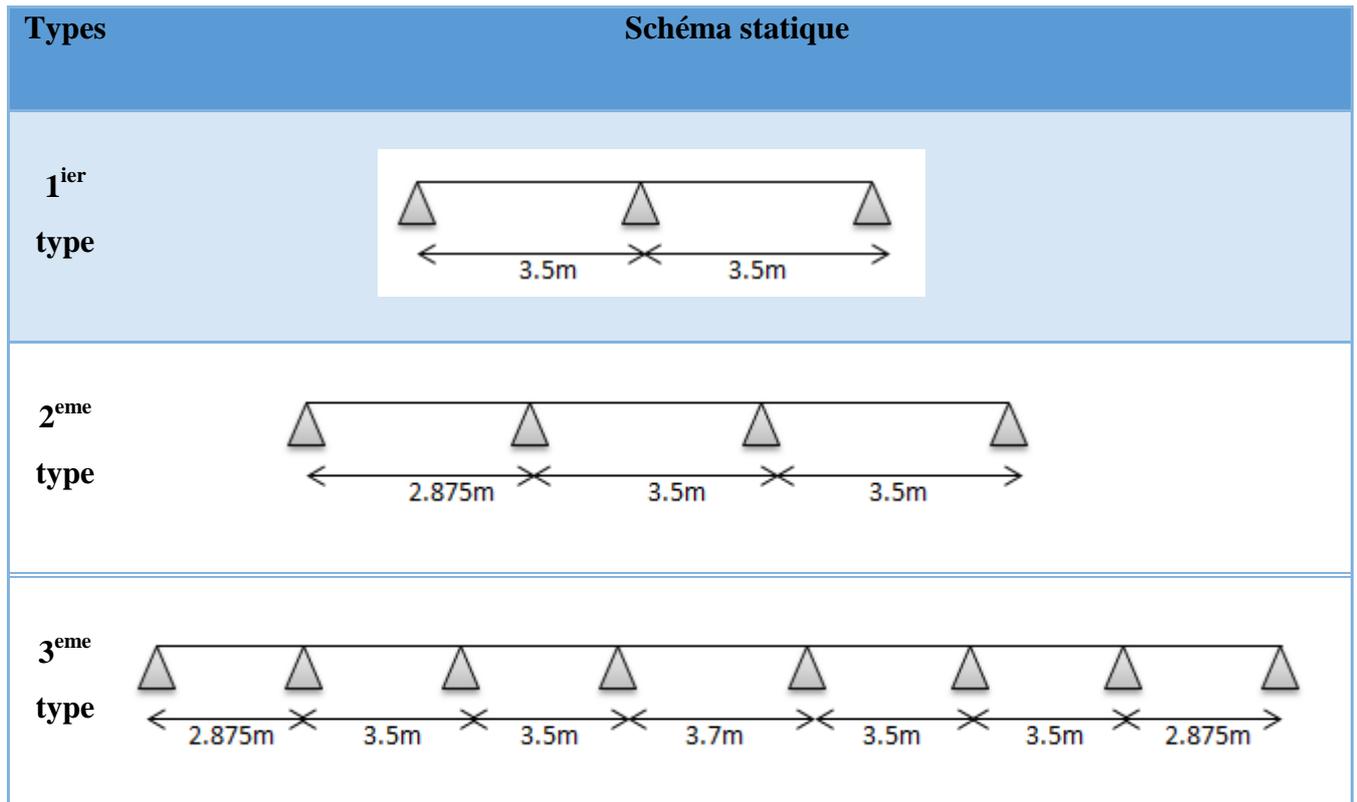


Figure. III.16 Schéma statique Plancher Terrasse (type 1+type 2+types 3)

✓ 1^{ere} condition :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \max(2 \times 5.88 ; 5) \text{ KN/m}^2 = 11.76 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ 2^{eme} condition :

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = cst \dots \dots \dots \text{CV.}$

✓ 3^{eme} condition :

• Type 1 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• Type2 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.82; 1) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• Type 3 :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.82; 1; 0.94; 1.05; 1; 1.21) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ 4^{ème} condition :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable CV.

Les 4 conditions sont vérifiées pour les 04 types, donc la méthode FORFAITAIRE est applicable.

❖ Evaluation des charges :

Charge permanente : $G = 5.88 \text{ KN/m}^2$

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

Pour une bande de 0.65 m : $G = 3.822 \text{ KN/ml}$.

Pour une bande de 0.65 m : $Q = 0.65 \text{ KN/ml}$.

❖ Calcul des sollicitations :

✓ Combinaisons des charges :

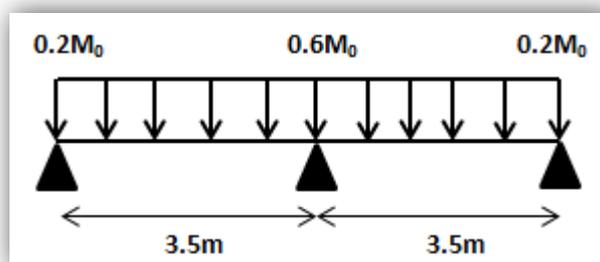
A l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS : $p_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (K/ml)
Plancher terrasse inaccessible	3.822	0.65	6.13	4.50

Tableau.III.13 Charges supportées par Les poutrelles.

❖ Type 01 : (METHODE FORFAITAIRE).



• En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1	6.13	9.38	6.10	4.5	6.89	4.47
2		9.38	6.10		6.89	4.47

Tableau III.14 LES sollicitations en travées (Type 01).

- **Sur appui :**

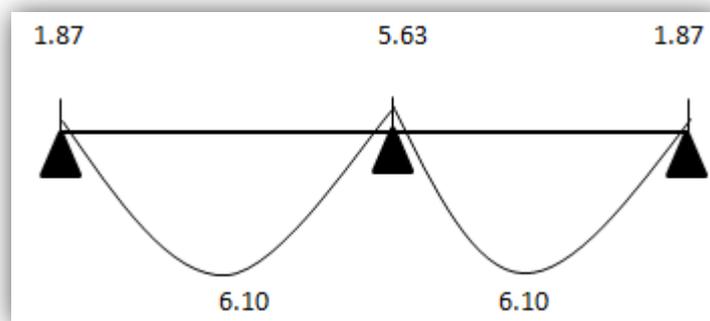
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U			E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
1	6.13	1.87	4.5	1.38	
2	6.13	5.63	4.5	4.13	
3	6.13	1.87	4.5	1.38	

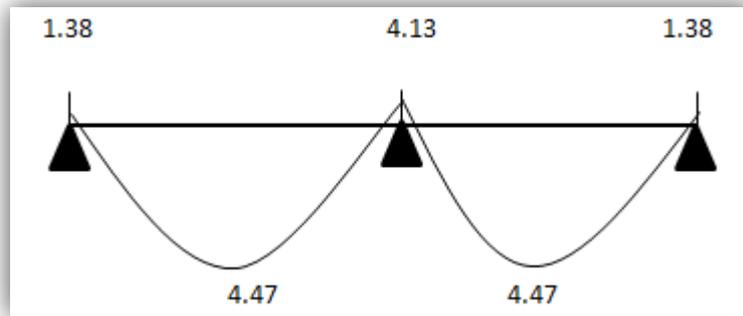
Tableau III.15 LES sollicitations sur appui (Type 01).

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = -(q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

$$T_e = (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

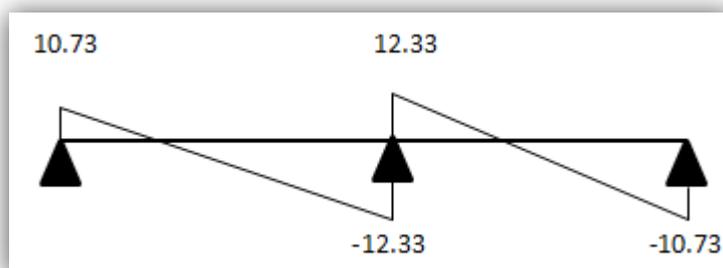
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Type		distance	ELU $q_u = 6.13 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.50 \text{ KN/ml}$		
Type 1	travée	l	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
	1-2	3.5	10.73	10.73	-12.33	7.87	7.87	-9.05
	2-3	3.5	10.73	12.33	-10.73	7.87	9.05	-7.87

Tableau III.16 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type01).

➤ Diagramme des efforts tranchant :

ELU :



III.4.2.7 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher Terrasse :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : \mathbf{Mu^t = 6.1 KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : \mathbf{Mu^a 1.87 KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : \mathbf{Mu^a = 5.63 KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,04 / 2)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 6.1 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: **$b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.20 \text{ m}$.**

• **Sur appui :**

$$\text{Sur appui de rive : } M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 1.87 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h)} = \mathbf{(10 \times 20)}.$$

$$\text{Sur appui d'intermédiaire : } M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 5.63 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h)} = \mathbf{(10 \times 20)}.$$

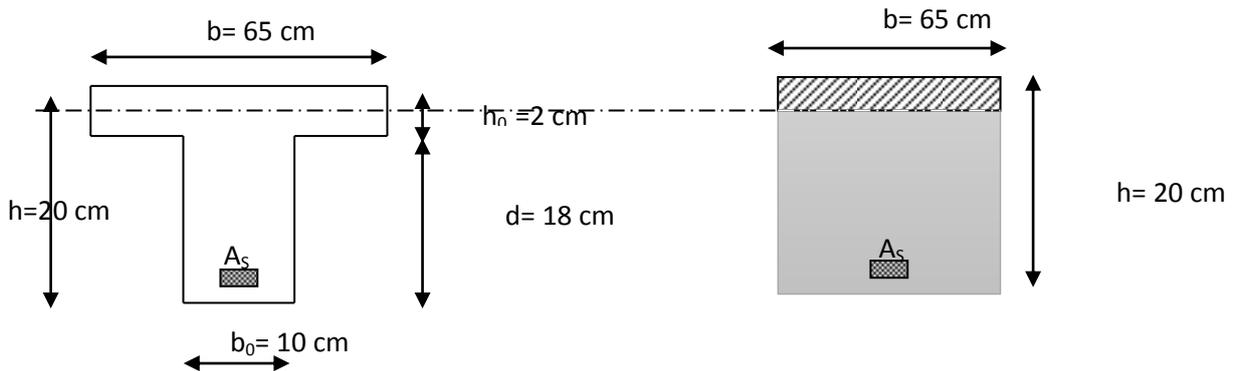


Figure III.17 Schéma descriptif des poutrelles (Plancher Terrasse)

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s \min}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Travée	6.1	0,65	0,18	0.020	0.025	17.82	0.98	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1.87	0,10	0,18	0.041	0.052	17.62	0.30	0,22	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	5.63	0,10	0,18	0.122	0.163	16.82	0.96	0,22	1T10+1T12 = 1,92

Tableau III.17 Calcul des armatures Plancher terrasse.

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité : $A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

En travée :

$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Sur appui :

appui de rive : $\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

• appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u_{max}} = 12.33 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u_{max}}}{b_0 \times d} = 0.68 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.68 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2HA6 = 0.565 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

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

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0.003.S.b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0.45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 0.45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u_{max}} = 12.33 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

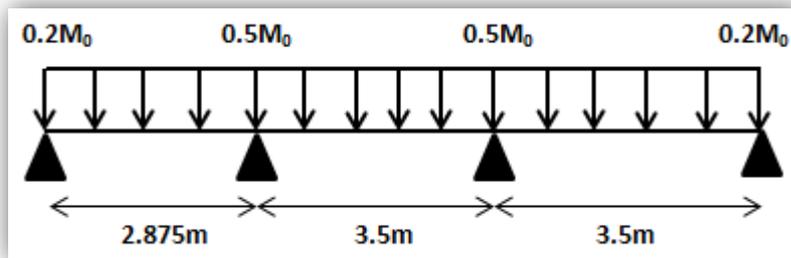
$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 12.33 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1.52 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

- $I_0 = bh^3/12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s/b_0d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0/d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.6 \text{ mm} < 10\text{mm}$

Donc $F \leq F_{adm} \dots\dots\dots CV$

❖ **Type 02 : (METHODE FORFAITAIRE).**



- **En travée :**
Les sollicitations en travées :

Travée	E.LU			E.L.S		
	qu (KN)	Les moments (KN.m)		q_ser (KN)	Les moments (KN.m)	
		M0	Mt		M0	Mt
1	6.13	6.33	4.43	4.50	4.65	3.25
2		9.38	5.16		6.89	3.79
3		9.38	6.57		6.89	4.82

Tableau III.18 LES sollicitations en travées (Type 02).

- **Sur appui :**

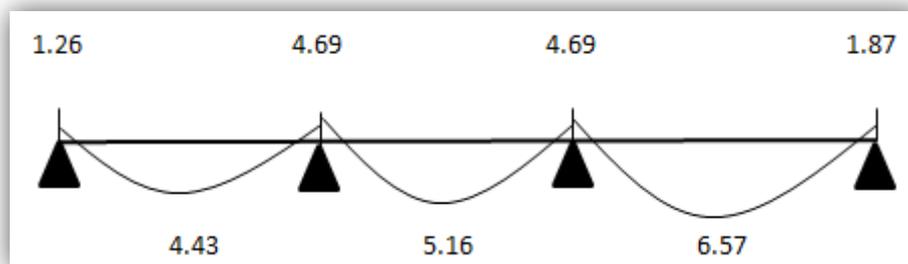
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.13	1.26	4.5	0.93
2	6.13	4.69	4.5	3.44
3	6.13	4.69	4.5	3.44
4	6.13	1.87	4.5	1.38

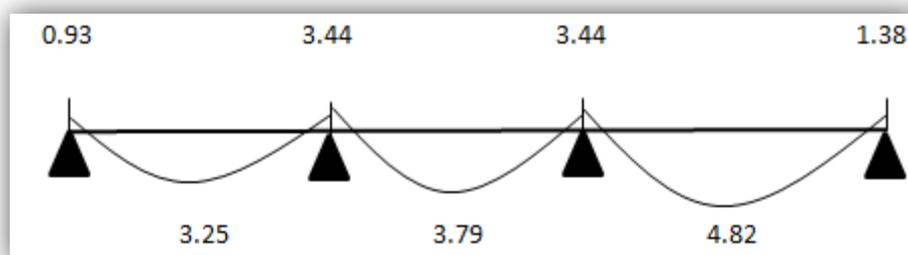
Tableau III.19 LES sollicitations sur appui (Type 02).

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = - (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

$$T_e = (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

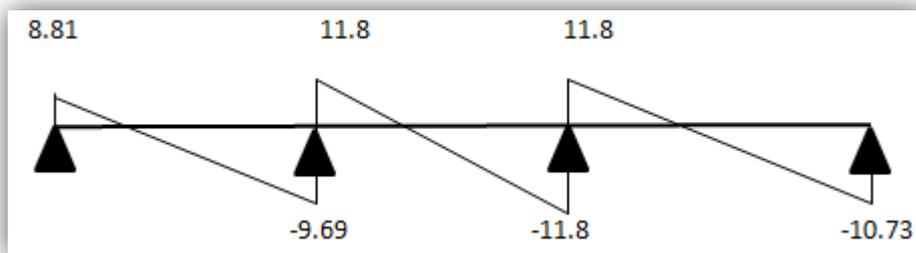
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Type		distance	ELU $q_u = 6.13 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.50 \text{ KN/ml}$		
Type 1	travée	l	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
	1-2	2.875	8.81	8.81	-9.69	6.47	6.47	-7.12
	2-3	3.5	10.73	11.8	-11.8	7.87	8.66	-8.66
	3-4	3.5	10.73	11.8	-10.73	7.87	8.66	-7.87

Tableau III.20 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type02)

➤ Diagramme des efforts tranchant :

ELU :



III.4.2.8 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher Terrasse :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.57 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 4.69 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,04 / 2)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 6.57 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: **$b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.20 \text{ m}$.**

• **Sur appui :**

$$\text{Sur appui de rive : } M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 1.87 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h) = (10} \times \text{20).}$$

$$\text{Sur appui d'intermédiaire : } M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 4.69 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h) = (10} \times \text{20).}$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Travée	6.57	0,65	0,18	0,022	0,028	17,80	1,06	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1.87	0,10	0,18	0,041	0,052	17,62	0.30	0,22	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	4.69	0,10	0,18	0,102	0,135	17.03	0.79	0,22	1T10+1T12 = 1,92

Tableau III.21 Calcul des armatures Plancher terrasse.

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité : $A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

En travée :

$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Sur appui :

appui de rive : $\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

• appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u\max} = 11.80 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = 0.65 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_u = 0.65 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{mm} = 5.71 \text{mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2HA6 = 0.565 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18 ; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

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

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 0.45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

➤ Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :

$$T_{u_{\max}} = 11.80 \text{ KN} ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 11.80 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 0.15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ Vérification à L'ELS :

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

3. En travée :

$$\alpha = 0.028 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.36$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.028 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

4. Sur appui :

• appui de rive :

$$\alpha = 0.052 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.35$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.425 \rightarrow \alpha = 0.052 \leq 0.425 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

• appui intermédiaire :

$$\alpha = 0.135 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.36$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.135 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{6.57}{15 \times 9.38} = 0.046 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées

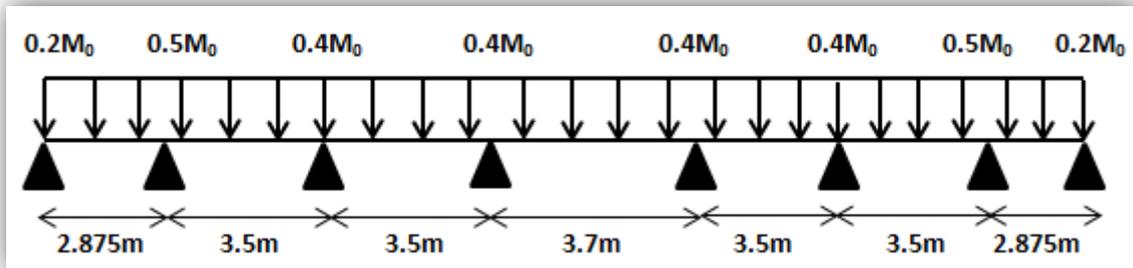
❖ **Calcule la flèche :**

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L/500 = 3700/500 = 7.4 \text{ mm}$
- $I_0 = bh^3/12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s/b_0d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0/d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \mathbf{4.6 \text{ mm} < 10\text{mm}}$

Donc $F \leq F_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ Type 03 : (METHODE FORFAITAIRE).



• En travée :

Les sollicitations en travées :

Travée	E.LU			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1	6.13	6.33	4.44	4.5	4.65	3.25
2		9.38	5.63		6.89	4.13
3		9.38	6.1		6.89	4.47
4		10.49	6.82		7.7	5
5		9.38	6.1		6.89	4.47
6		9.38	5.63		6.89	4.13
7		6.33	4.44		4.65	3.25

Tableau III.22 LES sollicitations en travées (Type 03).

• **Sur appui :**

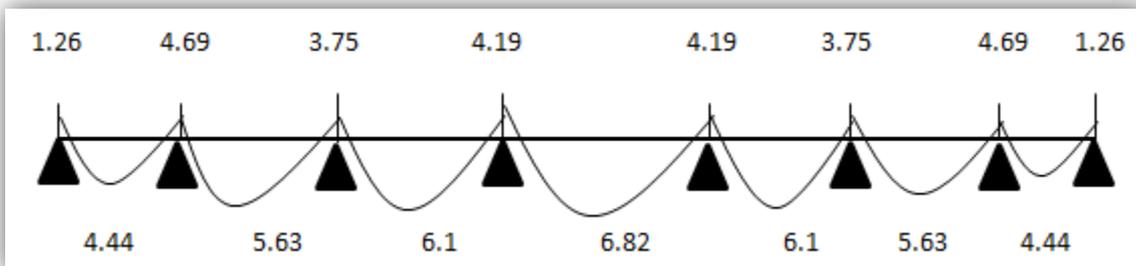
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.13	1.26	4.5	0.93
2		4.69		3.44
3		3.75		2.75
4		4.19		3.08
5		4.19		3.08
6		3.75		2.75
7		4.69		3.44
8		1.26		0.93

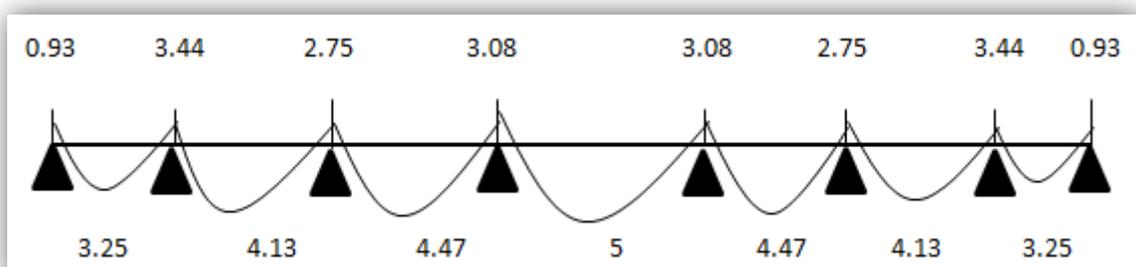
Tableau III.23LES sollicitations sur appui (Type 03).

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



Calcul de l'effort tranchant :

$$T_w = -(q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

$$T_e = (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

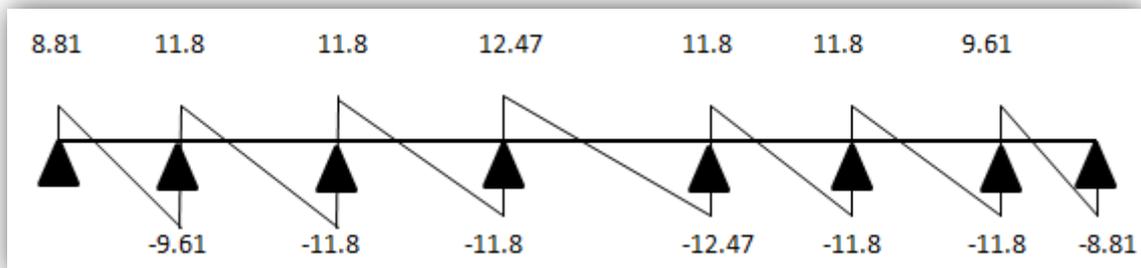
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Type	travée	distance	ELU $q_u = 6.13 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.50 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type 3	1-2	2.875	8.81	8.81	-9.61	6.47	6.47	-7.12
	2-3	3.5	10.73	11.8	-11.8	7.87	8.66	-8.66
	3-4	3.5	10.73	11.8	-11.8	7.87	8.66	-8.66
	4-5	3.7	11.34	12.47	-12.47	8.32	9.15	-9.15
	5-6	3.5	10.73	11.8	-11.8	7.87	8.66	-8.66
	6-7	3.5	10.73	11.8	-11.8	7.87	8.66	-8.66
	7-8	2.875	8.81	9.61	-8.81	6.47	7.12	-6.47

Tableau III.24 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type03).

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELU :



III.4.2.9 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher Terrasse :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1.26 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 4.69 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,04 / 2)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 6.82 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: **$b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.20 \text{ m}$.**

• **Sur appui :**

$$\text{Sur appui de rive} : M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 1.26 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20).$$

$$\text{Sur appui d'intermédiaire} : M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 4.69 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire } (b \times h) = (10 \times 20).$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	6.82	0,65	0,18	0,023	0,029	17,79	1,10	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1.26	0,10	0,18	0,027	0,034	17,75	0.20	0,22	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	4.69	0,10	0,18	0,102	0,135	17.02	0.79	0,22	1T10+1T12 = 1,92

Tableau III.25 Calcul des armatures Plancher terrasse.

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité : $A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

En travée :

$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Sur appui :

appui de rive : $\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

• appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 1.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{umax} = 12.47 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b_0 \times d} = 0.69 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_u = 0.69 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{mm} = 5.71 \text{mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2HA6 = 0.565 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = \min(0,9 \times 18 ; 40cm) = 16,2 cm.$$

On adopte: $S_t = 15 cm$.

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 cm$$

$$Q_t = 6 mm \geq 0,45 mm \dots \dots \dots CV$$

On adopte : $S_t = 15 cm$

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u_{max}} = 12,47 KN \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12,47 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,54 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 13,33 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,54 MPa. \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 MPa \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

5. En travée :

$$\alpha = 0,029 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,36$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \rightarrow \alpha = 0,029 \leq 0,43 \dots \dots \dots CV.$$

6. Sur appui :

• **appui de rive :**

$$\alpha = 0,034 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,35$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.42 \rightarrow \alpha = 0.034 \leq 0.42 \dots \dots \dots \text{CV.}$

• **appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.135 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.36$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.135 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{370} = 0.054 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{20}{370} = 0.054 \geq \frac{6.82}{15 \times 10.49} = 0.043 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées

❖ **Calcule la flèche :**

$F \leq F_{adm} .$

- $F_{adm} = L / 500 = 3700 / 500 = 7.4 \text{ mm}$
- $I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s / b_0 d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.6 \text{ mm} < 10\text{mm}$

Donc $F \leq F_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$

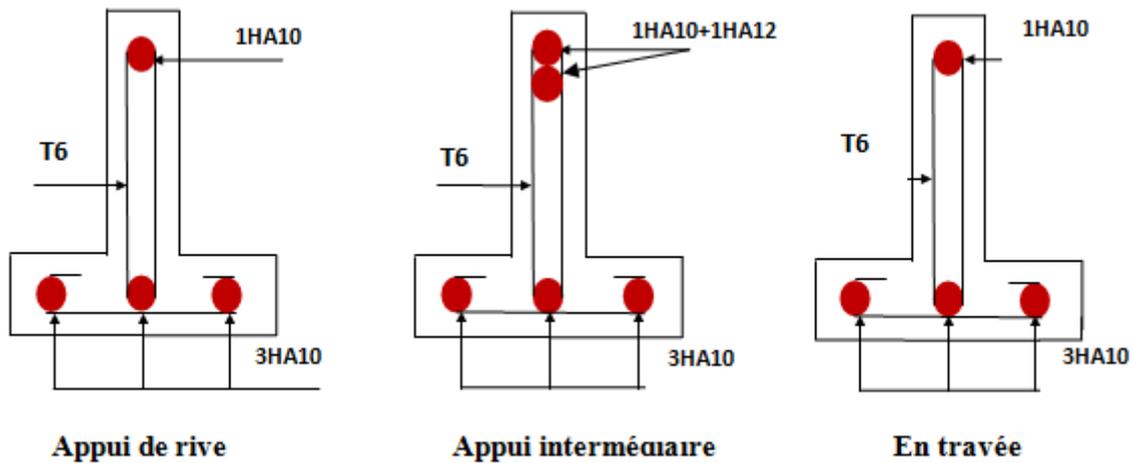


Figure.III.18 Ferrailage des poutrelles (plancher terrasse)

2) Plancher étage courant (habitation) :

Dans notre cas, nous avons 03 types des poutrelles :

Types	Schéma statique
1 ^{ere} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	

Figure. III.19 Schéma statique Plancher étage (type 1+type 2+types 3)

✓ **1^{ère} condition :**

$$Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \frac{\max(2 \times 5.20 ; 5)\text{KN}}{\text{m}^2} = 10.4 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **2^{ème} condition :**

Les moments d'inerties sont constants sur les différentes travées : $I = cst \dots \dots \text{CV.}$

✓ **3^{ème} condition :**

✓ **Type 1 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (1) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Type2 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.82; 1) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **Type 3 :**

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = (0.82; 1; 0.94; 1.05; 1; 1.21) \leq 1.25 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

✓ **4^{ème} condition :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable $\dots \dots \dots \text{CV.}$

Les 4 conditions sont vérifiées pour les 03 types, donc **la méthode FORFAITAIRE** est applicable.

❖ **Evaluation des charges :**

Charge permanente : $G = 5.20 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bonde de 0.65m : $G = 3.38 \text{ KN/ml.}$

Pour une bonde de 0.65m : $Q = 0.975 \text{ KN/ml.}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

✓ **Combinaisons des charges :**

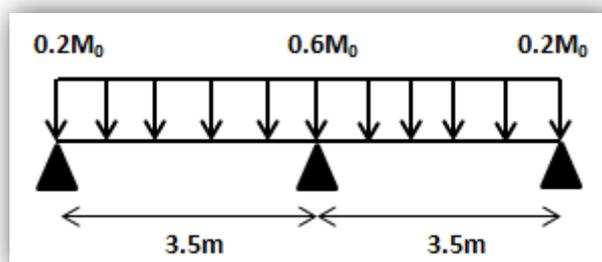
A l'ELU : $p_u = 1.35G + 1.5Q$

A l'ELS: $p_{ser} = G + Q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	p_u (KN/ml)	p_{ser} (K/ml)
Plancher étage courant	3.38	0.975	6.02	4.355

Tableau.III.26 Charges supportées par Les poutrelles

❖ Type 01 : (METHODE FORFAITAIRE).



• En travée :

Les sollicitations en travées : $\alpha=0.22$

Travée	E.LU			E.L.S		
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)		q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M_0	M_t		M_0	M_t
1-2	6.02	9.22	6.12	4.355	6.67	4.34
2-3		9.22	6.12		6.67	4.34

Tableau III.27 LES sollicitations en travées (Type 01).

- **Sur appui :**

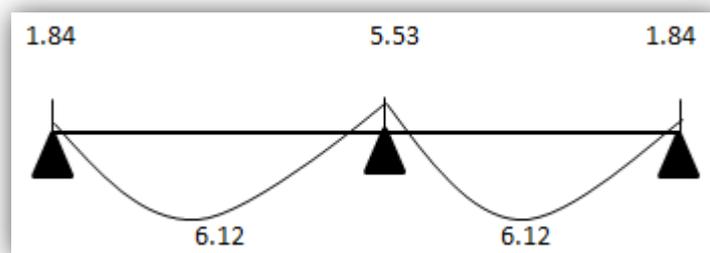
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U		E.L.S	
	q_u (KN)	Les moments (KN.m)	q_{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.02	1.84	4.355	1.33
2	6.02	5.53	4.355	4
3	6.02	1.84	4.355	1.33

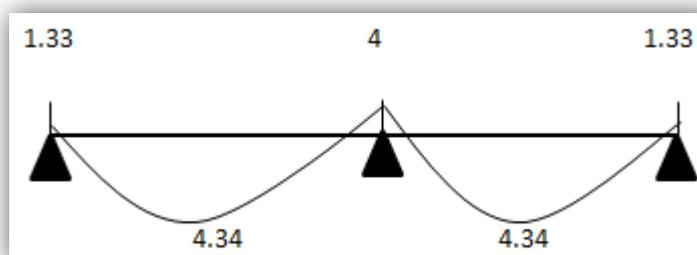
Tableau III.28 LES sollicitations sur appui (Type 01).

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

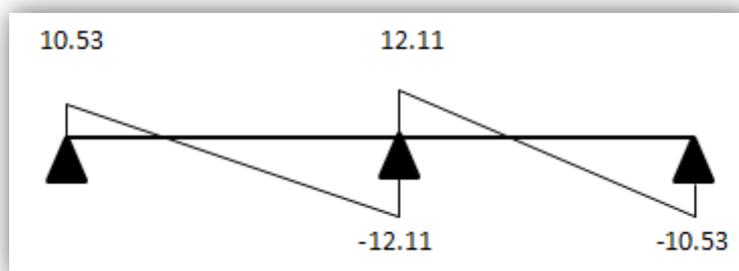
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Type		distance	ELU $q_u = 6.02 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser}=4.355 \text{ KN/ml}$		
Type 1	travée	1	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
	1-2	3.5	10.53	10.53	-12.11	6.67	6.67	-7.67
	2-3	3.5	10.53	12.11	-10.53	6.67	7.67	-6.67

Tableau III.29 Résultats de calcul des efforts tranchants (type 1)

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELU :



III.4.2.10 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher Terrasse :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : Mu^t = 6.12 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : Mu^a = 1.84 \text{ KN.m.}$$

M_{\max} (appui intermédiaire) : $M_u^a = 5.53 \text{ KN.m}$.

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,04 / 2)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 6.12 \text{ KN.m}.$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: $b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.20 \text{ m}$.

• **Sur appui :**

Sur appui de rive : $M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 1.84 \text{ KN.m}$.

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).

Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 5.53 \text{ KN.m}$.

\Rightarrow Section rectangulaire ($b \times h$) = (10×20).

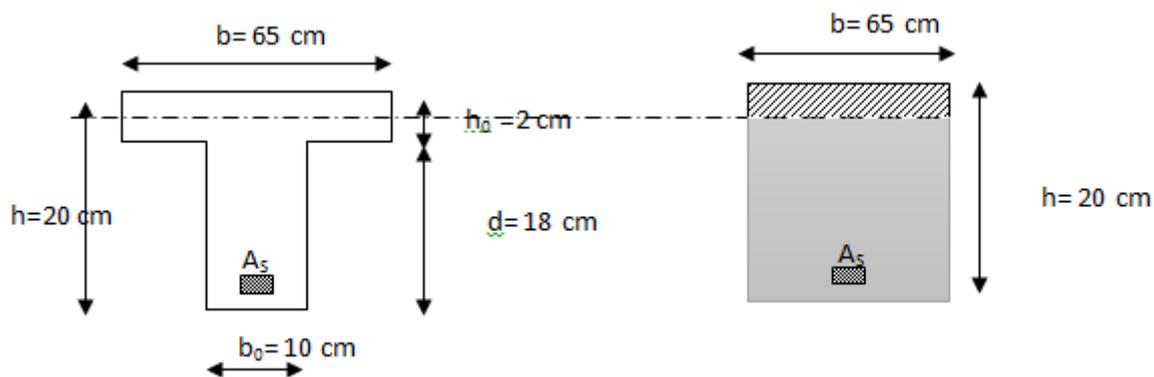


Figure .III.20 Schéma descriptif des poutrelles.

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	6.12	0,65	0,18	0.020	0,025	17,82	0.99	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1.84	0,10	0,18	0,040	0.051	17,63	0.29	0,22	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	5.53	0,10	0,18	0.120	0,160	16.85	0.94	0,22	2T10= 1.57

Tableau III.30 Calcul des armatures Plancher étage

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité : $A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

En travée :

$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

Sur appui :

appui de rive : $\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u\max} = 12.11 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = 0.67 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_u = 0.67 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{mm} = 5.71 \text{mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2HA6 = 0.565 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

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

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 0,45 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u_{\max}} = 12,47 \text{ KN} \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12,11 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,49 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,49 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

7. En travée :

$$\alpha = 0,025 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,41$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \rightarrow \alpha = 0,025 \leq 0,45 \dots \dots \dots \text{CV.}$$

8. Sur appui :

• **appui de rive :**

$$\alpha = 0,051 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.051 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}.$

• **appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.160 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.160 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV}.$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}. \\ \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{6.12}{15 \times 9.22} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV}. \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV}. \end{array} \right.$$

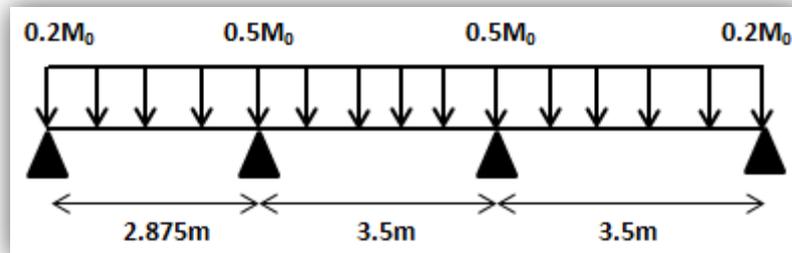
Ces trois conditions ne sont pas vérifiées.

❖ **Calcule la flèche :**

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L/ 500 = 3700/500 = 7.4 \text{ mm}$
- $I_0 = bh^3/12+(15 \times A_s \times (h/2-d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s/b_0d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2+3 \times b_0/d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \epsilon_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.6 \text{ mm} < 10\text{mm} \quad \text{Donc} \quad F \leq F_{adm} \dots \dots \dots \text{CV}$

❖ Type 02 : (METHODE FORFAITAIRE).



- En travée : Les sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1-2	6.03	6.23	4.46	4.355	4.5	3.22
2-3		9.23	5.23		6.67	3.78
3-4		9.23	6.61		6.67	4.78

Tableau III.31 LES sollicitations en travées (Type 02).

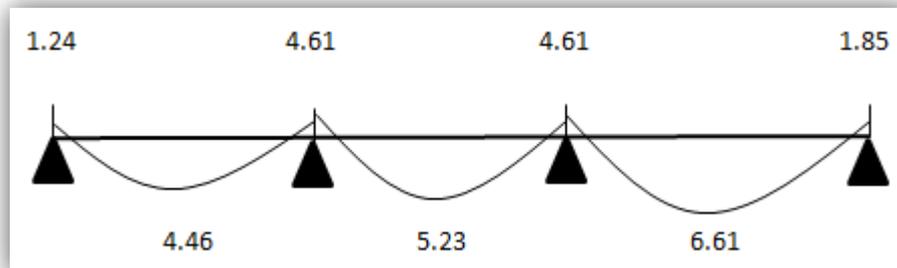
- Sur appui : Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U			E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)	q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
1	6.02	1.24	4.355	0.9	
2	6.02	4.61	4.355	3.33	
3	6.02	4.61	4.355	3.33	
4	6.02	1.85	4.355	1.33	

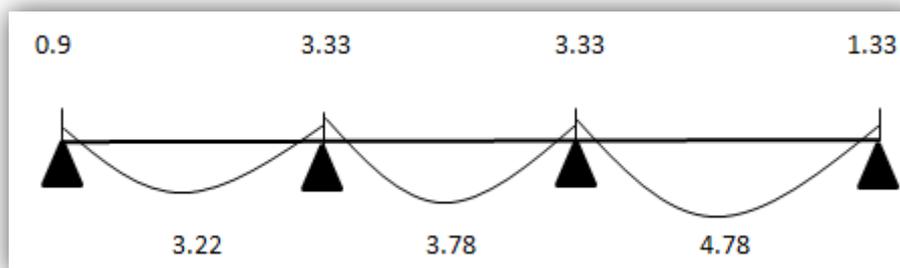
Tableau III.32 LES sollicitations sur appui (Type 02).

➤ Diagramme des moments :

ELU :



ELS :



➤ Calcul de l'effort tranchant :

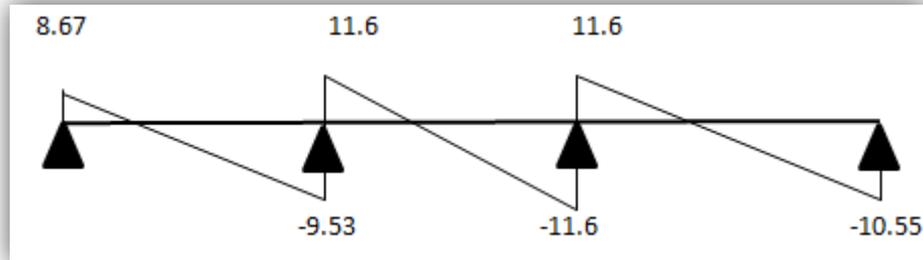
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Type	travée	distance	ELU $q_u = 6.03 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.355 \text{ KN/ml}$		
			T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
Type2	1-2	2.875	8.67	8.67	-9.53	6.26	6.26	-6.88
	2-3	3.5	10.55	11.6	-11.6	7.62	8.38	-8.38
	3-4	3.5	10.55	11.6	-10.55	7.62	8.38	-7.62

Tableau III.33 Résultats de calcul des efforts tranchants.

➤ **Diagramme des efforts tranchant :**

ELU :



III.4.2.11 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher étage courant :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : Mu^t = 6.61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : Mu^a = 1.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : Mu^a = 4.61 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,04/2)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 6.61 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: **$b = 0.65 \text{ m}$** et **$h = 0.20 \text{ m}$** .

• **Sur appui :**

Sur appui de rive : $M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 1.85 \text{ KN.m}$.

⇒ **Section rectangulaire (b×h) = (10×20).**

Sur appui d'intermédiaire : $M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 4.61 \text{ KN.m}$.

⇒ **Section rectangulaire (b×h) = (10×20).**

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) ; \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	6.61	0,65	0,18	0.022	0,028	17.80	1,07	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1.85	0,10	0,18	0,040	0,051	17.63	0.3	0,22	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	4.61	0,10	0,18	0.100	0,132	17.05	0.77	0,22	2T10 = 1.57

Tableau III.34 Calcul des armatures Plancher étage

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

⇒ $A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **C.V.**

Sur appui :

Appui de rive : ⇒ $A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **C.V.**

Appui intermédiaire : ⇒ $A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **C.V.**

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{umax} = 11.6 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{11.6 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.64 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.64 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2HA6 = 0.565 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :** $S_t \leq \frac{A_t \times f_c}{0.5 \times b_0}$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm.}$$

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

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0.003 \times 15 \times 10 = 0,45 \text{ cm}$$

$$Q_t = 6 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

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

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0.9d} = \frac{2 \times 11.6 \times 10^3}{100 \times 0.9 \times 180} = 1.43 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.43 \text{ MPa.} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

9. En travée :

$$\alpha = 0.028 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.028 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

10. Sur appui :

• **appui de rive :**

$$\alpha = 0.051 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.39$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.051 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

• **appui intermédiaire :**

• $\alpha = 0.132 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \alpha = 0.132 \leq 0.65 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{350} = 0.057 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{20}{350} = 0.057 \geq 0.047 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées.

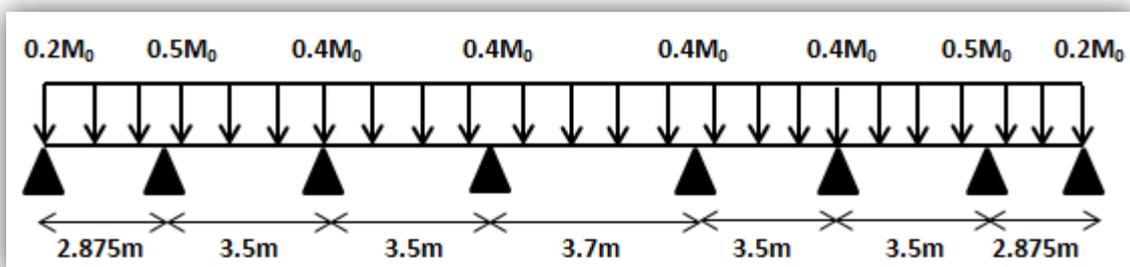
❖ **Calcule la flèche :**

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L / 500 = 3700 / 500 = 7.4 \text{ mm}$
- $I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s / b_0 d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$
- $F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.6 \text{ mm} < 10\text{mm}$

Donc $F \leq F_{adm}$ CV

❖ **Type 03 : (METHODE FORFAITAIRE).**



- **En travée :**

Les sollicitations en travées :

Travée	E.L.U			E.L.S		
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)	
		M ₀	M _t		M ₀	M _t
1	6.03	6.23	4.46	4.355	4.5	3.22
2		9.23	5.69		6.67	4.11
3		9.23	6.15		6.67	4.44
4		10.32	6.87		7.45	4.96
5		9.23	6.15		6.67	4.44
6		9.23	5.69		6.67	4.11
7		6.23	4.46		4.5	3.22

Tableau III.35 LES sollicitations en travées (Type 03).

- **Sur appui :**

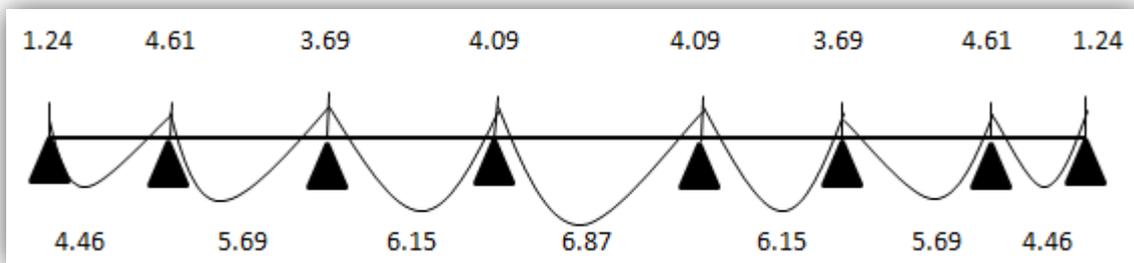
Les sollicitations sur appuis :

Appui	E.L.U			E.L.S	
	q _u (KN)	Les moments (KN.m)		q _{ser} (KN)	Les moments (KN.m)
1	6.03	1.24		4.355	0.9
2		4.61			3.33
3		3.69			2.67
4		4.09			2.98
5		4.09			2.98
6		3.69			2.67
7		4.61			3.33
8		1.24			0.9

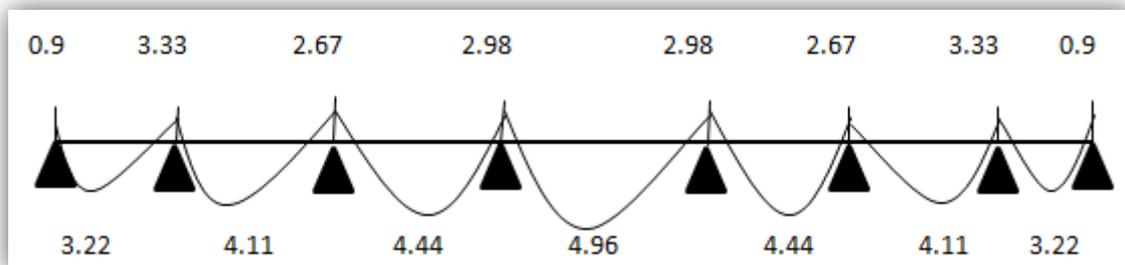
Tableau III.36 LES sollicitations sur appui (type 3)

➤ **Diagramme des moments :**

ELU :



ELS :



➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_w = -(q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

$$T_e = (q.l / 2) + (M_w + M_e) / l$$

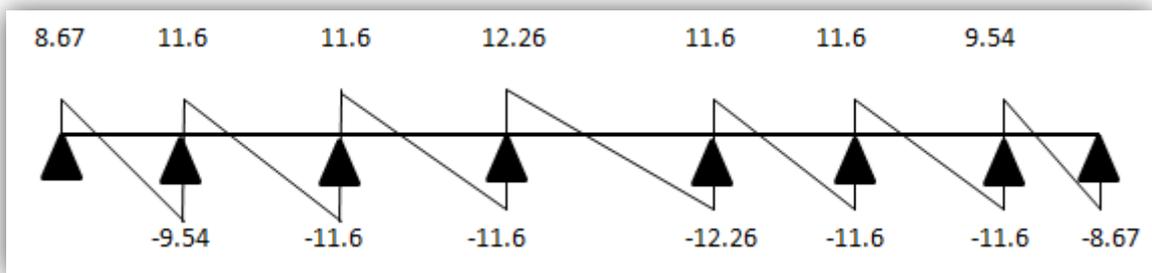
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Type		distance	ELU $q_u = 6.03 \text{ KN/ml}$			ELS $q_{ser} = 4.355 \text{ KN/ml}$		
Type 3	travée	l	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)	T_0 (KN.m)	T_w (KN.m)	T_e (KN.m)
	1-2	2.875	8.67	8.67	-9.54	6.26	6.26	-6.89
	2-3	3.5	10.55	11.6	-11.6	7.62	8.38	-8.38
	3-4	3.5	10.55	11.6	-11.6	7.62	8.38	-8.38
	4-5	3.7	11.15	12.26	-12.26	8.06	8.87	-8.87
	5-6	3.5	10.55	11.6	-11.6	7.62	8.38	-8.38
	6-7	3.5	10.55	11.6	-11.6	7.62	8.38	-8.38
	7-8	2.875	8.67	9.54	-8.67	6.26	6.89	-6.26

Tableau III.37 Résultats de calcul des efforts tranchants (Type03).

➤ Diagramme des efforts tranchant :

ELU :



III.4.2.12 Calcul des armatures à L'E.L.U :

Le calcul se fait à L'E.L.U en flexion simple, nous prenons les sollicitations les plus défavorables

✓ **Plancher étage courant :**

$$M_{\max} (\text{travée}) : M_u^t = 6.87 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui de rive}) : M_u^a = 1.24 \text{ KN.m.}$$

$$M_{\max} (\text{appui intermédiaire}) : M_u^a = 4.61 \text{ KN.m.}$$

D'après l'organigramme de calcul d'une section en T.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

• **En travée :**

$$M_t = F_{bc} \cdot Z_b = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right).$$

$$\Rightarrow M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,04 / 2)$$

$$M_t = 59,07 \text{ KN.m} > M_u = 6.87 \text{ KN.m.}$$

Donc L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple avec: **$b = 0.65 \text{ m}$ et $h = 0.20 \text{ m}$.**

• **Sur appui :**

$$\text{Sur appui de rive : } M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 1.24 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h)} = (10 \times 20).$$

$$\text{Sur appui d'intermédiaire : } M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 4.61 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow \text{Section rectangulaire (b} \times \text{h)} = (10 \times 20)$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{SER}} ; \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \quad A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_u (KN.m)	b (m)	d (m)	μ	α	Z (cm)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{doptée}$ (cm ²)
Travée	6.87	0,65	0,18	0,023	0,029	17,79	1,10	1,41	3T10 = 2,36
Appui de rive	1.24	0,10	0,18	0,027	0,034	17,75	0.20	0,22	1T10 = 0,79
Appui intermédiaire	4.61	0,10	0,18	0,100	0,132	17.05	0.77	0,22	2T10 = 1,57

Tableau III.38 Calcul des armatures Plancher étage

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité : $A_s \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$.

En travée :

$$\Rightarrow A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sur appui :

appui de rive : $\Rightarrow A_s = 0,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

appui intermédiaire : $\Rightarrow A_s = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,22 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V.}$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable ($T_{u\max} = 12.26 \text{ KN}$). Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b_0 \times d} = 0.68 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.68 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min\left(\frac{200}{35}; \frac{100}{10}; 10\right) \text{ mm} = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte des cadres d'un $\phi = 6 \text{ mm} \rightarrow A_t = 2HA6 = 0.565 \text{ cm}^2$.

➤ **Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,5 \times b_0}$$

Suivant BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = \min(0,9 \times 18 ; 40cm) = 16,2 cm.$$

On adopte: $S_t = 15 cm$.

Il faut vérifier que :

Suivant, R.P.A 99 version 2003(art 7.5.2.2) :

$$Q_t \leq 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 10 = 0,45 cm$$

$$Q_t = 6 mm \geq 0,45 mm \dots \dots \dots CV$$

On adopte : $S_t = 15 cm$

➤ **Vérification de la compression du béton vis à vis de l'effort tranchant :**

$$T_{u_{max}} = 12,26 KN \quad ; \quad \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b_0 \cdot 0,9d} = \frac{2 \times 12,26 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 180} = 1,51 MPa.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 13,33 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 1,51 MPa. \leq \bar{\sigma}_{bc} = 13,33 MPa \dots \dots \dots CV.$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

❖ **En travée :**

$$\alpha = 0,029 ; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38$$

$$\text{Soit : } \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \rightarrow \alpha = 0,029 \leq 0,44 \dots \dots \dots CV.$$

❖ **Sur appui :**

• **appui de rive :**

$$\alpha = 0.034; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \rightarrow \alpha = 0.034 \leq 0.43 \dots \dots \dots \text{CV.}$

• **appui intermédiaire :**

$$\alpha = 0.132 \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.38$$

Soit : $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.132 \leq 0.44 \dots \dots \dots \text{CV.}$

Les conditions précédentes sont vérifiées, donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{370} = 0.054 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{20}{370} = 0.054 \geq \frac{6.87}{15 \times 10.32} = 0.044 \dots \dots \dots \text{CV.} \\ \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{CNV.} \end{array} \right.$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées

❖ **Calcule la flèche :**

$$F \leq F_{adm} .$$

- $F_{adm} = L / 500 = 3700 / 500 = 7.4 \text{ mm}$
- $I_0 = bh^3 / 12 + (15 \times A_s \times (h/2 - d')^2) = 45598.93 \text{ cm}^4$
- $\Phi = A_s / b_0 d = 0,013$
- $\lambda_i = (0,05 \times f_{t28}) / (\Phi \times (2 + 3 \times b_0 / d)) = 3,28$
- $\mu = 1 - ((1,75 \times f_{t28}) / (4 \times \Phi \times \sigma_{st} + f_{t28})) = 0,82$
- $I_{fi} = (1,1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu) = 13594.65 \text{ cm}^4$
- $1/\gamma = M_{ser} / E_i \cdot I_{fi} = 0,00000222 \text{ mm}^{-1}$

$$\bullet \quad F = \frac{l^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.6 \text{ mm} < 10\text{mm}$$

Donc $F \leq F_{adm} \dots\dots\dots CV$

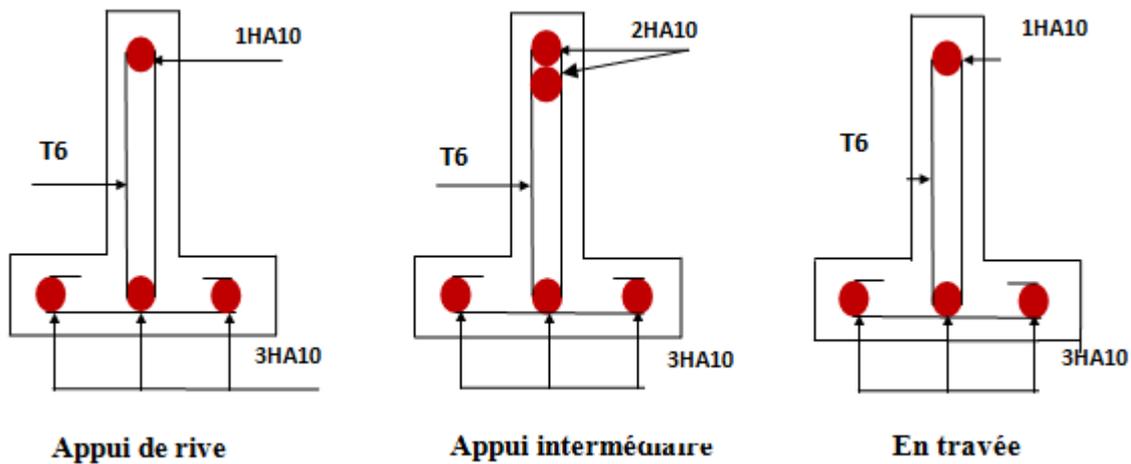


Figure.III.21 Ferrailage des poutrelles (plancher étage)

III.4.2.13 La dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens par un quadrillage afin d'éviter les fissurations, les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résistance aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art. B.68. BAEL91**) comme suit :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si :} \quad \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \\ 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e} \\ A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad \text{avec: } (L_1 \text{ en cm})$$

Avec :

L_1 : Distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A_1 : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : Diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1/2$$

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

On a: $L_1 = 65\text{cm}$.

$$A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65\text{cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : $A_1 = 5\text{T6} = 1.41\text{cm}^2$.

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}.$$

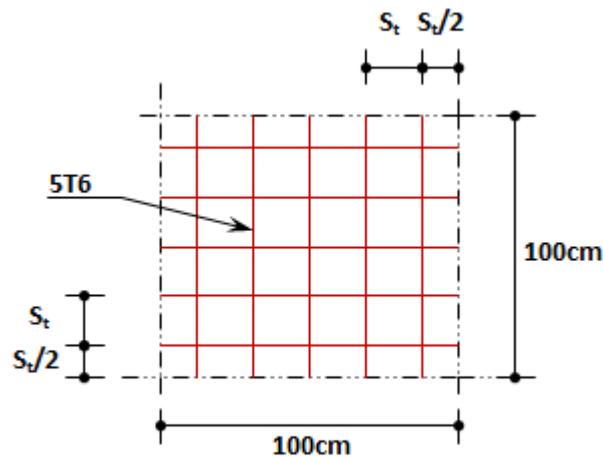
➤ **Armature de répartition :**

$$A_2 = A_1/2 = 0.65/2 = 0.325\text{cm}^2.$$

On adopte : $A_2 = 5\text{T6} = 1.41\text{cm}^2$.

$$S_t = 20\text{cm}.$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\emptyset 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



III.4.3 Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encadrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis. Elle est caractérisée par ses dimensions en plans L_x et L_y et nous désignons par L_x

(la plus petite dimension). Il y a deux modes de travail des dalles qui sont déterminés en fonction du rapport $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$.

- $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ → dalle porte dans un seul sens.
- $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$ → dalle porte dans les deux sens.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire sous forme d'un panneau qui contient une ouverture d'ascenseur et repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisit la dalle la plus sollicitée.

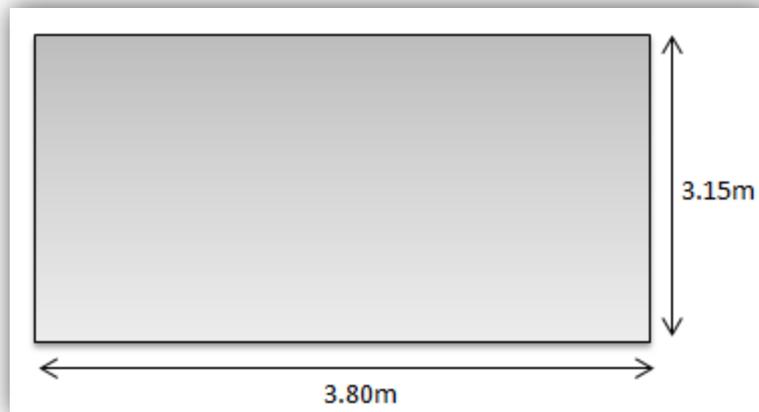


Figure.III.22 Dalle pleine (Plancher RDC)

➤ **Étape de calcul :**

- Calcul de α :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.15}{3.8} = 0,83 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{0x} = \mu_x * q * l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_{0y} = \mu_y * M_{0x}$: moment dans le sens de la grande portée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 1 / (8 * (1 + 2,4 \alpha^3)) \\ \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha) \end{array} \right. ; \text{ Avec Les coefficients } \mu_y \text{ et } \mu_x \text{ sont donné dans un tableau par règles } \mathbf{BAEL91}.$$

- **Moment sur travée :**

Pour un panneau de rive :

Sens L_x : $M_x^t = 0,85 * M_x$; Sens L_y : $M_y^t = 0,85 * M_y$.

Pour un panneau intermédiaire :

Sens L_x : $M_x^t = 0,75 * M_x$; Sens L_y : $M_y^t = 0,75 * M_y$.

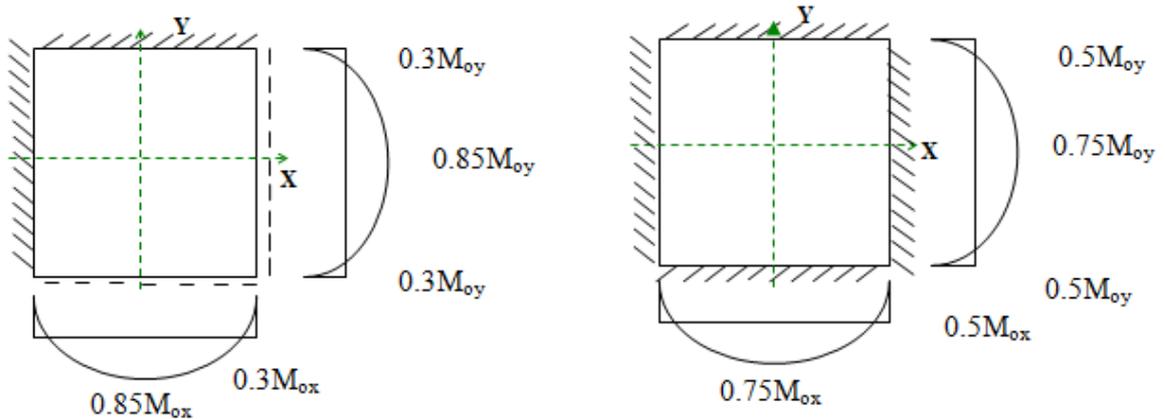
- **Moment sur appuis :**

Pour un panneau de rive :

Sens L_x : $M_x^a = 0,3 * M_x$; Sens L_y : $M_y^a = 0,3 * M_y$.

Pour un panneau intermédiaire :

Sens L_x : $M_x^a = 0,5 * M_x$; Sens L_y : $M_y^a = 0,5 * M_y$.



Dalle de rive

Dalle intermédiaire

a. Plancher RDC : Panneau de rive :

$G = 6.40 \frac{KN}{ml}$; $Q = 1.5 \frac{KN}{ml}$. (le calcul se fait sur une bonde de **1m.**)

- **Combinaison d'action :**

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Qu (KN/m)	Qser (KN/m)
Dalle	6.4	1.5	10.89	7.9

Tableau III-39 Chargement du plancher RDC à dalles pleines

- **Sollicitations :**

Dalle	Lx	Ly	$\alpha = \frac{Lx}{Ly}$	μ_x	μ_y	$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$
ELU	3.15	3.8	0.83	0.042	0.659	4.54	2.99
ELS	3.15	3.8	0.83	0.042	0.659	3.29	2.17

Tableau III-40 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

- Moments fléchissant à L'ELU et à l'ELS :

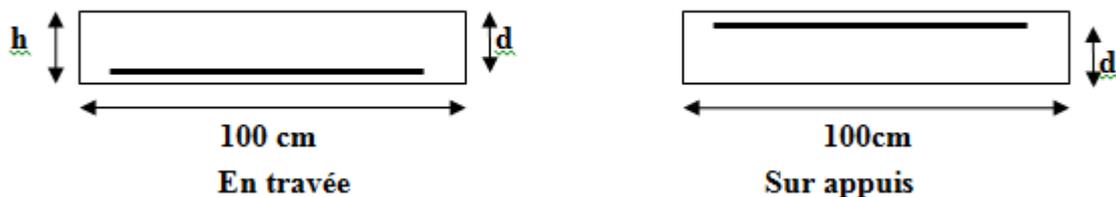
Dalle	M_{ax} (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	1.362	3.859	0.897	2.54
ELS	0.987	2.79	0.651	1.84

Tableau III-41 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

- Calcul de ferrailage :

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire ($b * h$) = (100 * 16) cm²

Soumise à la flexion simple.



ELU :

On a : $b = 100$ cm ; $h = 16$ cm

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6$ cm.

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1$ cm.

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 16 - 2 - 0,5 \Rightarrow d_x = 13,5$ cm
- $d_y = d_x - 1 = 13,5 - 1 \Rightarrow d_y = 12,5$ cm

Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b * d^2 * f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.

- $A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0.23 b.d.f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.(sens x-x)
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.(sens y-y)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	1.362	3.859	0.897	2.54
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125
μ	0.005	0.015	0.004	0.012
Z (cm)	13.46	13.4	12.47	12.42
As (cm²)	0.29	0.83	0.21	0.59
As (min)	1,63	1,63	1,51	1,51
As adop (cm²)	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-42 Ferrailage de panneau RDC à l'ELU

- **Vérification**
- **Condition de non fragilité**
- **Suivant I_y :**

$$A_{ymin} = 8\% * b * h = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ (Fe E 400)}$$

$$A_{y \text{ adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte un autre choix d'armature $A_y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Suivant I_x :**

$$A_{s \text{ min}} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y \text{ min}} = \frac{3 - 0.83}{2} * 1.28 = 1.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_a \text{ adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{x_t \text{ adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte un autre choix d'armature : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14$

Avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ **ELS**

➤ **Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \overline{\sigma}_a \rightarrow \frac{n M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d'A'_s) * y - 30(d * A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec : } A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s (d - y)^2 + 15 * A'_s (y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = n * \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_a \text{ avec } n = 15$$

$$\overline{\sigma}_a = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

Sens	Sens xx		Sens yy	
Section	Travée	Appui	Travée	Appui
As (cm ²)	3.14			
d (cm)	13.5		12.5	
Yser (cm)	3.13		2.99	
I (cm ⁴)	6087.13		5150.76	
Mser (KN*m)	2.79	0.987	1.84	0.651
σ _b (MPa)	1.43	0.51	1.068	0.38
σ̄ _b (MPa)	15			
Condition	CV	CV	CV	CV
σ _a (MPa)	71.29	25.22	50.96	18.02
σ̄ _a (MPa)	201.63			
Condition	CV	CV	CV	CV

Tableau III-43 Vérification des contraintes à L'ELS

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{ux} = \frac{P_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{10.89 * 3.15}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.83}{2}} = 12.11 \text{ KN/ml}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u * L_y}{3} = \frac{10.89 * 3.8}{3} = 13.79 \text{ KN/ml}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{13.79}{1000 * 125} = 0.110 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

Schéma de ferrailage :

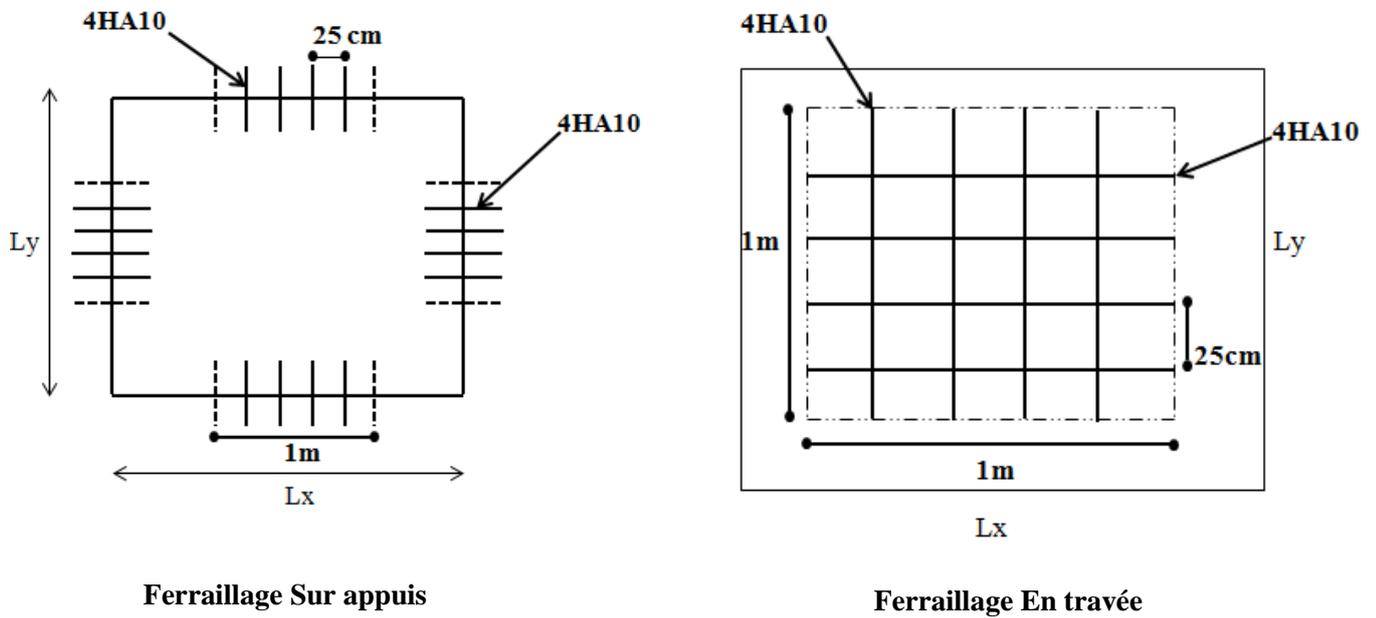


Figure.III.23 Ferrailage de Plancher RDC à dalle pleine

b- Plancher Sous-sol : Panneau intermédiaire

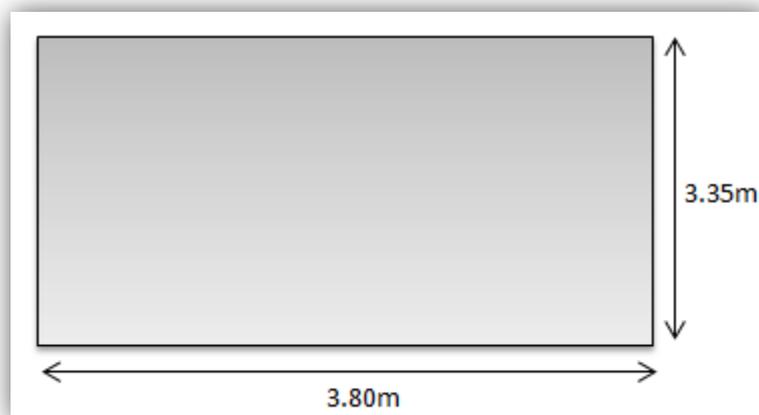


Figure.III.24 dalle pleine Plancher Sous-Sol

$$G = 6.40 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} ; Q = 2.5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \text{ (le calcul se fait sur une bonde de } 1\text{m.)}$$

- **Combinaison d'action :**

	G (KN/m)	Q (KN/m)	Q _u (KN/m)	Q _{ser} (KN/m)
Dalle	6.4	2.5	12.39	8.9

Tableau III-44 Chargement du plancher Sous-Sol à dalles pleines

- **Sollicitations :**

Dalle	L _x	L _y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	M _{0x} = $\mu_x \times q \times l_x^2$	M _{0y} = $\mu_y \times M_{0x}$
ELU	3.35	3.8	0.88	0.047	0.75	6.53	4.89
ELS	3.35	3.8	0.88	0.047	0.75	4.69	3.52

Tableau III-45 Résultats des sollicitations à l'ELU et à l'ELS

- **Moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS :**

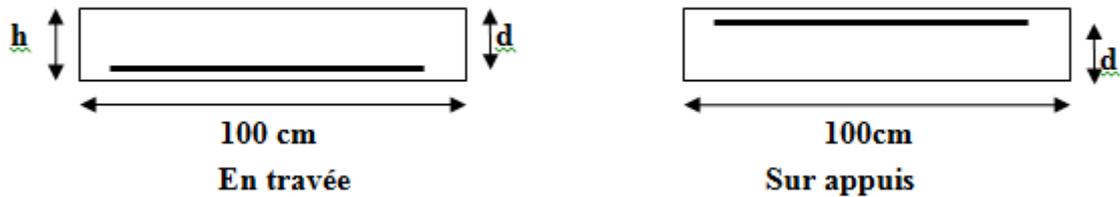
Dalle	M _{ax} (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)	M _{ty} (KN.m)
ELU	3.27	4.90	2.445	3.67
ELS	2.345	3.52	1.76	2.64

Tableau III-46 Répartition des moments fléchissant à l'ELU et à l'ELS

- **Calcul de ferrailage :**

La dalle est calculée comme une poutre de section rectangulaire (**b * h**) = (100 * 16) cm²

Soumise à la flexion simple.



ELU:

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$

- $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm}$.

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm}$.

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_x}{2} = 16 - 2 - 0,5 \Rightarrow d_x = 13,5 \text{ cm}$
- $d_y = d_x - 1 = 13,5 - 1 \Rightarrow d_y = 12,5 \text{ cm}$

- Pour les calculs on utilise les formules suivantes :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$
- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm})$.(sens x-x)
- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm})$.(sens y-y)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	3.27	4.9	2.445	3.67
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,135	0,135	0,125	0,125
μ	0.013	0.019	0.011	0.017
Z (cm)	13.41	13.37	12.43	12.39
As (cm²)	0.71	1.05	0.56	0.85
As (min)	1,63	1,63	1,51	1,51
As adop (cm²)	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14	4T10 = 3.14
St (cm)	25	25	25	25
St_{max} (cm)	33	33	45	45
St < St_{max}	CV	CV	CV	CV

Tableau III-47 Ferrailage de panneau Sous-sol à l'ELU

- **Vérification**
- **Condition de non fragilité**
- **Suivant I_y :**

$$A_{y\min} = 8\% * b * h = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ (Fe E 400)}$$

$$A_{y\text{ adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.28 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte le choix d'armature $A_y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec un espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Suivant I_x :**

$$A_{s\min} = \frac{3 - \alpha}{2} A_{y\min} = \frac{3 - 0.88}{2} * 1.28 = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{xa\text{ adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{xt \text{ adopter}} = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.36 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{CV}$$

Donc on adopte le choix d'armature : $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14$

Avec un espacement : $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$

➤ **ELS**

➤ **Vérification de la contrainte :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_a \leq \overline{\sigma}_a \rightarrow \frac{nM_{ser}}{I} (d - y) \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}}\right)$$

Fissuration est considérée comme préjudiciable

➤ **La position de l'axe neutre**

$$b * y^2 + 30(A_s + d'A'_s) * y - 30(d * A_s - d'A'_s) = 0 \text{ avec } : A'_s = 0$$

➤ **Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s (d - y)^2 + 15 * A'_s (y - d')^2 ; \text{avec } A'_s = 0$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 * F_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = n * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_a \text{ avec } n = 15$$

$$\overline{\sigma}_a = \min(266.66 ; 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_a = 201.63 \text{ MPa}$$

Sens	Sens xx		Sens yy	
	Travée	Appui	Travée	Appui
Section				
As (cm ²)	3.14			
d (cm)	13.5		12.5	
Yser (cm)	3.13		2.99	
I (cm ⁴)	6087.13		5150.76	
Mser (KN*m)	3.52	2.345	2.64	1.76
σ _b (MPa)	1.81	1.2	1.53	1.02
σ̄ _b (MPa)	15			
Condition	CV	CV	CV	CV
σ _a (MPa)	89.94	59.92	73.11	48.74
σ̄ _a (MPa)	201.63			
Condition	CV	CV	CV	CV

Tableau III-48 Vérification des contraintes à L'ELS

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{ux} = \frac{P_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12.39 * 3.35}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.88}{2}} = 14.4 \text{ KN/ml}$$

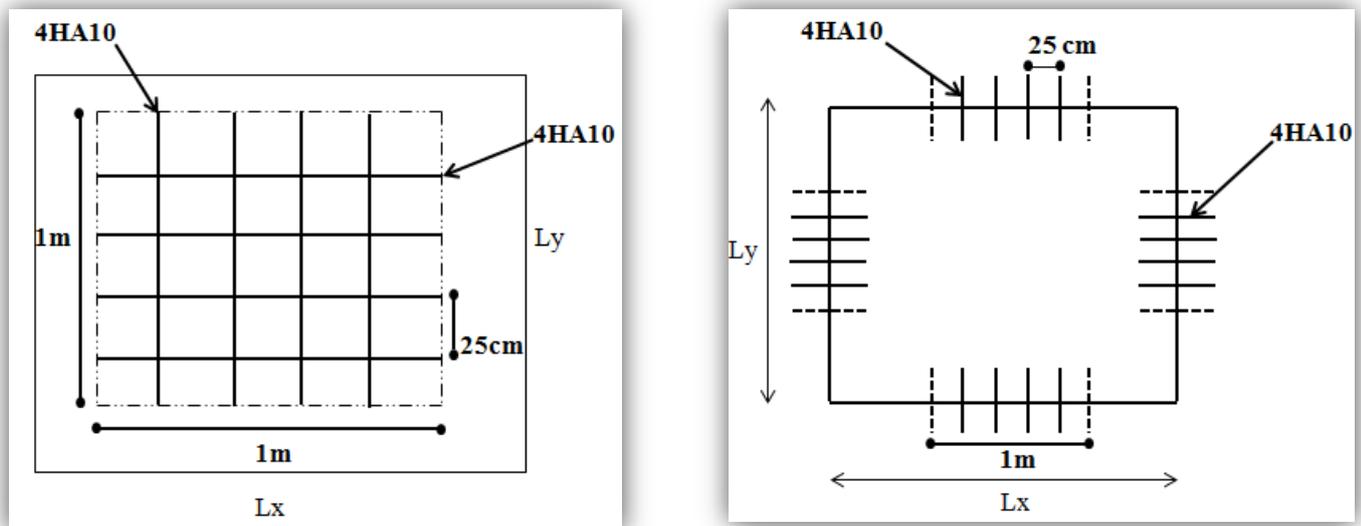
$$V_{uy} = \frac{P_u * L_y}{3} = \frac{12.39 * 3.8}{3} = 15.69 \text{ KN/ml}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau'_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b * d} = \frac{15.69}{1000 * 125} = 0.12 \text{ MPA} < 2.5 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

Schéma de ferrailage :



Ferrailage En travée

Ferrailage Sur appuis

Figure III-25 Ferrailage de Plancher Sous-Sol à dalle Pleine

III.5 Etude du balcon :

III.5.1 Introduction :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

III.5.2 Balcon rectangulaire :

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Dans notre cas on a un type des balcons :

- Balcons encastres sur **trois** côtés.

Balcon étage :**Balcons encastrés sur trois côtés :**

$$l_x = 2.88 \text{ m} ; l_y = 0.9 \text{ m}.$$

Après le pré-dimensionnement, on n'a obtenu que le **type I** : $e = 16 \text{ cm}$.

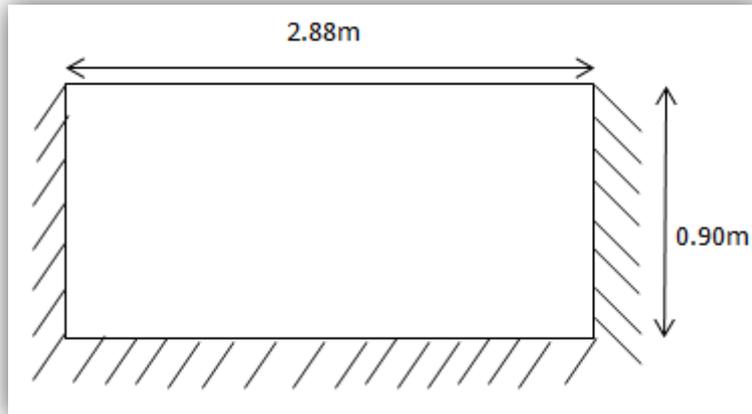


Figure.III.26 Dimensions du Balcon

➤ **Evaluation des charges :** le calcul se fait sur une bonde de **1m**.

- La Charge permanente : $G = 5,60 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.
- La Charge d'exploitation : $Q = 3,5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$.

➤ **Sollicitation de calcul :**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 * G + 1,5 * Q = 12,81 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

Selon **SOCOTEC**, les résultats obtenus sont :

ELU	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN. m)
En travée	1,44	0.9	0.96
Sur appui	2.88	0.9	-3.22
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN. m)
En travée	1.44	0.9	0.32
Sur appui	1.44	0.9	-3.31
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min	0,00	0.9	-16.22
Max	2.88	0.9	16.22
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min	1.44	0,00	-12.39
Max	2.88	0.45	3.82

Tableau.III.49 Résultats des efforts à ELU de balcon

ELS :

- $q_s = G + Q = 9,10 \frac{KN}{ml}$.

Selon SOCOTEC, les résultats obtenus sont :

ELS	X(m)	Y(m)	M _{xx} (KN. m)
En travée	1.44	0.9	0.68
Sur appui	2.88	0.9	-2.29
	X(m)	Y(m)	M _{yy} (KN. m)
En travée	1.44	0.9	0.23
Sur appui	1.44	0.00	-2.35
	X(m)	Y(m)	T _{zx} (KN)
Min	0,00	0.9	-11.52
Max	2.88	0.9	11.52
	X(m)	Y(m)	T _{zy} (KN)
Min	1.44	0,00	-8.80
Max	2.88	0.45	2.71

Tableau.III.50 Résultats des efforts à ELS de balcon

➤ **Le Ferrailage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux intempéries, (variation de température, l'eau, neige, etc. ...). Le calcul donc à l'ELS et l'ELU.

ELU :

On a : $(\varnothing_x, \varnothing_y) \leq \frac{h}{10} = 1,6 \text{ cm.}$

Donc :

- $\varnothing_x = \varnothing_y = 1 \text{ cm.}$

Calcul de d_x et d_y :

- $d_x = h - c - \frac{\varnothing_y}{2} = 16 - 3 - 0,5 = 12,5 \text{ cm.}$

- $d_y = d_x - \frac{\varnothing_x + \varnothing_y}{2} = 11,5 \text{ m.}$

Avec :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.
- $A_{smin} = \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e}$

➤ **Espacement maximal :**

Sense X-X:

- $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}).$
- $S_t \leq \min(48 ; 33 \text{ cm}).$

Sense Y-Y:

- $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}).$
- $S_t \leq \min(64 ; 45 \text{ cm}).$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
Mu(KN. m)	-3.22	0.96	-3.31	0,32
b (m)	1	1	1	1
d (m)	0,125	0,125	0,115	0,115
μ	0,014	0,004	0,017	0,0017
α	0.018	0.005	0.021	0.002
Z (cm)	12.41	12.47	11.4	11.49
As (cm²)	0.74	0.22	0.83	0.08
As (min)	1,51	1,51	1,38	1,38
As adop (cm²)	4T10 = 3, 14		4T10 = 3, 14	
St (cm)	25		25	
St_{max} (cm)	33		45	
St < St_{max}	Cv		Cv	

Tableau III-51 Résultat de ferrailage à l'ELU du balcon

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = 11.52 \text{ KN} \quad , \quad V_{uy} = 8.8 \text{ KN.}$$

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ Fissuration préjudiciable.}$
- $\tau_{ux} = 0,092 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$
- $\tau_{uy} = 0,076 \text{ Mpa} \leq 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

➤ **Vérification à l'E.L. S :**

Calcul du. moment d'inertie de la section homogène réduite :

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * [(A_s * (d - y)^2 + A'_s * (y - d')]. \text{BAEL 91.}$

On a :

- $A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2$

Avec :

- Y : est la solution de l'équation suivante : $Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
- $D = \frac{15 \cdot A_{st}}{b}$
- $E = 2 \cdot d \cdot D$
- $K = \frac{M_{ser}}{I}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y = K \cdot Y$
- $\sigma_{st} = 15 \cdot K \cdot (d - y)$

Section	Sens X – X		Sens Y – Y	
	Sur Appui	En Travée	Sur Appui	En Travée
$M_{ser}(\text{KN.m})$	-2.29	0.68	-2.35	0.23
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	16	16	16	16
d (cm)	12,5	12,5	11,5	11,5
As adop (cm ²)	4T10 = 3,14		4T10 = 3,14	
D (cm)	0,47	0,47	0,47	0,47
E (cm ²)	11,78	11,78	10,83	10,83
Y_{ser} (cm)	2,99	2,99	2,85	2,85
I (cm ⁴)	5150,75	5150,75	4295,77	4295,77
K ($\frac{N}{\text{mm}^3}$)	0.044	0.013	0,054	0,0053
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201,63	201,63	201,63	201,63
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15
σ_{st} (Mpa)	62.76	18.55	70.06	6.87
σ_{bc} (Mpa)	1.31	0.39	1.54	0.15
$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} !$	CV	CV	CV	CV

Tableau III-52 Vérification des contraintes à l'ELS du balcon

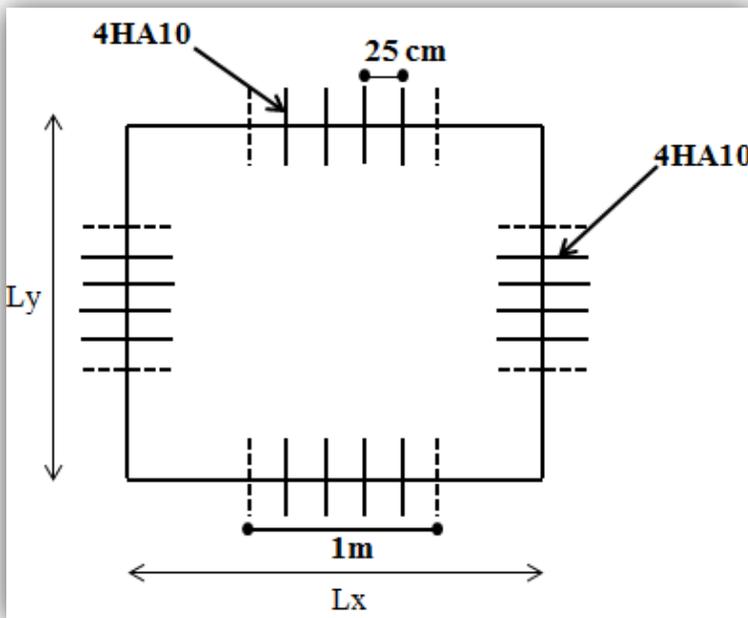
➤ **Vérification de la flèche :**

- $\frac{h}{L} = \frac{16}{90} = 0,17 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{(CV)}$.
- $\frac{A_s}{b*d} = \frac{3,14}{100*11,5} = 0,0027 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

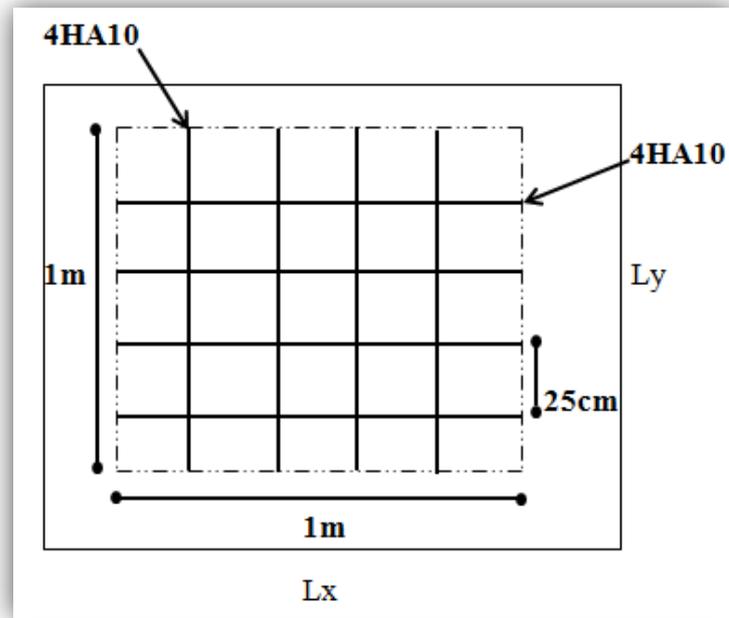
Remarque :

La section d'armature calculée est posée sur les deux nappes : supérieures et inférieures.

Schéma de ferrailage du balcon :



Ferrailage Sur appuis



Ferrailage En travée

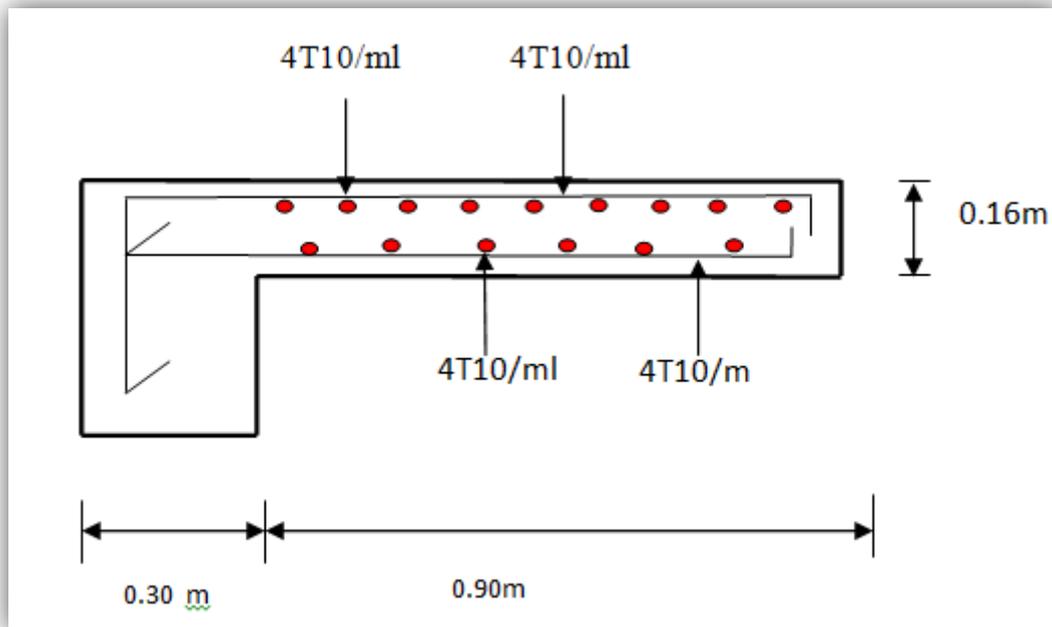


Figure III.27 Ferrailage du balcon

III.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons fait l'étude des éléments qui comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, l'acrotère, les planchers et enfin les balcons dont l'étude est indépendante de l'action sismique.

Etude Sismique

IV.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (**3. 4. A. 1. a**) du **RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.2 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000,**

ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

IV.3 Domaine d'application :

Les présentes règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité : centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants...
- Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels...).
- Réseaux et ouvrages enterrés.

Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques.

Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

IV.4 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- a. La méthode statique équivalente.
- b. La méthode d'analyse modale spectrale.
- c. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

a. Méthode statique équivalente :

➤ 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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

➤ **Modélisation :**

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

➤ **Domaine d'application :**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA 99**. Ces conditions sont restées inchangées.

b. Méthode d'analyse modale spectrale :

➤ **Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Modélisation :**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

1. Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci

est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

2. planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et **une** rotation d'axe vertical).
3. Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
4. La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
5. Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
6. Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

➤ **Domaine d'application :**

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

c. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

IV.4.1 Choix de la méthode de calcul :**➤ Critères de classification par RPA 99 version 2003 :****a. Classification des zones sismiques :**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- **ZONE 0** : sismicité négligeable.
- **ZONE I** : sismicité faible.
- **ZONE IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **ZONE III** : sismicité élevée.

Dans notre cas, Oran se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

b. Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- **Groupe 1A** : ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage de importance moyenne, c'est un bâtiment (groupe d'usage 2). Notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99/VERSION2003**

Pour l'application de la méthode statique équivalent, alors que Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV.5 La modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante. Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

L'analyse se fera automatiquement par un logiciel de calcul "**ETABS 9.7.0**" après discrétisation de la structure en élément fini ; ce logiciel offre la possibilité de faire un calcul plus exact et plus simple avec la possibilité d'une étude statique et dynamique toutes en même temps.

➤ **Présentation du logiciel ETABS 9.7.0 :**

L'**ETABS 9.7.0** est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques.

ETABS offre des nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Il est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire pour la version qu'on utilise.

➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour

représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément. La relation liant la force nodale $[F]$ au déplacement $[\delta]$ peut-être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité $[K]$ de l'élément.

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

➤ **Pourquoi l'ETABS :**

Nous avons fait appeler au logiciel (**ETABS**) pour déterminer :

- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale α_i .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

➤ **Démarches de modélisation de notre structure :**

Lors de modélisation de notre structure en **ETABS** dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique, on a suivi les étapes suivantes :

1. Définition de la géométrie de la structure.
2. Définition des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments (voiles, et dalles).
3. Détermination des conditions aux appuis.
4. Détermination des chargements de la structure.
5. Définition et imposition de spectre de réponse sur la structure.
6. Définition de type d'analyse, finalement cette dernière.

➤ **Etapes de modélisation :**

1. Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments « Frame »
2. Les poutres entre deux nœuds de même niveau « i ».
3. Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux « i et i+1 ».
4. Les voiles sont représentés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
5. Chaque plancher a été modélisé par un diaphragme. Les planchers sont supposés indéformables dans leurs plans.
6. La masse de chaque niveau est répartie sur les nœuds du niveau considéré.

Pour tous les éléments non modélisés, leurs masses sont calculées et réparties sur les nœuds.

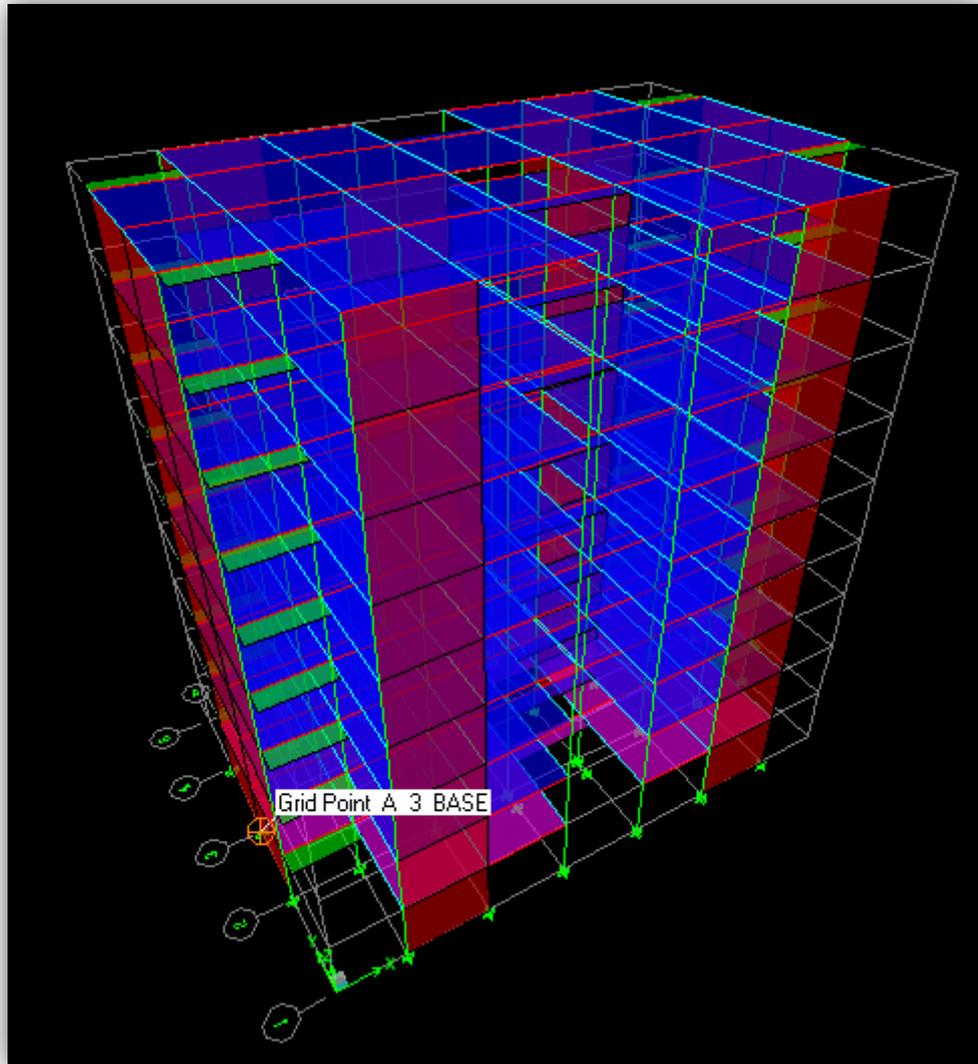


Figure IV.1 la vue en 3D de la structure

IV.5.1 L'analyse :

Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linéaire.
- Analyse P-Delta.
- Analyse statique non linéaire.

- Analyse dynamique.

IV.5.2 Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans l'**ETABS** comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

IV.5.3 Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures. Les modes et fréquences propres dépendent uniquement des matrices $[K]$ et $[M]$ de la structure, c'est à dire de la rigidité et de la masse.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effective pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

➤ Spectre de réponse de calcul :

Le **RPA99/version 2003** impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 * A * \left[1 + \frac{T}{T_1} * \left[2,5\eta * \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & \text{Si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} & \text{Si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & \text{Si : } T_2 \leq T \leq 3,00 \text{ sec} \\ 2,5 * [1,25 * A] * \frac{Q}{R} * \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} * \left[\frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & \text{Si : } T > 3,00 \text{ sec.} \end{cases}$$

➤ Combinaisons d'action :

- **ELU** : $1,35 * G + 1,5 * Q$.**CBA93. A.3.3.2**
- **ELS** : $G + Q$.**CBA93. A.3.3.2**
- $G + Q \pm E_x$.**RPA 2003.5.2**
- $G + Q \pm E_y$.**RPA 2003.5.2**
- $0,8 * G \pm E_x$.**RPA 2003.5.2**
- $0,8 * G \pm E_y$.**RPA 2003.5.2**

➤ **Nombre de mode à considérer :**

D'après les **RPA99/Version2003** (article 4.3.4 -a) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

1. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
2. Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
3. Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

➤ **Période fondamentale théorique :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la valeur obtenue par les formules 4-6 du **RPA99/version2003**.

On a donc :

$$T = C_t * h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- **T**: Période fondamentale de la structure.
- **h_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → **h_N = 25.92 m**.
- **C_T** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du **RPA99/version2003art 4.2.4**

	C_T	h_N (m)	L (m)	C_t * h_N^{3/4}	0,09 * $\frac{h_N}{\sqrt{L}}$
Sens-X	0,05	25.92	23.8	0.574	0,478
Sens-Y	0,05	25.92	15.85	0.574	0,586

Tableau IV-1 Période fondamentale de la structure

D'après **RPA99 version 2003** (Art 4.2.4.4 page 54), il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur estimée par les méthodes empiriques T_{emp} appropriées de plus de **30%**.

Nous avons $1,3 * T_{emp} = 0.746 \text{ sec.}$

➤ **Disposition des voiles :**

Pour chercher la meilleure solution d'emplacement des voiles dans la structure, et pour but d'avoir une petite valeur de l'excentricité (distance entre le centre de pression et le centre de rigidité) pour éviter le problème de torsion ; une variation de la disposition des voiles a été réalisée .

a. **La variante proposée :**

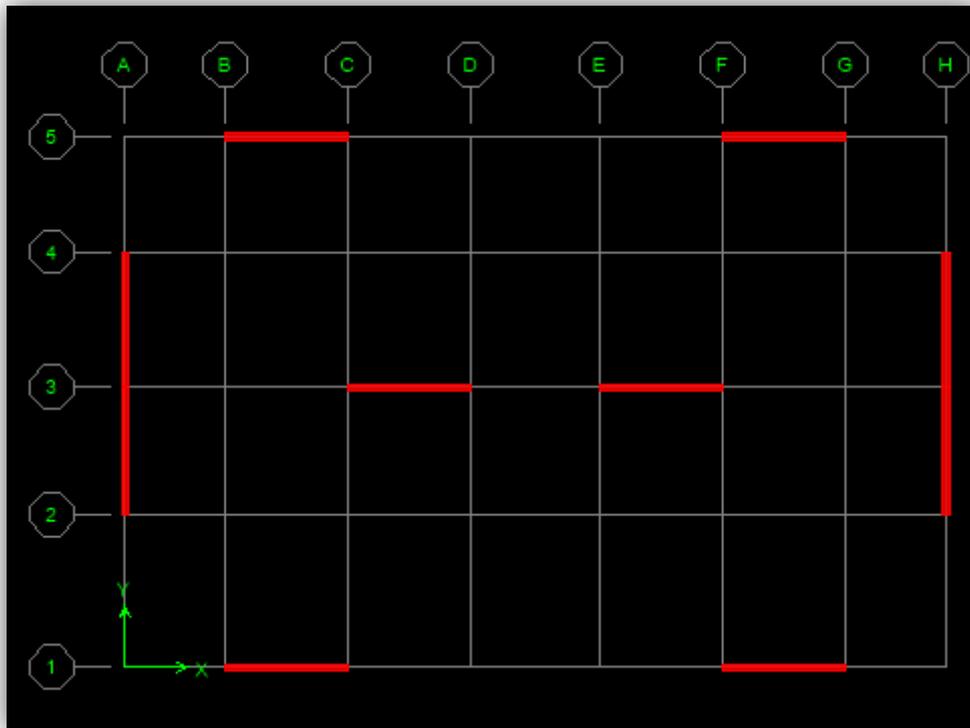


Figure IV.2 Disposition des voiles proposés

1. Résultats de l'analyse :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel « **ETABS** » sont données dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,502201	68,3511	0,0011	68,3511	0,0011	0,0009	0,0009
2	0,399036	0,0012	68,8524	68,3523	68,8535	0,001	0,0019
3	0,289003	0,0014	0,0006	68,3538	68,8541	68,1591	68,161
4	0,107541	18,9135	0,0001	87,2673	68,8542	0	68,161
5	0,08991	0	20,6461	87,2673	89,5002	0	68,161
6	0,062429	0,0001	0	87,2674	89,5003	20,9367	89,0977
7	0,045887	6,7724	0	94,0398	89,5003	0	89,0977
8	0,041571	0	5,8791	94,0398	95,3794	0,0001	89,0978
9	0,028316	0,0008	0,0011	94,0406	95,3805	6,1036	95,2014
10	0,027442	3,0857	0	97,1263	95,3805	0,0025	95,2039
11	0,02695	0	2,3647	97,1263	97,7452	0,0018	95,2058
12	0,020247	0	1,1183	97,1263	98,8635	0	95,2058

Tableau IV-2 Les valeurs des périodes et facteurs de participations massique

2. Les modes propres :

- **1^{er} mode** : Translation suivant **X**:

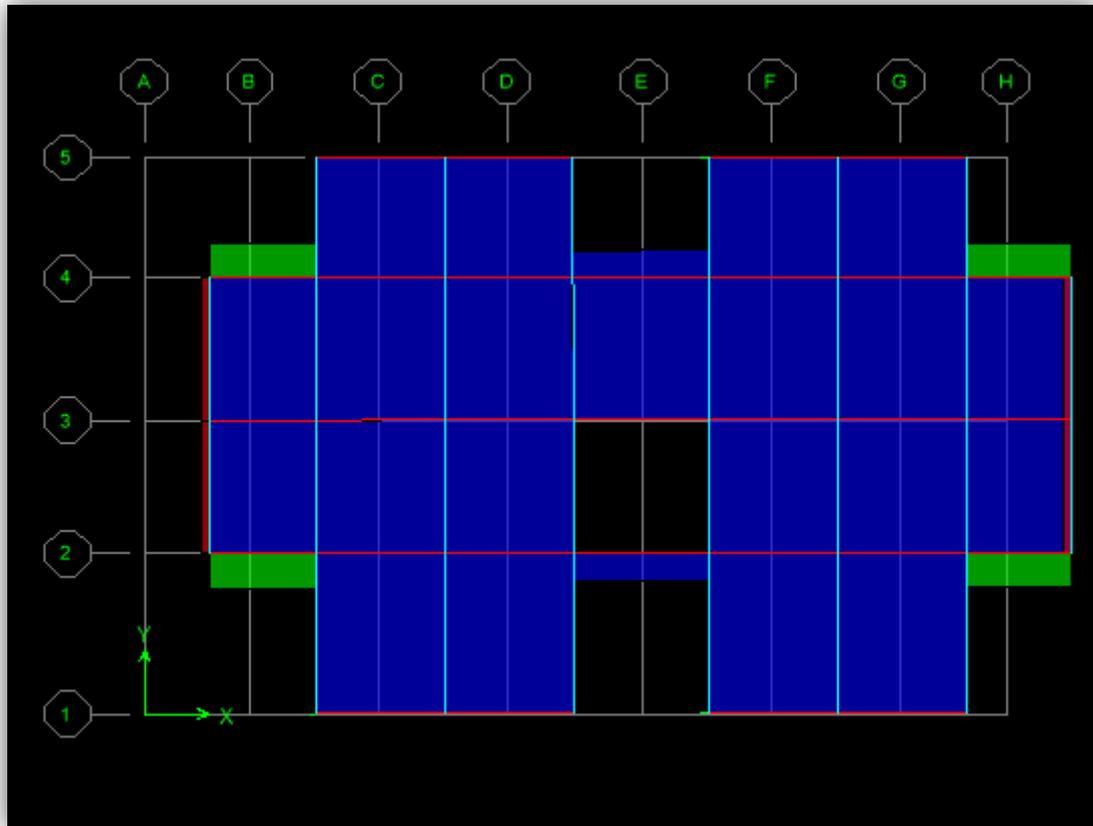


Figure IV.3 mode 1 $T=0.502$ sec

- 2^{ème} mode : Translation suivant Y :

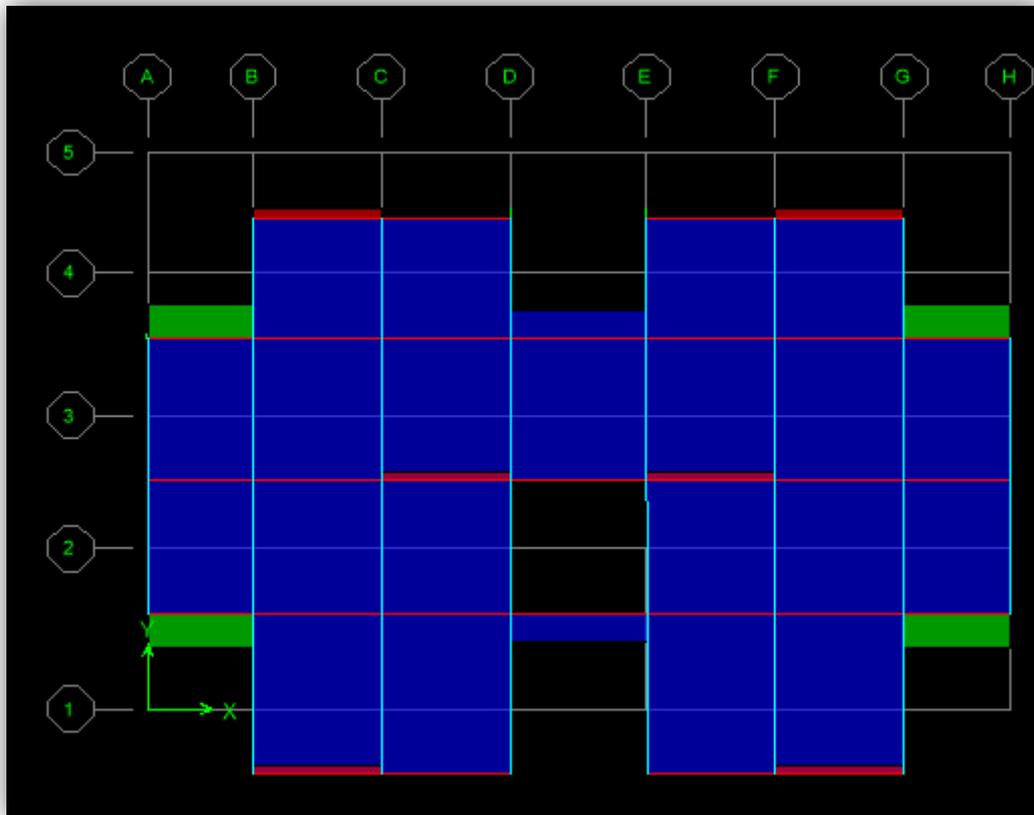


Figure IV.4 mode2 T=0.399 sec

- 3^{ème} mode : Rotation :

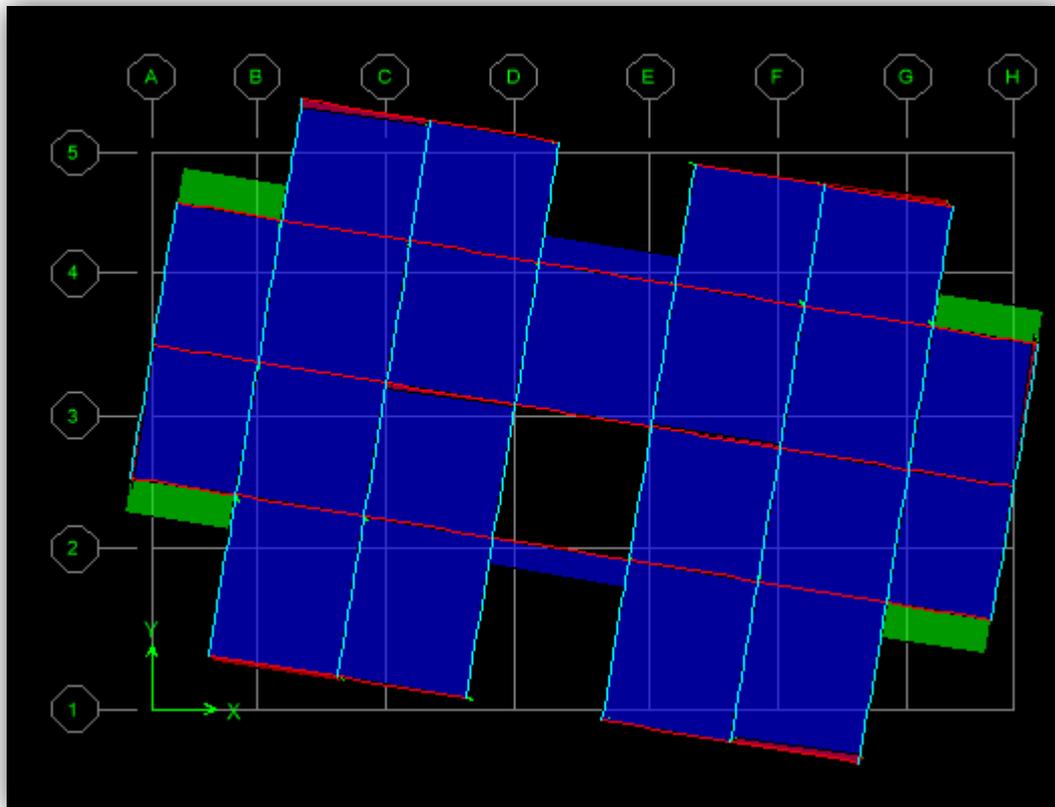


Figure IV.5 mode3 T=0.289 sec

3. Vérification de régularité :

La période fondamentale doit être inférieure à la période empirique (T_{emp}) :

- On a: $T_{emp} = 0,574 \text{ sec} \rightarrow 1,3 * T_{emp} = 0.746 \text{ sec}$.
- Variante 1 : $T_{dyn} = 0,502 \text{ sec} < T_{emp} = 0.746 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

➤ Analyse des résultats :

D'après le **Tableau.IV.3** la participation modale du premier mode suivant la direction (X) est prépondérante : $U_x = 68.35\%$, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel qu'il est montré dans la Figure. **IV.7** La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction (Y) : $U_y = 68.85\%$.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation suivant l'axe (Z) : **RZ=68.15 %**.

On constate aussi que les périodes fondamentales de vibration sont inférieures à celles calculées par les formules empiriques du **RPA 99** majorées de 30%. La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 7^{ème} mode jusqu'à 12^{ème} mode Dans le sens X et 8^{ème} jusqu'à 12^{ème} mode Dans le sens Y.

À cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

- $K \geq 3 \times \sqrt{N}$, $T_K \leq 0,20 \text{ sec}$. **RPA 99 V 2003 art4.3.4. b**

Où :

- N : est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

→ $K \geq 12$ et $T_{12} = 0,0202 < 0,20 \text{ sec} \dots \dots \dots (CV)$.

IV.6 Détermination de centre des masses par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure, Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i * X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i * Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : coordonnées du **CDG** de l'élément i par rapport au repère global.

IV.7 Détermination de centre de rigidité par étages :

Les coordonnées de centre de torsion sont définies comme suit :

$$X_{cr} = \frac{\sum I_{xi} * X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_{cr} = \frac{\sum I_{yi} * Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

- I_{xi} : Inertie d'un poteau suivant X.
- I_{yi} : Inertie d'un poteau suivant Y.

- X_i : distance algébrique d'un poteau suivant X.
- Y_i : distance algébrique d'un poteau suivant Y.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est calculée dans les deux directions par la formule suivante :

$$e_x = |X_{cr} - X_m| \quad ; \quad e_y = |Y_{cr} - Y_m|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

Selon **RPA version 2003**, pour tous les structures composantes les planchers ou des diaphragmes horizontales rigides dans leur plan, on suppose qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

→ 5% De plus grand dimension de bâtiment à ce niveau.

→ Excentricité théorique résultante du plan.

RDC jusqu'a 8^{ème} étage :

- Sens X : $e_{xa} = 0,05 * L_x = 0,05 * 23.8 = 1,19 \text{ m}$
- Sens Y : $e_{ya} = 0,05 * L_y = 0,05 * 15.85 = 0.79 \text{ m}$

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	Ex _{thé}	Ey _{thé}	e _{xa}	e _{ya}
	m	m	m	m	m	m		
STORY9	11,725	7.868	11,725	7.9418	0	-0,0738	1,19	0,79
STORY8	11,725	7.8884	11,725	7.9194	0	-0,031	1,19	0,79
STORY7	11,725	7.8884	11,725	7.8923	0	-0,0039	1,19	0,79
STORY6	11,725	7.8884	11,725	7.8605	0	0,0279	1,19	0,79
STORY5	11,725	7.8884	11,725	7.8264	0	0,062	1,19	0,79
STORY4	11,725	7.8884	11,725	7.7931	0	0,0953	1,19	0,79
STORY3	11,725	7.8884	11,725	7.765	0	0,1234	1,19	0,79
STORY2	11,725	7.8884	11,725	7.7477	0	0,1407	1,19	0,79
STORY1	11,725	7.8788	11,725	7.7518	0	0,127	1,19	0,79

Tableau IV-3 Centre de masse et de rigidité de chaque étage

Selon le tableau :

$$\begin{cases} e_{x\text{ thé}} = 0 < e_{x\text{ acé}} = 1.19 \text{ m} & \text{donc la condition est vérifiée} \\ e_{y\text{ thé}} = 0.14 \text{ m} < e_{y\text{ acé}} = 0.79 \text{ m} & \text{donc la condition est vérifiée} \end{cases}$$

IV.8 Justification de l'interaction portiques voiles :

Pour la justification de l'interaction portique voiles, on doit vérifier que :

1. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
 - Les sollicitations verticales totales de la structure : 41958.564 **KN**
 - Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 14658.88 **KN**.
 - $\frac{14658.88}{41958.564} * 100\% = 34.93 \%$ (CV).

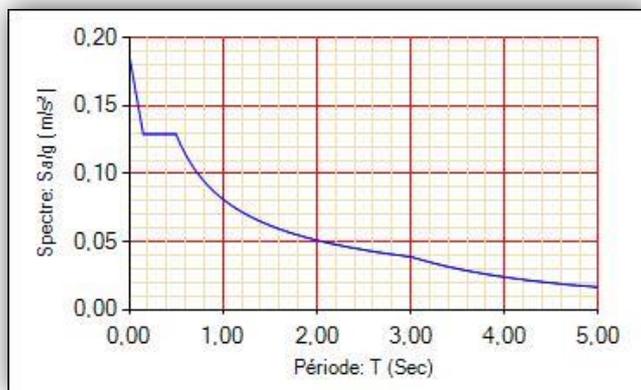
N_U (total)	N_{VOIL}	N_{VOIL} (%)	Vérification
41958.564	14658.88	34.93	CNV

Tableau IV-4 pourcentage de l'effort vertical repris par les voiles

➤ **Remarque**

Au début de calcul, on a pris **R = 4**, mais les résultats trouvés ne sont pas vérifiés par RPA (l'effet de l'interaction voile-portique), donc on a changé sa valeur par **R = 5** puisque la charge supportée par les voiles est **% > 20 %**

Spectre de réponse R=4



Spectre de réponse R=5

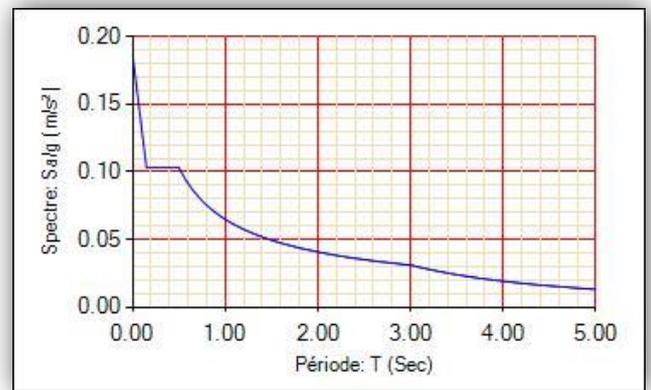


Figure IV.6 diagramme de spectre de réponse

IV.8.1 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RPA : L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/version2003.

On a donc :

$$T = \min \left[C_t * h_N^{\frac{3}{4}}, 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right].$$

Avec :

- **T** : Période fondamentale de la structure.
- **h_N** : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. → **h_N = 25.92 m**.
- **C_T** : Est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le **Tableau 4.6** du RPA99/version2003 **art 4.2.4**
- **L** : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

	C_T	h_N (m)	L (m)	C_t * h_N^{3/4}	0,09 * h_N/√L	T (sec)
Sens-X	0,05	34	28	0.704	0,578	0.578
Sens-Y	0,05	34	22	0.704	0,65	0.65

Tableau IV-5 Période fondamentale statique de la structure

➤ Calcul de la force sismique totale **V** :

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- **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.

→ Donc : **Zone IIa**, Groupe **d'usage2**, (RPA99/version 2003 art 3.2). → **A = 0,15**

- **R** : coefficient de comportement global de la structure : Sa valeur unique est donnée par le tableau en fonction du système de contreventement tel que défini en **RPA 99**. Pour une structure mixte (portique +voiles) en béton armé on a : **R = 5**
- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3sec. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3sec. \end{cases}$$

→ **Art 4.2.3** du RPA99/ version 2003, (**site meuble (S3)**) :

- $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0.50 \text{ sec.}$

Avec :

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site (**Tableau 4.7**).
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \left[\frac{7}{2+\xi}\right]^{\frac{1}{2}} \geq 0,7$.

Où :

- $\xi(\%)$: Est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau 4.2** du RPA99 **Art 4.2.3**. Portique en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$.

Alors : → $\eta = 0,8819 > 0,7$

D'après [RPA99/version 2003], il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

- $T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.73 \text{ m.}$
- $T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.71 \text{ m.}$

Avec :

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité de contrôle de la construction

Sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q.$$

A partir du **tableau 4.4** de RPA 99 version 2003

Critère q	P_q		Données
	Observé	N/observé	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0
2. Redondance en plan	0	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10	0,1

Tableau IV-6 La valeur de facteur de qualité

→ Dans notre cas on obtient : $Q = 1 + 0,25 = 1,25$

- **W** : Poids total du bâtiment. **W** : est égale à la somme des poids W_i , de chaque niveau(i). → $W = \sum W_i$
- $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

D'après le **RPA 99** (Tableau 4.5) on prend $\beta = 0,2$

- **W_{Gi}** : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.
- **W_{Qi}** : charge d'exploitation.

Pour notre bâtiment le poids total est : $W = 28155,79 \text{ KN}$.

- $V_{x \text{ sta}} = \frac{0,15 \times 1,73 \times 1,25 \times 28155,79}{5} = 1826,61 \text{ KN}$.
- $V_{y \text{ sta}} = \frac{0,15 \times 1,71 \times 1,25 \times 28155,79}{5} = 1805,49 \text{ KN}$.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminer

par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ **Les réactions à la base :**

- $V_{x\text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 1748.6376 \text{ KN.}$
- $V_{y\text{ dyn}} = \sqrt{|F_x^2| + |F_y^2|} = 1881.8391 \text{ KN.}$

	$V_{\text{dyn}} \text{ (KN)}$	$0,8 * V_{\text{sta}} \text{ (KN)}$	$0,8 * V_{\text{sta}} < V_{\text{dyn}}$
E_x	1748.64	1461.288	Condition Vérifiée
E_y	1881.84	1444.392	Condition Vérifiée

Tableau IV-7 Vérification des résultats

IV.8.2 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4.2.5RPA 99/version2003) : $V = F_t + \sum F_i$

- $F_t = 0,07 \times T \times V$ Si $T > 0,7 \text{ sec}$
- $F_t = 0$ Si $T < 0,7 \text{ sec}$

Notre cas :

Sens-X :

- $T = 0,502 < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{tx} = 0 \text{ KN}$

Sens-Y :

- $T = 0,399 < 0,7 \text{ sec} \rightarrow F_{ty} = 0 \text{ KN}$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par L'expression (art 4.11RPA99/version2003) $F_i = \frac{(V-F_t) \times W_i \times H_i}{\sum W_j \times H_j}$

Avec :

- F_i : force horizontale au niveau i .
- H_i : niveau du plancher.

- F_t : force concentrée au sommet de la structure.

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule : $V_k = F_t + \sum F_i$.

➤ **Distribution des forces suivant X :**

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	$h_i * W_i$ (KN. m)	$\sum h_i * W_i$ (KN. m)	$V_x - F_{tx}$	F_{xi}
8 ^{ème} étage	3102.96	25.92	80428.72	401764.098	1748.64	350.06
7 ^{ème} étage	3090.07	23.04	71195.21	401764.098	1748.64	309.87
6 ^{ème} étage	3090.07	20.16	62295.81	401764.098	1748.64	271.14
5 ^{ème} étage	3090.07	17.28	53396.41	401764.098	1748.64	232.4
4 ^{ème} étage	3090.07	14.4	44497.008	401764.098	1748.64	193.68
3 ^{ème} étage	3090.07	11.52	35597.6	401764.098	1748.64	154.94
2 ^{ème} étage	3090.07	8.64	26698.2	401764.098	1748.64	116.2
1 ^{er} étage	3090.07	5.76	17798.8	401764.098	1748.64	77.47
RDC	3422.34	2.88	9856.34	401764.098	1748.64	42.9

Tableau IV-8 Distribution des forces suivant X

➤ **Distribution des forces suivant Y :**

Plancher	W_i (KN)	h_i (m)	$h_i * W_i$ (KN. m)	$\sum h_i * W_i$ (KN. m)	$V_y - F_{ty}$	F_{yi}
8 ^{ème} étage	3102.96	25.92	80428.72	401764.098	1881.84	376.72
7 ^{ème} étage	3090.07	23.04	71195.21	401764.098	1881.84	333.47
6 ^{ème} étage	3090.07	20.16	62295.81	401764.098	1881.84	291.79
5 ^{ème} étage	3090.07	17.28	53396.40	401764.098	1881.84	250.1
4 ^{ème} étage	3090.07	14.4	44497.01	401764.098	1881.84	208.42
3 ^{ème} étage	3090.07	11.52	35597.61	401764.098	1881.84	166.74
2 ^{ème} étage	3090.07	8.64	26698.20	401764.098	1881.84	125.05
1 ^{er} étage	3090.07	5.76	17798.80	401764.098	1881.84	83.37
RDC	3422.34	2.88	9856.34	401764.098	1881.84	46.16

Tableau IV-9 Distribution des forces suivant Y

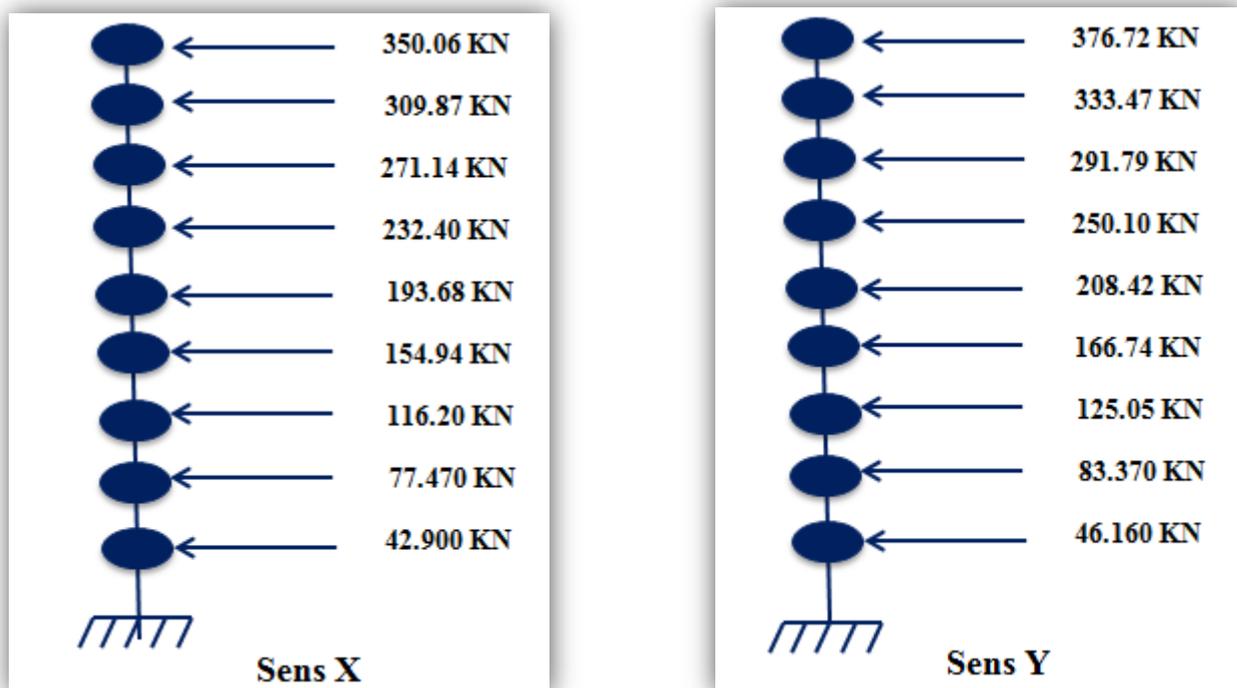


Figure IV.7 Distribution des forces sismiques selon la

IV.9 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur :

L'effort tranchant au niveau de l'étage K est donné par la formule : $V_k = F_t + \sum F_i$.

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant X :

Plancher	H_i (m)	F_{xi} (KN)	V_{xi} (KN)
8 ^{ème} étage	25.92	350.06	350.06
7 ^{ème} étage	23.04	309.87	659.93
6 ^{ème} étage	20.16	271.14	931.07
5 ^{ème} étage	17.28	232.4	1163.47
4 ^{ème} étage	14.4	193.68	1357.15
3 ^{ème} étage	11.52	154.94	1512.09
2 ^{ème} étage	8.64	116.2	1628.29
1 ^{er} étage	5.76	77.47	1705.76
RDC	2.88	42.9	1748.66

Tableau IV-10 Distribution de l'effort tranchant suivant X

➤ Distribution de l'effort tranchant suivant Y :

Plancher	Hi(m)	F_{yi} (KN)	V_{yi} (KN)
8 ^{ème} étage	25.92	376.72	376.72
7 ^{ème} étage	23.04	333.47	710.19
6 ^{ème} étage	20.16	291.79	1001.98
5 ^{ème} étage	17.28	250.1	1252.08
4 ^{ème} étage	14.4	208.42	1460.5
3 ^{ème} étage	11.52	166.74	1627.24
2 ^{ème} étage	8.64	125.05	1752.29
1 ^{er} étage	5.76	83.37	1835.66
RDC	2.88	46.16	1881.82

Tableau IV-11 Distribution de l'effort tranchant suivant Y

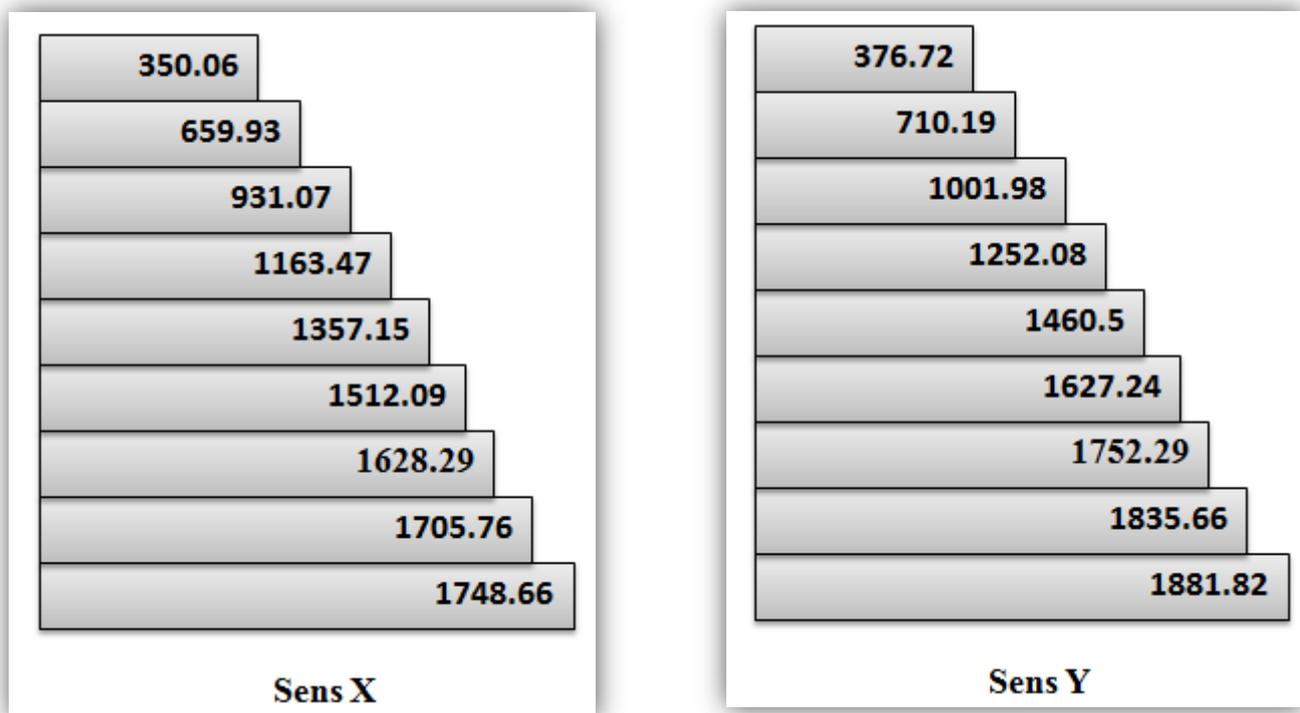


Figure IV.8 Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

IV.10 Vérification des déplacements latéraux inters étage :**➤ Justification Vis-à-vis des déformations :**

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10**, ne doivent pas dépasser **1.0%** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

- $\delta_x^k \leq \delta_{adm}$
- $\delta_y^k \leq \delta_{adm}$

Donc : $\delta_{adm} = \frac{h}{100}$. **Ou** δ_{adm} : le déplacement relatif admissible.

➤ Calcul des déplacements :

D'après **RPA99 v2003** (Art 4.4.3), le déplacement horizontal à chaque niveau "**k**" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}.$$

Avec :

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- **R** : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "**k**" par rapport au niveau "**K - 1**" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

D'après la modélisation de notre structure dans le logiciel de calcul des structures **ETABS v9.7.0** on peut avoir le déplacement dans chaque niveau dans la combinaison

$$G + Q \pm E.$$

Planchers	δ_{ex} (mm)	δ_x (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_y (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	Δ_{adm} (mm)	OB
8 ^{ème} étage	13.484	67.42	8.342	41.71	9.33	5.57	28.8	CV
7 ^{ème} étage	11.619	58.09	7.228	36.14	9.51	5.77	28.8	CV
6 ^{ème} étage	9.716	48.58	6.074	30.37	9.55	6.21	28.8	CV
5 ^{ème} étage	7.806	39.03	4.912	24.56	9.36	5.71	28.8	CV
4 ^{ème} étage	5.935	29.67	3.771	18.85	8.83	5.41	28.8	CV
3 ^{ème} étage	4.168	20.84	2.689	13.44	7.90	4.87	28.8	CV
2 ^{ème} étage	2.588	12.94	1.715	8.57	6.49	4.07	28.8	CV
1 ^{ème} étage	1.291	6.45	0.9	4.5	4.51	2.98	28.8	CV
RDC	0.389	1.94	0.304	1.52	1.94	1.52	28.8	CV

Tableau IV-12 Vérification des déplacements

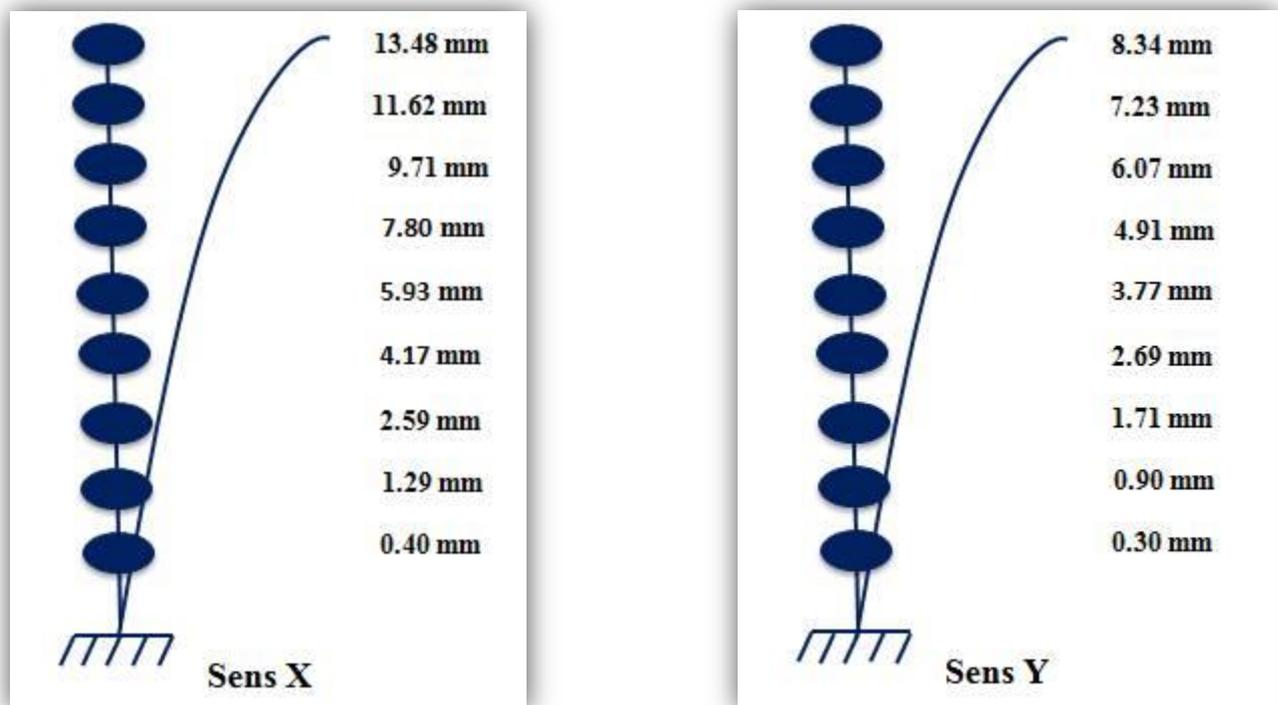


Figure IV.9 Déplacements horizontaux selon les deux directions

IV.11 Justification vis à vis de l'effet P – Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P – Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10.$$

Avec :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k », $P_k = \sum (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$. (voir paragraphe 4.2.3 calcul de W).
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum F_i$.
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k – 1 » (voir paragraphe 4.2.10).
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P – Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Sens X-X :

Planchers	P_i (KN)	Δ_{xi} (mm)	V_{xi} (KN)	h_i (cm)	θ_x
8 ^{ème} étage	3102.96	6.69	350.06	2880	0.021
7 ^{ème} étage	6193.03	6.84	659.93	2880	0.022
6 ^{ème} étage	9283.1	6.85	931.07	2880	0.024
5 ^{ème} étage	12373.17	6.72	1163.47	2880	0.025
4 ^{ème} étage	15463.24	6.35	1357.15	2880	0.025
3 ^{ème} étage	18553.31	5.66	1512.09	2880	0.024
2 ^{ème} étage	21643.38	4.66	1628.29	2880	0.022
1 ^{er} étage	24733.45	3.24	1705.76	2880	0.016
RDC	28155.79	1.4	1748.66	2880	0.007

Tableau IV-13 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

➤ Sens Y-Y :

Planchers	P_i (KN)	Δ_{yi} (mm)	V_{yi} (KN)	h_i (mm)	θY
8 ^{ème} étage	3102.96	4.23	376.72	2880	0.012
7 ^{ème} étage	6193.03	4.35	710.19	2880	0.013
6 ^{ème} étage	9283.1	4.37	1001.98	2880	0.014
5 ^{ème} étage	12373.17	4.3	1252.08	2880	0.015
4 ^{ème} étage	15463.24	4	1460.5	2880	0.015
3 ^{ème} étage	18553.31	3.59	1627.24	2880	0.014
2 ^{ème} étage	21643.38	3.005	1752.29	2880	0.013
1 ^{er} étage	24733.45	2.195	1835.66	2880	0.011
RDC	28155.79	1.11	1881.82	2880	0.006

Tableau IV-14 Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens

On remarque que tous les coefficients θ_k sont inférieure à 0,10. Donc l'effet $P - \Delta$ est négligé.

IV.12 Justification de la stabilité au renversement :

Pour que la tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

- $\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$.

Avec :

- M_s : Moment stabilisant, $M_s = \frac{W \cdot l}{2}$.
- M_r : Moment renversant, $M_r = \sum F_i \times h_i$.
- W : Poids du bâtiment.
- F_i : Force sismique au niveau i.

	L (m)	M_r (KN. m)	M_s (KN. m)	M_s/M_r	OB
Sens-X	23.80	31842.66	335053.9	10.52	CV
Sens-Y	15.85	34267.62	223134.63	6.51	CV

Tableau IV-15 Vérification de la stabilité au renversement

La tour est stable suivant X et Y selon les exigences du RPA/2003, donc il y'a pas de risque de renversement.

IV.13 Vérification de L'effort normal réduit : (RPAv2003, 7.1.3.3)

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

On doit vérifier que : $v \leq 0,30$.

Poteaux (60×35)	centrale	intermediaire
N_d (KN)	1023.86	915.79
v	0.17	0.15
$v \leq 0,30$	CV	CV

Tableau IV-16 Vérification de L'effort normal réduit

✚ **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport v ne dépasse pas

La valeur de 0.3, Donc la section de poteaux choisies est suffisante

IV.14 Conclusion :

Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que notre bâtiment peut résister aux chocs extérieurs tel que le séisme après un très bon ferrailage conforme au règlement **R.P.A99 / Ver 2003**. Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés dans la structure et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABS**

Ferraillage des éléments porteurs

V.1 Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS 9.7.0**.

- Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :
 1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- Les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Ferraillage des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple. Leur ferraillage est obtenu sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

➤ **Situation durable :**

$$\gamma_s = 1.15, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.5, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

➤ **Situation accidentelle :**

$$\gamma_s = 1, \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}, \quad \gamma_b = 1.15, \quad f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

V.2.1 Combinaisons des charges :

a. État limite ultime :

Le dépassement de ces états limites risque d'entraîner des désordres graves jusqu'à la ruine de l'ouvrage. La combinaison des états limites ultimes est donnée par :

- $1,35 * G + 1,5 * Q$ BAEL91

b. État limite de service :

Cet état sert à vérifier la durabilité de la structure. Il correspond au mode d'exploitation de la structure dans les conditions normales. La combinaison de charges est donnée par relation :

- $G + Q$ BAEL91

c. État limite accidentelle :

Ces états servent pour une vérification en termes de durabilité de la structure. Ces états correspondent au mode d'exploitation de la structure dans des conditions normales. La combinaison de charges est donnée par la relation :

- $G + Q \pm E$ RPA99/v2003
- $0,8G \pm E$ RPA99/v2003

V.2.1.1 Calcul de ferrailage :

(RDC et étage courant) :

- Ferrailage en travée : **ELU**.
- Ferrailage sur appui (nappe supérieure) : $G + Q \pm E$.
- Ferrailage sur appui (nappe inférieure) : $0,8G \pm E$.

Le calcul des armatures en flexion simple se fait par

les formules données par **B.A.E.L 91** :

- $\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$.
- $\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$.
- $z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$.
- $A_s = \frac{M_u}{z * \sigma_s}$.

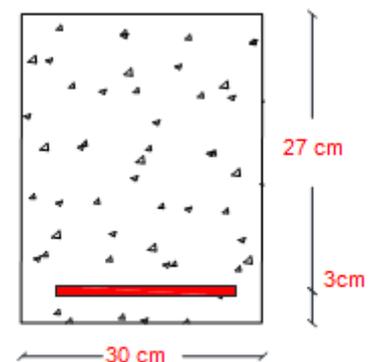


Figure V.1 schéma de la poutre

$$\bullet A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

V.2.1.2 Ferrailage des poutres secondaire :

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.0 :

- M_{\max} En Travée = 21.35 KN. m.
- M_{\max} Sur Appuis: Nappe sup = 37.62KN. m ; Nappe inf= 35.98 KN. m.

Position	M_{\max} (KN. m)	d (cm)	b(cm)	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{RPA} (min)(cm^2)	A_{sadop} (cm^2)
Travée	21.35	27	30	2.35	0.98	2.35	4.5	3T14 = 4.62
App sup	37.62	27	30	4.28	0.98	4.28	4.5	5T12 = 5.65
A2inf	35.98	27	30	4.08	0.98	4.08	4.5	5T12 = 5.65

Tableau V-1 Calcul du ferrailage des poutres secondaires

V.2.1.3 La vérification du ferrailage :

- Section minimale (RPA) : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$
 - $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 30 = 4.5 \text{ cm}^2$.
- Section maximale (RPA) :
 - $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 30 = 36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone courante.
 - $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 30 = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone De recouvrement

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$
- $A_s = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Donc : $5.65 + 5.65 = 11.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 11.3 \text{ cm}^2 < 36 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{(CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 0.98 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

1) La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

$$\bullet \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa.}$$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 27.64 \text{ KN.}$

$$\bullet \tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = 0.34 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$$

2) Calcul de la section des armatures transversales :**➤ Choix du diamètre :**

- $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] = 8.57 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend T8 (HA. Fe. E400).}$

➤ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 24.3 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,4 * 300 * 243}{400} \rightarrow A_t = 0.73 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement d'après B.A.E.L :

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 24.3 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2.01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm.}$

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 24.3 \text{ cm}$

➤ Espacement exigé par RPA :

- En zone **nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 7.5 \text{ cm}$
- En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 5 \text{ cm}$ **en zone nodale**
- $S_t = 15 \text{ cm}$ **en zone courante**

➤ **La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :**

- $A_{tmin} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{tmin} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2$.

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'**RPA99V2003** la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de **40 ϕ** poutre longitudinale : **40 ϕ = 48 cm** Avec : **$\phi = 12 \text{ mm}$** .

3) La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

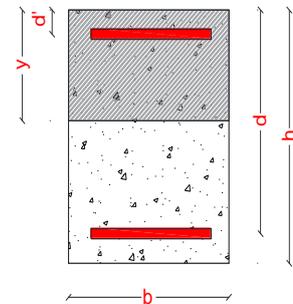
Sur nappe inferieur : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de σ_{bc} :**

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n * A_s * y - n * d * A_s = 0 \rightarrow 15 * y^2 + 84.75 * y - 2288.25 = 0$

La solution de l'équation nous donne : $y = 9.85 \text{ cm}$.

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n * A_s * (d - y)^2 = 34483.59 \text{ cm}^4$.
- Soit la poutre la plus sollicitée : $M_{ser} = 15.6 \text{ KN.m}$
- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} * y = 4.46 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$
- $\sigma_{st} = 15 * \frac{M_s}{I} * (d - y_{ser})$
- $\sigma_{st} = 116.37 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots \text{(CV)}$



➤ **La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho * b * h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) * G_p = 31.3 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) * Q = 6.2 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$
- $l = 2.875 \text{ m.}$

$$M_0 = \frac{(31.3 + 6.2) * 2.875^2}{8} = 38.74 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T14 = 4.62 \text{ cm}^2$.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,104 \geq 0.062 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,104 \geq 0.040 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0057 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

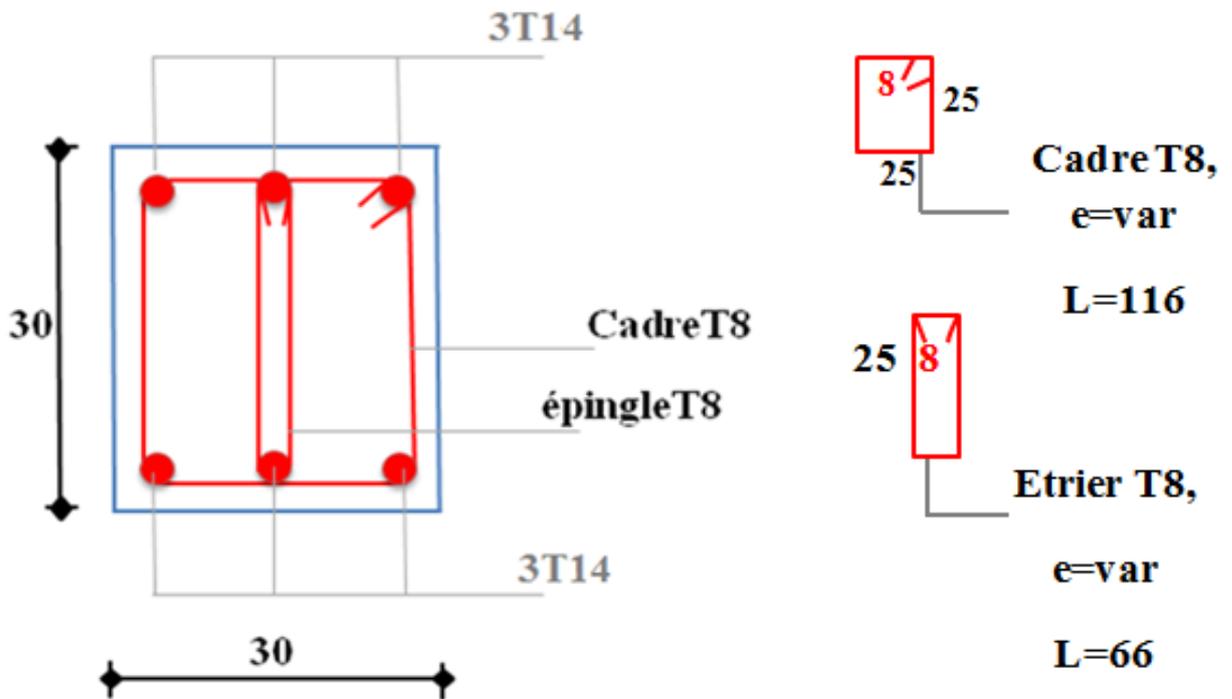
Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 0.58 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient à une travée de rive soit : 0.72 m.

➤ Schéma de ferrailage :

- En travée :



- Sur appui :

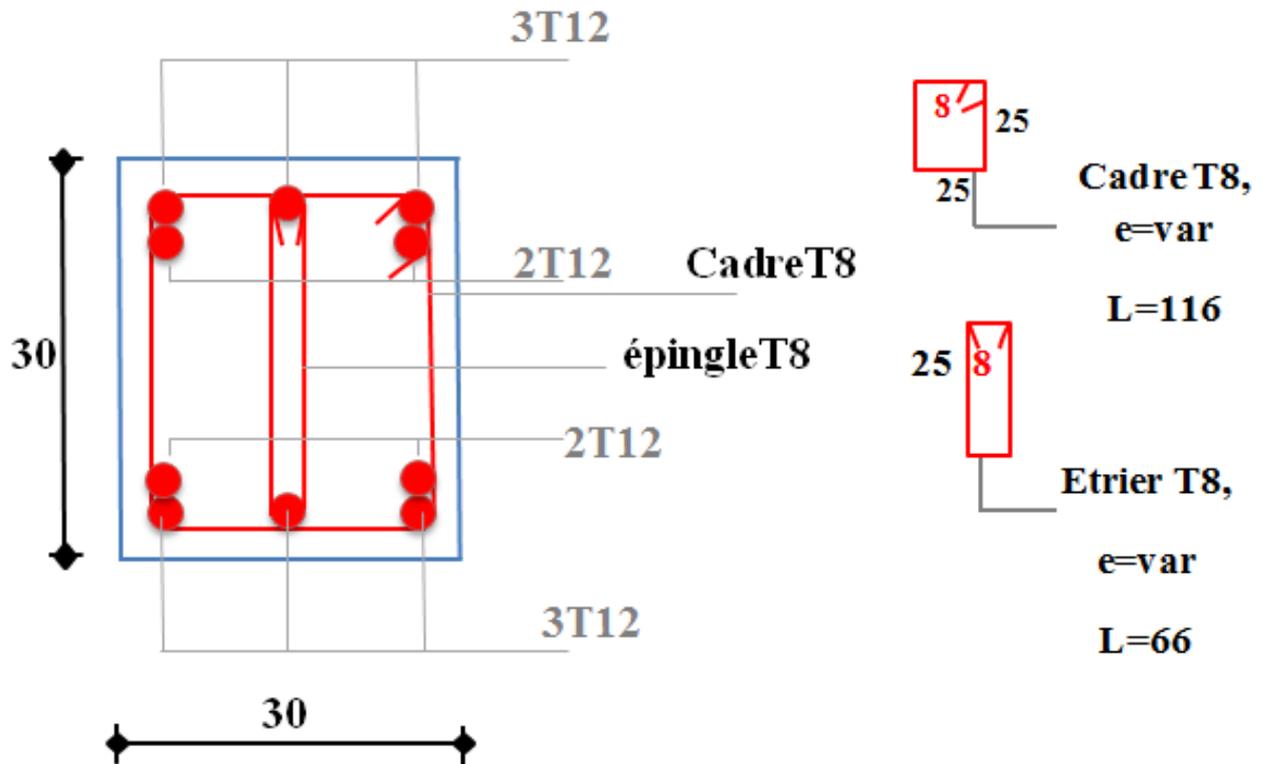


Figure V.2 Ferrailage des poutres secondaires

V.2.1.4 Ferrailage des poutres Principales :

D'après les résultats de l'ETABS 9.7.0 :

- M_{\max} En Travée = 30.66 KN.m.
- M_{\max} Sur Appuis: Nappe sup = 73.20 KN.m.
Nappe inf = 59.34 KN.m.

Position	M_{\max} (KN. m)	d (cm)	b(cm)	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{RPA} (min)(cm^2)	A_{sadop} (cm^2)
Travée	30.66	32	30	2.86	1.16	5.25	3T14 + 2T12 = 6.88
App sup	73.20	32	30	7.24	1.16	5.25	5T14 = 7.70
App inf	59.34	32	30	5.71	1.16	5.25	3T14 + 2T12 = 6.88

Tableau V-2.Calcul du ferrailage des poutres Principales

VI.2.1.5 La vérification du ferrailage :

- **Section minimale (RPA) :** $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$
 - $A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,5\% \cdot 30 \cdot 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- **Section maximale (RPA) :**
 - $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone courante.
 - $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Zone de recouvrement.

La section d'armature sur appuis :

- $A_s = 5T14 = 7.70 \text{ cm}^2$
- $A_s = 3T14 + 2T12 = 6.88 \text{ cm}^2$

Donc : $7.70 + 6.88 = 14.58 \text{ m}^2 \rightarrow 14.58 \text{ cm}^2 < 42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

La Condition de non fragilité :

- $A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{(f_{t28} \cdot b \cdot d)}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s \min} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

1) La vérification à l'état limite ultime (E.L.U) :

La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration préjudiciable :

- $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 2,5 \text{ Mpa}$.

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\max} = 90.76 \text{ KN}$.

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0.94 \text{ Mpa} < \tau_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

2) Calcul de la section des armatures transversales :

➤ Choix du diamètre :

- $\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi \right]$
- $\phi_t \leq \min \left[\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right] = 10 \text{ mm} \rightarrow \text{On prend : T10 (HA. Fe. E400).}$

➤ Espacement entre les cadres :

- $S_t \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm}$
- $\frac{A_t * f_e}{b * S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) \rightarrow A_t \geq \frac{0,47 * 300 * 288}{400} \rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

Soit : $A_t = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement d'après B.A.E.L :

- $S_{t1} \leq \min(0.9 * d ; 40\text{cm}) = 28.8 \text{ cm.}$
- $S_{t2} \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b} = \frac{2,01 * 400 * 10^2}{0,4 * 300} = 67 \text{ cm.}$

Donc : $S_t \leq \min[S_{t1}, S_{t2}] = 28.8\text{cm.} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 25 \text{ cm.}$

➤ Espacement exigé par RPA :

En zone **nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = 8.75 \text{ cm}$

En zone **courante** : $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Donc on adopte :

- $S_t = 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone nodale}$
- $S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone courante}$

➤ La section minimale des armatures transversales selon le RPA99 :

- $A_{t\min} = 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2$
- $A_{t\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2,01 \text{ cm}^2.$

N.B : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui de l'encastrement.

➤ **Recouvrement des armatures longitudinales :**

D'après l'RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone II est de 40ϕ poutre longitudinale : $40\phi = 56 \text{ cm}$ Avec : $\phi = 14 \text{ mm}$.

3) La vérification à l'état limite de service (E.L.S) :

➤ **La contrainte de compression du béton :**

Sur nappe inferieur : $A_t = 6.88 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de σ_{bc} :**

- $\frac{b \cdot y^2}{2} + n \cdot A_s \cdot y - n \cdot d \cdot A_s = 0 \rightarrow 15 \cdot y^2 + 103.2 \cdot y - 3302.4 = 0$

La solution de l'équation nous donne : $y = 11.79 \text{ cm}$.

- $I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 = 58540.01 \text{ cm}^4$.

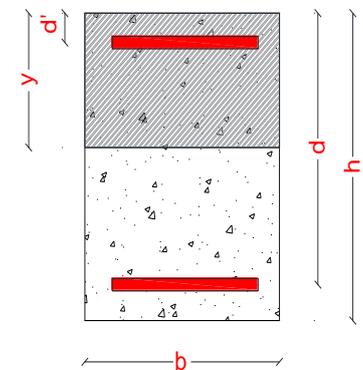
- Soit la poutre la plus sollicitée :

- $M_{ser} = 38.93 \text{ KN.m}$

- $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = 7.84 \text{ Mpa} < \sigma_{bc adm} = 15 \text{ Mpa} \dots (CV)$

- $\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} \times (d - y_{ser})$

- $\sigma_{st} = 201.5 \text{ Mpa} < \sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa} \dots (CV)$



➤ **La vérification de la flèche :**

- $M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8}$

Avec :

- $G = \rho \cdot b \cdot h + \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2}\right) \cdot G_p = 20.83 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- $Q = \left(\frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + b\right) \cdot Q = 5.7 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- $l = 4.4 \text{ m}$.

$$M_0 = \frac{(20.83 + 5.7) \cdot 4.4^2}{8} = 64.2 \text{ KN.m}$$

En travée : $A_s = 3T14 + 2T12 = 6.88 \text{ cm}^2$.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,079 \geq 0.062 \dots \dots \dots (CV)$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ser}}{10M_0} \rightarrow 0,079 \geq 0.061 \dots \dots \dots (CV)$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.0072 \leq 0.0105 \dots \dots \dots (CV)$

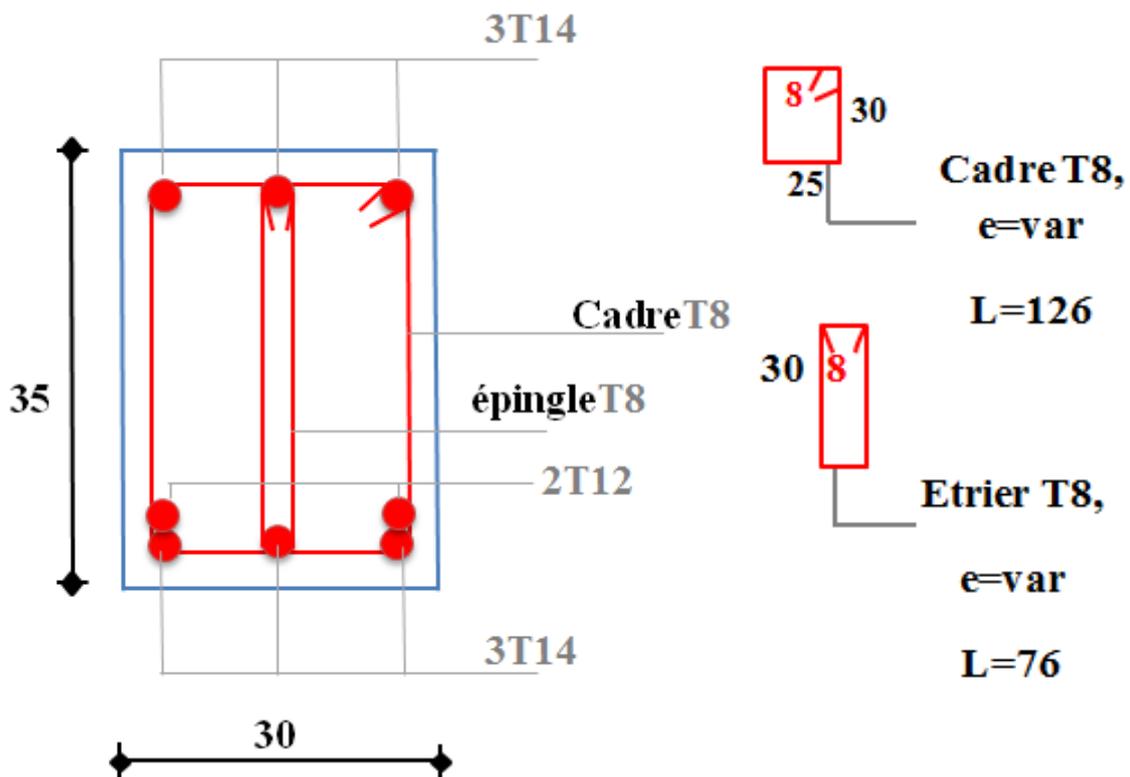
Donc le calcul de la flèche est inutile.

N.B : les chapeaux sur les appuis doivent avoir une longueur tel que le débord par rapport au nu de l'appui est supérieur à :

- $\frac{L_{max}}{5}$: Si l'appui n'appartient pas à une travée de rive soit : 0.88 m.
- $\frac{L_{max}}{4}$: Si l'appui appartient une travée de rive soit : 1.1m.

Schéma de ferrailage :

- **En travée :**



- Sur appui :

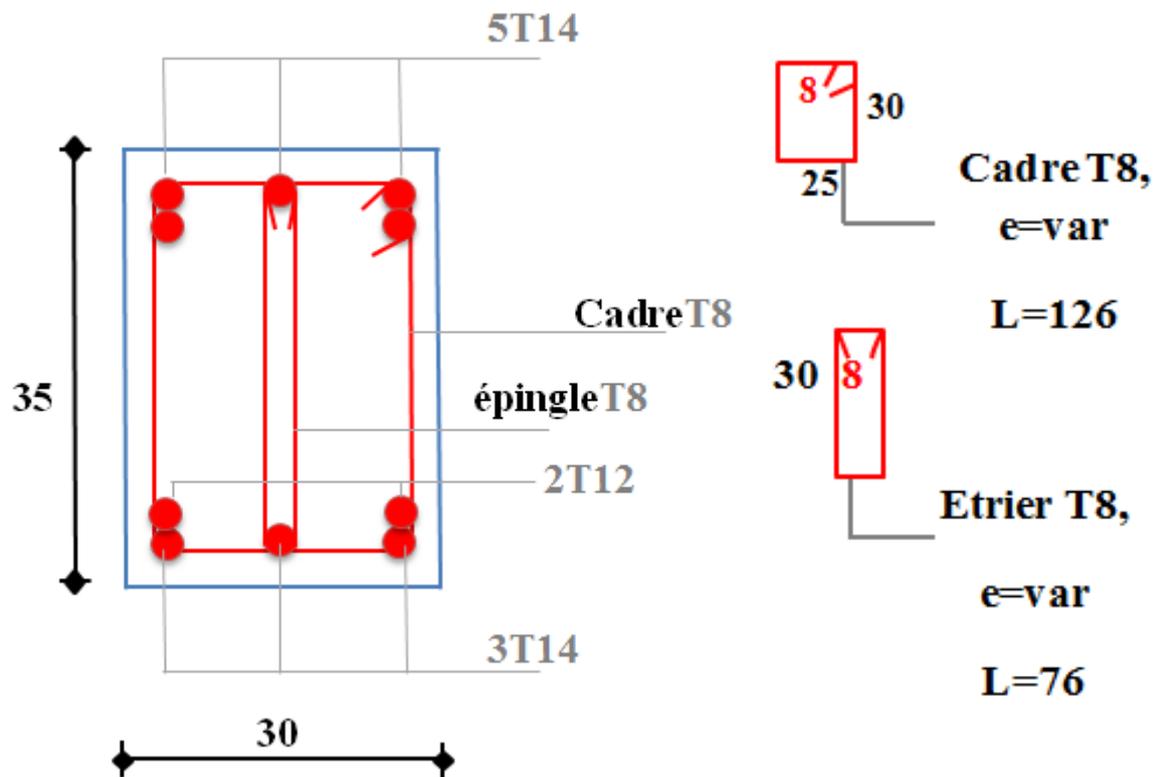


Figure V.3 Ferrailage des poutres principales

V.3 Ferrailage des poteaux :

V.3.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

V.3.2 Recommandation du RPA 99/version 2003 :

➤ Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de **0.8%**(zone **IIa**).
- Le pourcentage maximum est de **4% en zone courante** et de **6% en zone de recouvrement**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone **IIa**).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm (zone IIa)**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$.

➤ Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- v_u : Effort tranchant de calcul
- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales. $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- ρ_a : Coefficient correcteur (tient compte de la rupture). $\rho_a = 2.5$ Si l'élançement géométrique ≥ 5 . $\rho_a = 3.75$ Si l'élançement géométrique < 5 .

- t : Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

- $t \leq \min (10\phi , 15\text{cm})$. **En zone IIa**

Dans la zone courante :

- $t' \leq 15\phi$. **En zone IIa**

Où :

- ϕ : Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures minimale $\left(\frac{A_t}{b_1 * t} * \% \right)$ est donnée par :

- 0.3% si $\lambda_g \geq 5$
- 0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

- $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$.

Avec :

- **a et b** : les dimensions de la section du poteau.

V.3.3 Calcule de Ferrailage :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les poteaux seront ferrailés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel « **ETABS** » :

➤ **Combinaison de calcul :**

Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison (**G + Q ± E**) suivants :

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

V.3.4 Ferrailage des Poteaux :

Le résumés des sollicitations données par le logiciel ETABS.

Calcul en flexion composée en situation accidentelle avec :

$$\gamma_b = 1,15 ; \gamma_s = 1 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa.}$$

Poteau	60 * 35
Combinaison	G + Q ± E
M _{max} (KN. m)	64.11
N _{cor} (KN)	52.67
Combinaison	0,8G ± E
M _{cor} (KN. m)	22.88
N _{max} (KN)	997.085
Combinaison	ELU
M _{cor} (KN. m)	0.83
N _{max} (KN)	1495.76

Tableau V-3 Les sollicitations dans les différents poteaux

- $A_{s \min \text{RPA}} = 0,8 * b * a.\text{RPA}$ (Art 7.4.2.1 P61)
- $A_{s \min \text{BAEL}} = \min \left[4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * U, 0,2 * \frac{B}{100} \right] .\text{BAEL91 P94}$

Avec :

- **U**: Périmètre du poteau.

Le ferrailage des poteaux se fait l'aide de logiciel « SOCOTEC » :

Poteaux	M(KN. m)	N(KN)	$A_{s\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ min BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ min RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{ adop}}(\text{cm}^2)$
60 * 35	64.11	52.67	2.53	4.2	16.8	4 HA 16 + 6 HA 14 = 17.28

Tableau V-4 Résultats de ferrailage des poteaux

Remarque :

On remarque que $A_{s\text{ minRpa}}$ est supérieure par rapport à $A_{s\text{ cal}}$, donc il faut prévoir des sections minimales requises par les règlements en vigueur.

V.3.4.1 Vérification de ferrailage des poteaux :

➤ **Section d'armature selon l'RPA99V2003 :**

- $A_{s\text{ min}} = 0,8\% * b * a.$
- $A_{s\text{ max}} = 4\%b * a \rightarrow$ En zone courante.
- $A_{s\text{ max}} = 6\%b * a \rightarrow$ En zone de recouvrement.

➤ **Section d'armature selon BAEL91 :**

- $A_{s\text{ min}} = 0,2 * \frac{B}{100}.$
- $A_{s\text{ max}} = 5 * \frac{B}{100}.$

Poteau	$A_{s\text{ min BAEL}}$	$A_{s\text{ min RPA}}$	$A_{s\text{ max BAEL}}$	$A_{s\text{ max RPA}}$	$A_{s\text{ adop}}$	OB
60 * 35	4.2	16.8	105	126	17.28	CV

Tableau V-5 Résultats de vérification de ferrailage des poteaux

V.3.4.2 Vérification à l'E.L. U :

• **Vérification vis-à-vis à l'effort tranchant :**

➤ **D'après le BAEL :**

➤ **Poteau (60*35) cm²**

Fissuration préjudiciable :

- $\tau_u = \min \left[0,2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right] = 3.33 \text{ Mpa}.$

Soit l'effort tranchant maximum est : $T_{\text{max}} = 56.27 \text{ KN}.$

- $\tau_u = \frac{T_{max}}{b*d} = 0.268 \text{ Mpa} < \tau_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b * a	T_{max}	τ_u	τ_u	OB
60 * 35	56.27	0.268	3.33	CV

Tableau V-6 Vérification selon BAEL.

➤ **D’après l’RPA :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Avec $\bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$

- $\rho_d = 0,075 \dots \dots \dots$ si : $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_d = 0,04 \dots \dots \dots$ si : $\lambda_g < 5$

Où : λ_g : L’élancement géométrique. $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$.

$a = 60 \text{ cm}$, $l_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 2.88 = 2.02 \text{ m}$.

Donc : $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,02}{0,6} = 3.37 < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04$.

$\bar{\tau}_u = 0,04 * 25 = 1 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 1 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.268 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{(CV)}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

b * a (cm²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d
60 * 35	2.02	3.37	0,04

Tableau V-7 Vérification selon RPA

V.3.4.3 Calcul des armatures transversales :

➤ **Choix du diamètre :**

- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3} \right] * \phi_l$.
- $\phi_t \geq \left[\frac{1}{3} \right] * 14 = 4.66 \text{ mm}$.

On adopte un cadre : **T8**

➤ **Espacement entre les cadres :**

- $S_t \leq \min[15\phi_{1\min}; 40 \text{ cm}; a + 10]$.
- $S_t \leq \min[21 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 70 \text{ cm}]$.

Donc : $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Espacement des cadres d'après le RPA :**

Dans la zone nodale :

- $S_t \leq \min[10\phi_1; 15 \text{ cm}]$. En Zone **I** et **IIa**.

Donc : $S_t = 10 \text{ cm}$.

Dans la zone courante :

- $S_t \leq 15\phi_1$. En Zone **I** et **IIa**.

Donc : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

- V_u : est l'effort tranchant de calcul (T_{\max}).
- h_1 : hauteur totale de la section brute.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- S_t : est l'espacement des armatures transversales.
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

➤ **Poteau (60*35) cm²**

Donc : $\rho_a = 3,75 \rightarrow A_t = 1,76$

Soit : $A_t = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

b * a	T_{max} (KN)	λ_g	ρ_a	A_t (cm²)	A_{t adop} (cm²)
60 * 35	56.27	3.37	3.75	1.76	4T8 = 2.01

Tableau V-8 Les armatures transversales des poteaux

➤ **Détermination de la zone de recouvrement :**

Selon RPA (Art 7.4.2.1) La longueur minimale de recouvrement est :

- **40∅ → En zone IIa**

b * a	60 * 35
∅_{max} (mm)	16
40∅ (cm)	64

Tableau V-9 Longueur de recouvrement

V.3.4.4 Vérification de la contrainte à l'E.L.S :

La vérification est faite à l'aide de logiciel **SOCOTEC**.

- Contrainte admissible de béton comprimé : $\sigma_{bc adm} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.
- Contrainte admissible d'acier tendu : $\sigma_{st adm} = 201.63 \text{ Mpa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

b * a	N_{ser}	M_{ser}	A_s	σ_{bc}	σ_{bc adm}	σ_{st}	σ_{st adm}	OB
60 * 35	1093.6	31.395	16.8	2.5	15	41	201,63	CV

Tableau V-10 Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferrailage :

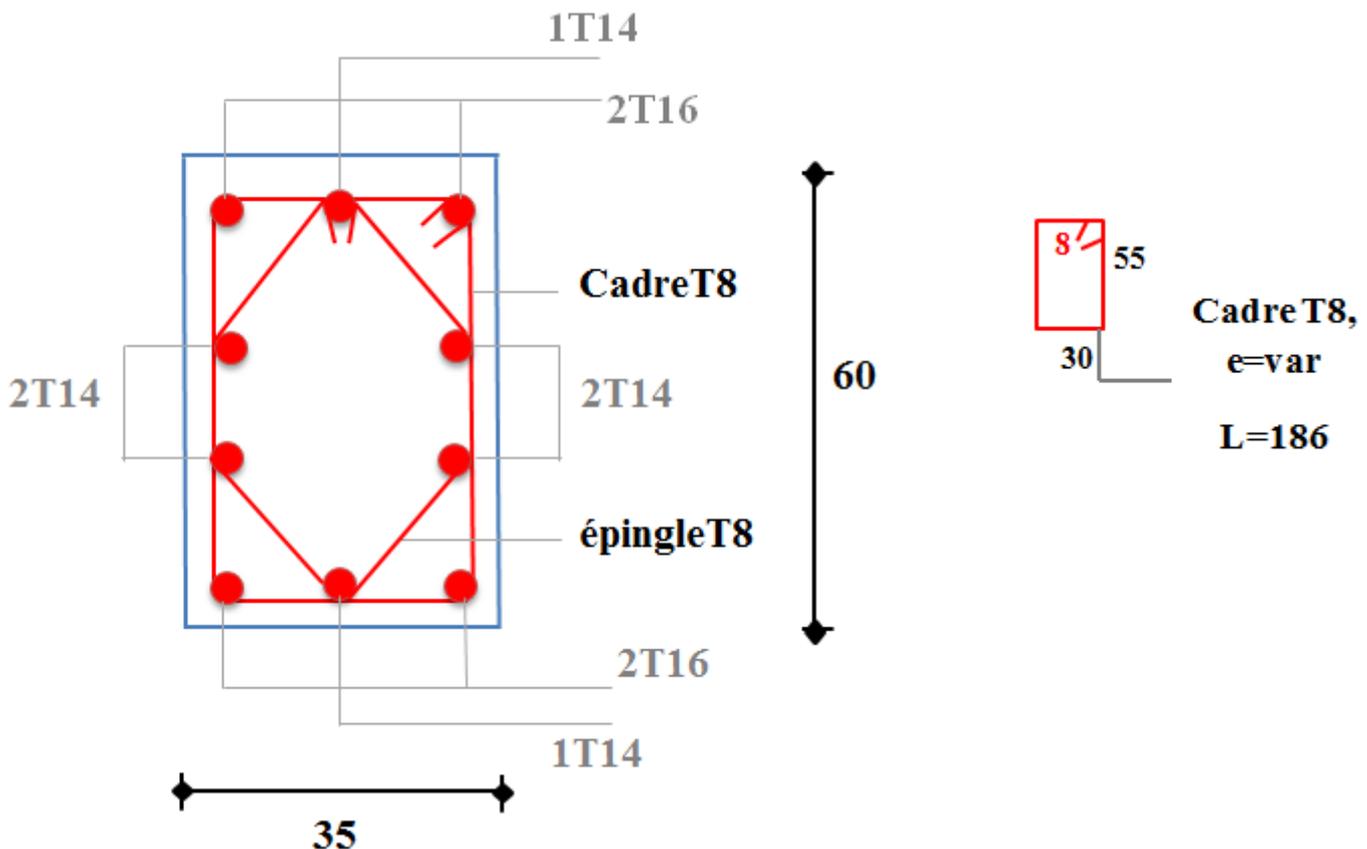


Figure V-4 Ferrailage des poteaux

V.4 Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ **Aciers verticaux :**

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le **RPA99/version2003** :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(\frac{1}{10})$ de la longueur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.

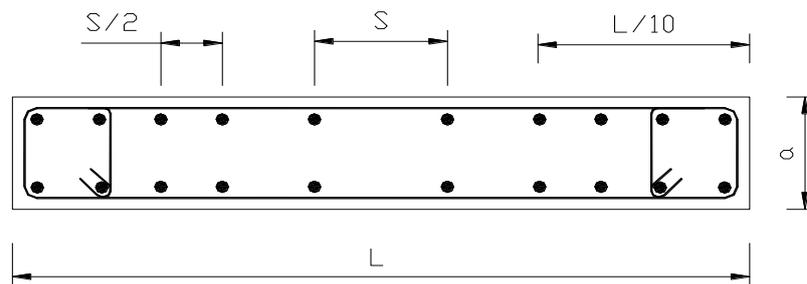


Figure V.5 Section transversale de voile

➤ **Aciers horizontaux :**

Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile. Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

➤ **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 * e ; 30 \text{ cm})$$

Avec : e : Epaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre ϕ_t des épingles est :

- $\phi_t = 6 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v \leq 20 \text{ mm}$.
- $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow$ Lorsque $\phi_v > 20 \text{ mm}$.

Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

V.3.5 Calcul du ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur d tel que :

$$d \leq \min \left[\frac{h_e}{2} ; \frac{2 * l'}{3} \right].$$

Avec :

- l' : étant la largeur de la zone comprimée.
- h_e : étant la hauteur entre nœuds de planchers du trumeau (voile) considéré.

Dans le calcul du ferrailage, on utilise la méthode des contraintes pour déterminer les armatures verticales.

V.3.6 Etude des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée SEC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section partiellement comprimée SPC.

Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite « FORMULE DE NAVIER BERNOULLI ». $\Sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * Y$

Avec :

- **A** : Surface.
- **I** : Moment d'inertie.
- **M** : Moment de flexion.

➤ **Section partiellement comprimée SPC :**

$$\sigma_{A,B} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} * y$$

Si :

- $M > 0 \rightarrow \sigma_A > 0$ et $\sigma_B < 0$.

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer 'L_t' en utilisant les triangles semblables :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{L - L_t}$$

Où : $L_t = \frac{L * \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B}$.

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 * \sigma_B * L_t * b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{\text{cal}} = T * \frac{y_s}{f_e}$.

Si : $M < 0 \rightarrow \sigma_A < 0$ et $\sigma_B > 0$:

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{L - L_t}$$

Où : $L_t = \frac{L * \sigma_A}{\sigma_A + \sigma_B}$.

L'effort tranchant dans la zone tendue est donné par : $T = 0.50 * \sigma_A * L_t * b$.

La section d'armature nécessaire est donnée par : $A_{\text{cal}} = T * \frac{y_s}{f_e}$

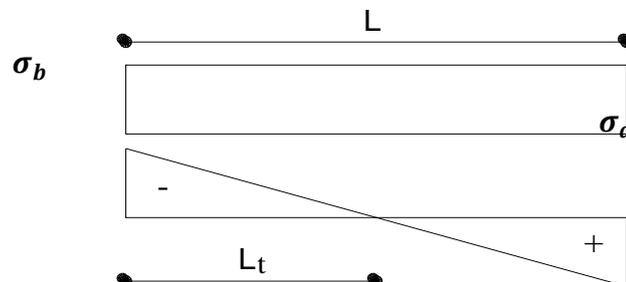


Figure V.6 S P C

➤ **Section entièrement comprimée SEC :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de compression (σ_A, σ_B) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la quantité d'armatures nécessaire exigée par le RPA 99/ V2003 (comme section minimale).

$$A = 0,0015 * L * b$$

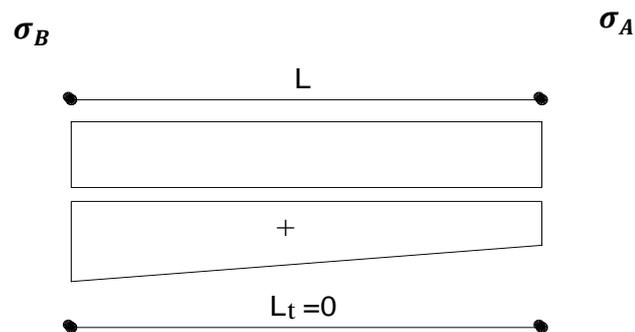


Figure V.7 S E C

➤ **Section entièrement tendue SET :**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction (σ_A, σ_B) :

- La longueur tendue est égal à « L » → $L = L_T$.
- L'effort de traction est donné par : $T = (3 * \sigma_A + \sigma_B) * \frac{L*b}{2}$.
- La section d'armatures nécessaire est donnée par : $A_{sc} = \frac{T}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$

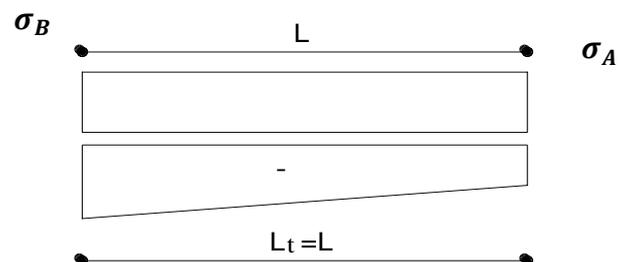


Figure V.8 S E T

V.4.3 Ferrailage des voiles :

Les combinaisons à considérer sont :

- $G + Q \pm E$.
- $0.8G \pm E$.

V.4.3.1 Calcul de ferrailage vertical :

Le calcul se fera en deux zones (courantes et d'about) pour toute la longueur du voile :

- $A_{\min} = 0.15\% b * L \rightarrow$ Globalement dans la section du voile.
- $A_{\min} = 0.10\% b * L \rightarrow$ Dans la zone courante.

V.4.3.2 Espacement des armatures verticales :

A chaque extrémité des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

Le schéma suivant représente les voiles qui existent :

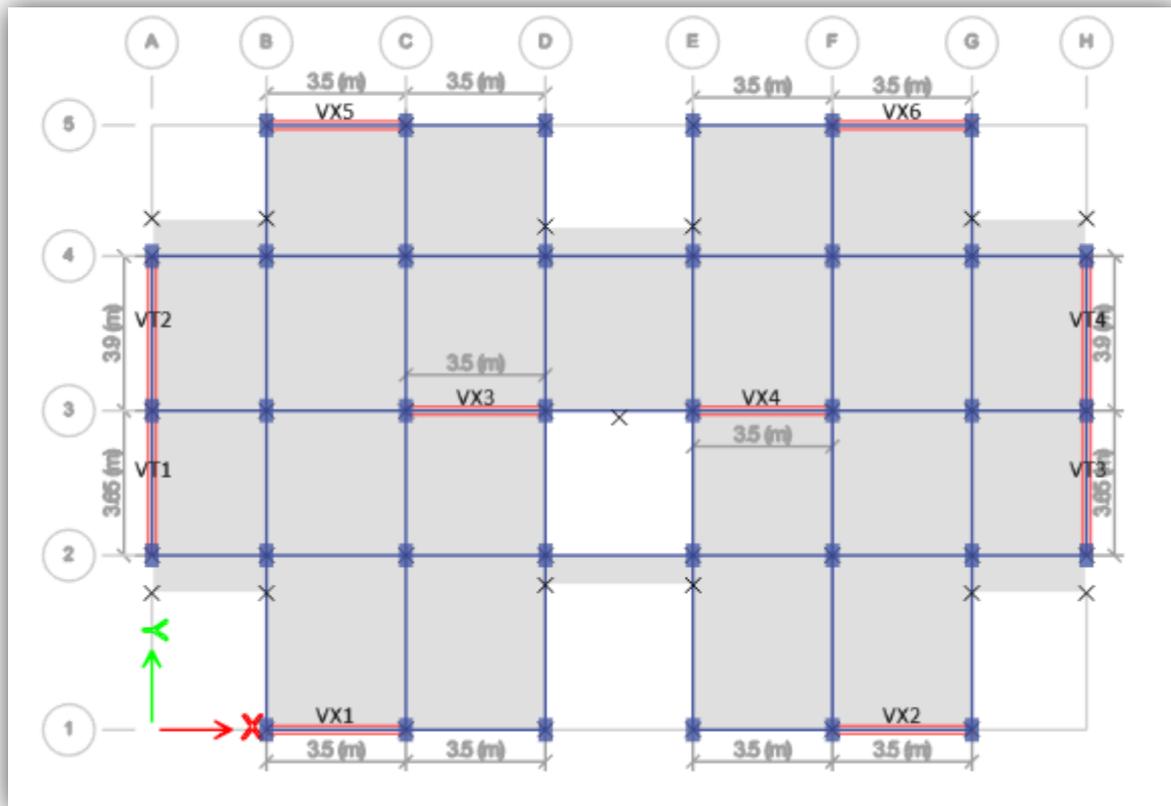


Figure V.9 Vue en plan des voiles existants

Sens X-X :

➤ Exemple de calcul (Voile V_{x1}) :

Les données utilisées sont les suivantes :

Dimension :

- $L = 3.15$ m.
- $b = 0,20$ m.

Caractéristique géométrique :

- $I = 0.521$ m⁴.
- $B = 0.63$ m².

Les sollicitations sont :

- $M = 1583.614$ KN.m.
- $N = 1143$ KN.

Les contraintes:

- $\sigma_A = 6602.23 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.
- $\sigma_B = -2973.66 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$.

Les deux contraintes de signe opposés, alors **SPC**.

- $L_t = \frac{L \cdot \sigma_B}{\sigma_A + \sigma_B} = 0.98 \text{ m}$.
- $T = 0,5 \cdot \sigma_B \cdot L_t \cdot b = 290.88 \text{ KN}$.
- $A_{s \text{ cal}} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e} = 8.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Zone tendue}$.

➤ **Armatures minimales exigées par le RPA 99/version2003 :**

D'après le **RPA 99/version2003 (Art 7.7.4.1)** : $A_{\text{rpa}} = 0,20\% b \cdot L_t$.

- **b**: Epaisseur du voile.
- **L_t** : Longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\text{RPA}} = 0,20\% b \cdot L_t = 3.91 \text{ cm}^2$.
- $A_{\text{min}} = 0,0015 \cdot b \cdot L = 9.45 \text{ cm}^2$.
- $A_s \text{ adopté} = \text{Max} [A_{\text{min}}; A_{\text{cal}}; A_{\text{RPA}}] = 9.45 \text{ cm}^2$

➤ **Ferraillage (armatures adoptés) :**

- **Pour la zone tendue :**
- $A_s \text{ adopté} \quad 8\text{T}10 = 6.28 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 10 \text{ cm} \quad \text{zone d'about}$
 $6\text{T}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \rightarrow st = 20 \text{ cm}$
- **Pour la zone comprimée**
 $10\text{T}10 = 7.85 \text{ cm}^2$

Pour la longueur du voile nous allons adopter : $A_s = 29.83 \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul de l'espacement : d'après RPA :**

➤ **En zone courante :**

- $S_t \leq \min (1,5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On choisit : } S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **En zone d'about :**

- $S_{\text{ta}} = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm}$.

Les résultats de calcul des voiles sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voile	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x4}	V _{x5}	V _{x6}
La nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
L(m)	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15	3.15
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m⁴)	0.52093125	0.52093125	0.52093125	0.52093125	0.52093125	0.52093125
S(m²)	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63
Y(m)	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575	1.575
M(Kn.m)	1583.614	1580.982	1535.388	1537.308	1576.516	1574.499
N(Kn)	1143	1143	1691.31	1691.31	1057.56	1057.56
σ_A	6602.23432	6594.27664	7326.75964	7332.56463	6445.15495	6439.05669
σ_B	-2973.6629	-2965.7052	-1957.5215	-1963.3265	-3087.8216	-3081.7234
L_t(m)	0.97818908	0.97719552	0.66415404	0.66529163	1.02031491	1.01960433
T(KN)	290.880457	289.807385	130.009584	130.618471	315.055042	314.213848
A_{3cal}	8.36281314	8.33196231	3.73777554	3.75528103	9.05783247	9.03364813
A_{RPA}	3.91275633	3.90878207	2.65661616	2.66116652	4.08125963	4.07841733
A_{min}	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
A_{vmax}(cm²)	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45	9.45
Barre courant	10HA10	10HA10	16HA8	8HA8	8HA10	8HA10
Barre about	14HA10	14HA10	4HA12+ 8HA10	4HA12+ 8HA10	16HA10	16HA10
St_{courant}(cm)	20	20	20	20	20	20
St_{about}(cm)	10	10	10	10	10	10

Tableau V-11 Résumé des résultats de ferrailage de voile transversal

Sens Y-Y :

Voile	T ₁	T ₂	T ₃	T ₄
L(m)	3.05	3.30	3.05	3.30
b(m)	0.2	0.2	0.2	0.2
I(m ⁴)	0.47287708	0.59895	0.47287708	0.59895
S(m ²)	0.61	0.66	0.61	0.66
Y(m)	1.525	1.65	1.525	1.65
M(Kn.m)	1418.68	1635.9	1418.68	1635.9
N(KN)	2414.22	2435.81	2414.22	2435.81
σ_A	8532.89492	8197.23278	8532.89492	8197.23278
σ_B	-617.41951	-815.99036	-617.41951	-815.99036
L _t (m)	0.20579943	0.29875752	0.20579943	0.29875752
T(KN)	12.7064584	24.3783255	12.7064584	24.3783255
A _{s cal}	0.36531068	0.70087686	0.36531068	0.70087686
A _{RPA}	0.82319773	1.19503008	0.82319773	1.19503008
A _{min}	9.15	9.9	9.15	9.9
A _{vmax} (cm ²)	9.15	9.9	9.15	9.9
Barre courant	24HA8	24HA8	24HA8	24HA8
Barre about	6HA14	4HA14+4HA12	6HA14	4HA14+4HA12
St _{courant} (cm)	20	20	20	20
St _{about} (cm)	10	10	10	10

Tableau V-12 Résumé des résultats de ferrailage de voile longitudinal
--

V.3.6.1 Vérification de la résistance au cisaillement :

La vérification de la résistance au cisaillement se fait avec majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

- Selon RPA (art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = \frac{1,4 \times V}{b_0 \times 0,9 \times L} \leq 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- **V**: Effort tranchant.
- **b₀**: Épaisseur du voile.
- **L**: Longueur du voile.

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
V_{1x}	265.76	0.2	3.15	0.65	5	CV
V_{2x}	281.52	0.2	3.15	0.70	5	CV
V_{3x}	279.08	0.2	3.15	0.69	5	CV
V_{4x}	265.74	0.2	3.15	0.66	5	CV
V_{5x}	268.96	0.2	3.15	0.66	5	CV
V_{6x}	281.65	0.2	3.15	0.70	5	CV

Tableau V-13 Vérification de la contrainte de cisaillement sens X-X

Sens Y-Y :

Voiles	V (kN)	b (m)	L (m)	τ (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	$\tau_u \leq \tau_{adm}$
T₁	419.074	0.2	3.05	1.07	5	CV
T₂	456.437	0.2	3.30	1.08	5	CV
T₃	419.074	0.2	3.05	1.07	5	CV
T₄	456.437	0.2	3.30	1.08	5	CV

Tableau V-14 Vérification de la contrainte de cisaillement sens Y-Y

V.4.3.4 Calcul de ferrailage horizontal :

Ces armatures sont parallèles aux forces du refend et sont destinées à prendre l'effort tranchant, elles sont disposées en deux nappes à l'extérieur des armatures verticales et empêchant le flambement de celle-ci.

La section des armatures est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\tau_u - \tau_0}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right] * (\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots \text{BAEL}$$

Où :

- $K = 0 \rightarrow$ Cas de reprise de bétonnage.
- $\alpha \leq 90^\circ$.
- $S_t \leq \min[1,5 * b ; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$.

\rightarrow Donc on adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Selon le RPA :**

D'après le RPA, le pourcentage minimal exigé pour les parties courantes qui doivent être d'un treillis d'armatures en double nappes et donnés par :

- $\tau_u \leq 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0015 * b * L$.
- $\tau_u > 0,025 * f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \rightarrow A_t = 0,0025 * b * L$.

La section adoptée est : $A_t = \max [A_{t \text{ RPA}}; A_{t \text{ BAEL}}]$.

- **Exemple de calcul :**

Voile V_{1x} :

- $V = 265.76 \text{ KN}$
- $\tau = 0.65 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa}$.

D'après le BAEL :

$$A_t = \frac{\tau_u * S_t * b}{0,9 * \left[\frac{f_e}{\gamma_s} \right]} = \frac{0.65 * 20 * 20}{0,9 * 400}$$

$\rightarrow A_t = 0.72 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferrailage minimal de RPA :**

- $A_t = 0,0025 * b * L$
- $A_{t \text{ min RPA}} = 0,0025 * 20 * 315$

- $A_{t \min RPA} = 15.75 \text{ cm}^2$

Alors :

- $A_t = \max[0.72 \text{ cm}^2; 15.75 \text{ cm}^2] = 15.75 \text{ cm}^2$.
- $A_t \left(\frac{\text{ml}}{\text{face}} \right) = \frac{15.75}{2 \cdot 2.88} = 2.73 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}}$

Soit : $A_{\text{adopté}} (\text{ml/face}) = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}} \right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
V_{1x}	0.65	20	20	0.72	15.75	2.73	6T8 = 3,02
V_{2x}	0.70	20	20	0.77	15.75	2.73	6T8 = 3,02
V_{3x}	0.69	20	20	0.76	15.75	2.73	6T8 = 3,02
V_{4x}	0.66	20	20	0.73	15.75	2.73	6T8 = 3,02
V_{5x}	0.66	20	20	0.73	15.75	2.73	6T8 = 3,02
V_{6x}	0.70	20	20	0.77	15.75	2.73	6T8 = 3,02

Tableau V-15 ferrailage horizontal des voiles sens X-X

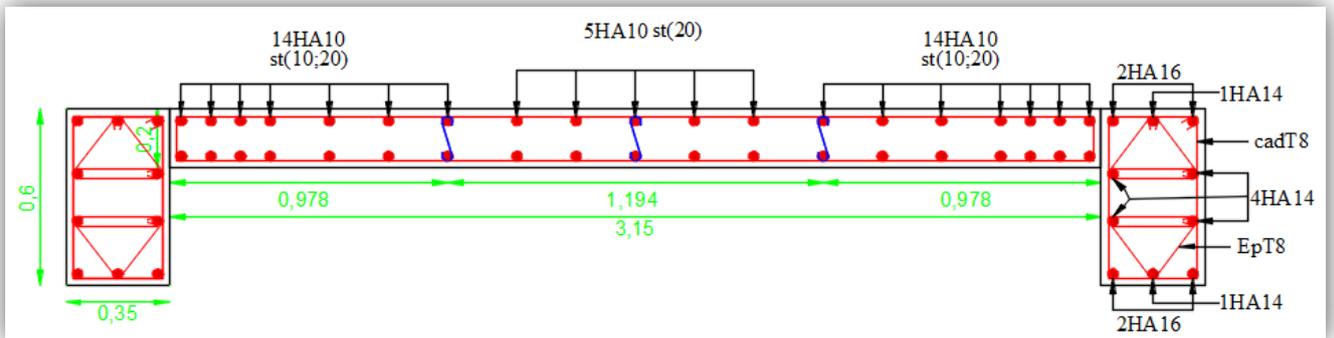
Sens Y-Y :

Voiles	τ (Mpa)	S_t (m)	b (m)	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{RPA}(\text{cm}^2)$	$A_{\max} \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{ml/face}} \right)$	$A_{\text{adop}} (\text{cm}^2)$
T₁	1.07	20	20	1.19	15.25	2.65	6T8 = 3,02
T₂	1.08	20	20	1.20	16.5	2.86	6T8 = 3,02
T₃	1.07	20	20	1.19	15.25	2.65	6T8 = 3,02
T₄	1.08	20	20	1.20	16.5	2.86	6T8 = 3,02

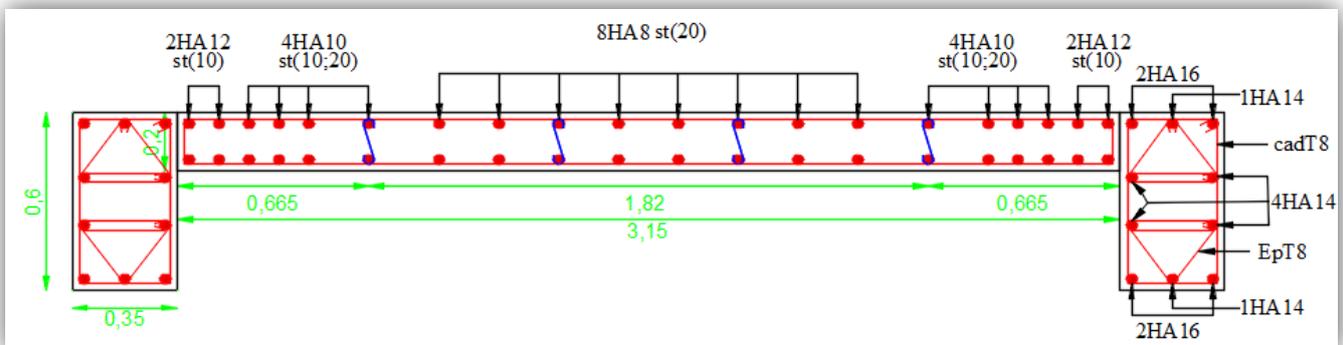
Tableau V-16 ferrailage horizontal des voiles sens Y-Y

Schémas de ferrailage :

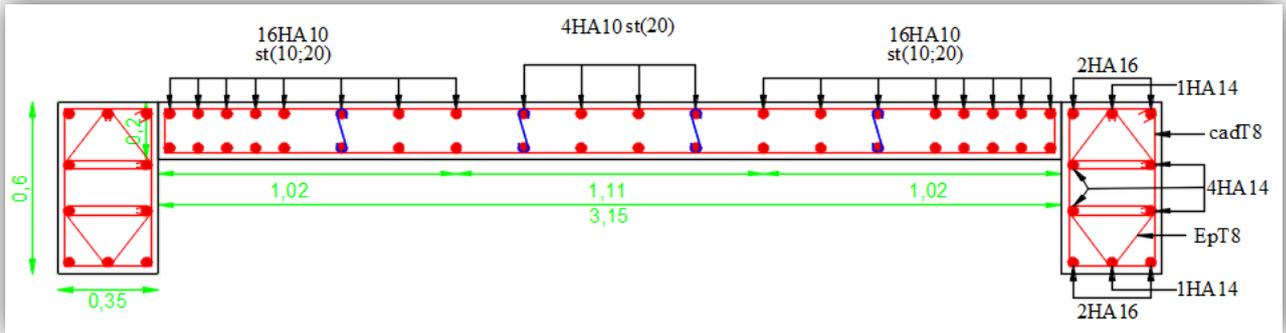
- Suivant xx :



Voile 1 et 2

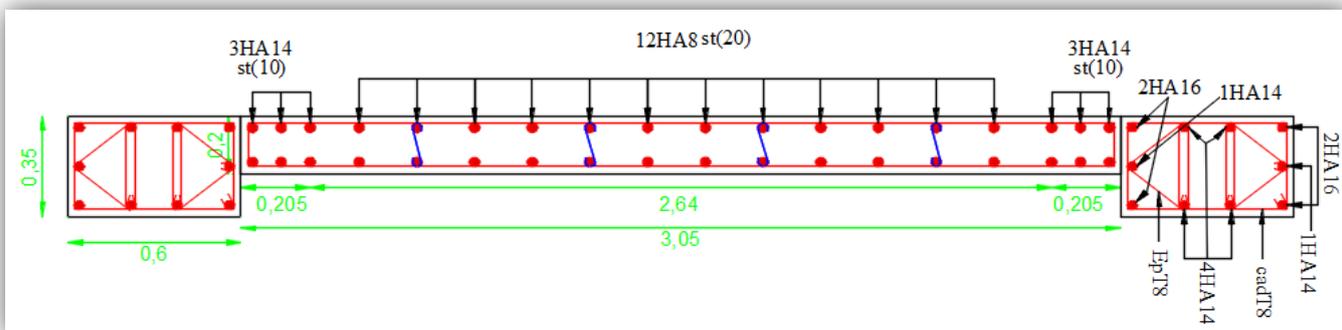


Voile 3 et 4

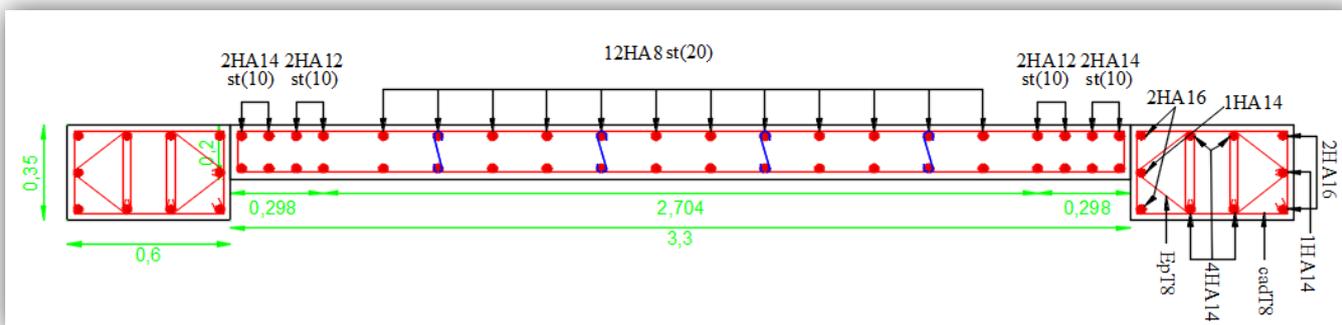


Voile 5 et 6

Suivant yy :



Voile 1 et 3



Voile 2 et 4

Tableau V-10 ferrailage des voiles

Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2 Différents types des fondations :

- Fondation superficielle (semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (Les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (Les parois moulées et les cuvelages)

VI.3 Choix du type de fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

VI.3.1 Semelle isole :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux.

- $A * B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol adm}}$.

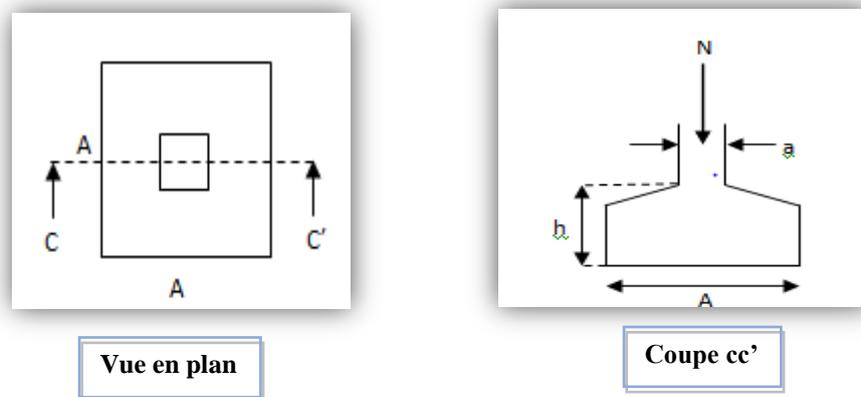


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle

- La capacité portante du terrain est :
 - $\sigma_{sol} = 1.4 \text{ Bars}$.

Les résultats sont comme suites :

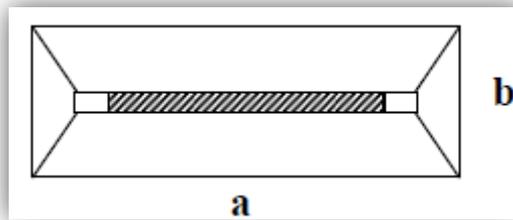
Semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (Kpa)	S (m ²)	Semelle	N_{ser} (KN)	σ_{sol} (Kpa)	S (m ²)
1	283.68	140	2.02	19	478.5595	140	3.42
2	294.022	140	2.1	20	489.2988	140	3.49
3	424.40	140	3.03	21	885.71	140	6.33
4	424.40	140	3.03	22	261.00662	140	1.86
5	294.02	140	2.1	23	869.32	140	6.2
6	283.68	140	2.02	24	1023.86	140	7.31
7	247.75	140	1.77	25	768.0779	140	5.49
8	792.0069	140	5.66	26	768.0779	140	5.49
9	915.79	140	6.54	27	1023.86	140	7.31
10	874.579	140	6.24	28	869.32	140	6.21
11	874.579	140	6.24	29	279.8057	140	2
12	915.79	140	6.54	30	279.8057	140	2
13	792.0069	140	5.66	31	306.22	140	2.19
14	247.7432	140	1.77	32	319.515	140	2.28
15	261.0662	140	1.86	33	459.46	140	3.28
16	885.71	140	6.32	34	459.46	140	3.28
17	489.2988	140	3.49	35	319.515	140	2.28
18	478.5595	140	3.42	36	306.22	140	2.19
Totale				148.66			

Tableau VI-1 .Surfaces revenantes aux semelles isolées

VI.3.2 Semelles filantes :

la surface des semelles filantes des voiles :

- $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{a*b}$



FigureVI.2 .Semelle filante

Voiles	Load	N _{ser} (KN)	σ_{sol} (KPA)	S (m ²)
V _{x1}	ELS	1084.65	140	7.74
V _{x2}	ELS	1084.65	140	7.74
V _{x3}	ELS	1679.26	140	11.99
V _{x4}	ELS	1679.26	140	11.99
V _{x5}	ELS	1001.9	140	7.16
V _{x6}	ELS	1001.9	140	7.16
T ₁	ELS	978.17	140	6.99
T ₂	ELS	983.134	140	7.02
T ₃	ELS	978.17	140	6.99
T ₄	ELS	983.134	140	7.02
Totale				81.8

Tableau VI-2. Surfaces revenantes aux semelles filantes

$$S_{\text{tot}} = 81.8 + 148.66 = 230.46 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{TOT}} / S_{\text{BAT}} = 230.46 / 313.3 = 73.55 \% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer **un radier général** comme fondation.

VI.3.3 Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

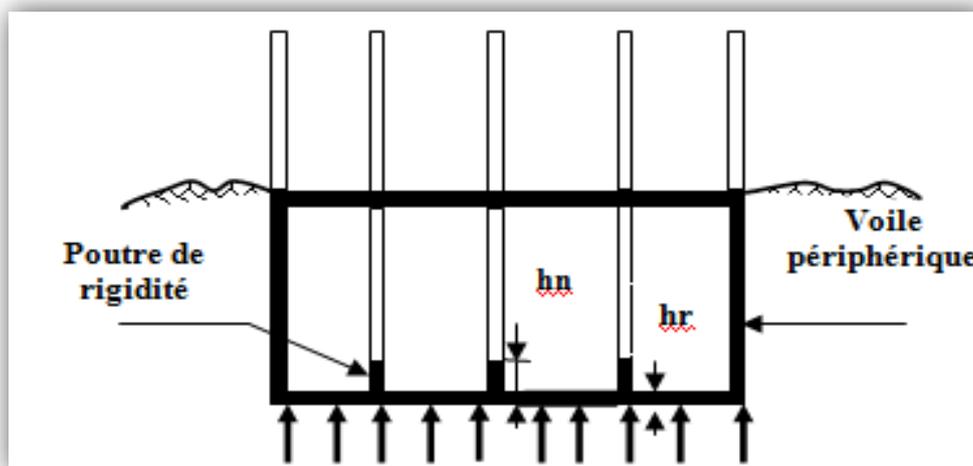


Figure VI.3 Schéma Statique du radier

VI.4 Etude du radier :

VI.4.1 Pré dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

➤ Condition forfaitaire : $h_r \geq L_{\max} / 20$

Il faut respecter la condition suivante : $40 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm}$

Telle que : $L_x = 4.4 \text{ m}$. Donc on a : $h \geq 22 \text{ cm}$.

On choisit : $h_r = 60 \text{ cm}$.

b) Nervure :

➤ Condition forfaitaire : $h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

- L_{\max} : la longueur maximale entre axes des poteaux
- $L_{\max} = 4.4 \text{ m}$ d'où : $h_n \geq 44 \text{ cm}$

Il faut respecter la condition suivante : $0.5 \text{ m} \leq h_n \leq 1.5 \text{ m}$

➤ Condition de la longueur élastique :

- $L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$
- $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

Avec:

- K : la raideur moyenne du Sol $K = 40000 \text{ KN} / \text{m}^3$
- E : le Module d'élasticité longitudinal du béton $E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

On obtient : $h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} = 61.32 \text{ cm}$

On adopte : $h_n = 1 \text{ m}$ $b = 60 \text{ cm}$

VI.5 Le choix final :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour un radier nervuré d'une épaisseur de $h_r = 60 \text{ cm}$, avec des nervures d'une hauteur $h_n = 1 \text{ m}$. Les nervures seront disposées dans les deux sens afin de donner une rigidité uniforme au radier.

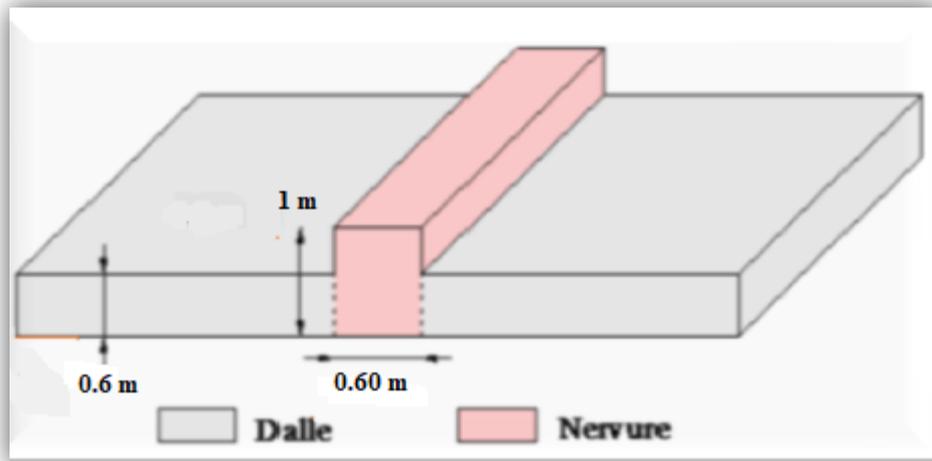


Figure VI.4 dimension du radier

➤ Condition de résistance au cisaillement :

D'après le pratique **BAEL 91 Art 3.2.1 p180**, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \min \left[0.15 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Avec :

- V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU. $V_u = \frac{q_u * L_{max}}{2}$.
- N_u : L'effort normal a la base, $N_u = 42997.83 \text{ KN}$.

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

D'où :

- $q_u = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{bat}} \rightarrow q_u = \frac{42997.83}{313.3} = 137.24 \frac{KN}{ml}$
- $V_u = \frac{137.24 \cdot 4.4}{2} = 301.92 \text{ KN}$
- $\tau_u = \frac{301.92}{0.6 \cdot 0.9 \cdot 1 \cdot 10^3} = 0.56 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

➤ **La surface minimale du radier :**

Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 », on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5.

- $\frac{N_u}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol adm}$

Avec :

- $\sigma_{sol adm}$: la capacité portante de sol.

Donc : $S_{rad} > \frac{N_u}{\sigma_{sol adm}} = \frac{42997.83}{1.5 \cdot 140} = 204.75 \text{ m}^2 < S_{bat} = 313.3 \text{ m}^2$.

Conclusion :

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (**D**).

➤ **Calcul du D (débordement) :**

- $D \geq \max (hr / 2 , 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Soit: **D = 50 cm**

D'où: $S_{rad} = S_{bat} + D \times P = 313.3 + 0.5 \times 79.9 = 353.25 \text{ m}^2$

Alors la surface du radier est : **S_{rad} = 353.25 m².**

VI.6 Vérification du poinçonnement :

❖ Sous poteau :

$$N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Art A5.2.4.2)}$$

Avec :

- N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime poteau $N_u = 1407.18 \text{ KN}$.
- h : L'épaisseur totale de la dalle.
- μ_c : Périmètre du contour cisailé : $\rightarrow \mu_c = 2(a + b + 2h)$

$$\mu_c = 2(0.35 + 0.6 + 2 * 1) = 5.9 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 0,045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 * 5.9 * 1 * 25 * \frac{10^3}{1,5} = 4425 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } N_u = 1407.18 \text{ KN} < 4425 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement

❖ Sous voile :

Le voile le plus sollicité $V_{x3} = V_{x4}$:

de longueur 3.15 m et $N_u = 2300.64 \text{ KN}$.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u \leq \frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\mu_c = 2(l + b + 2h) = 2(3.15 + 0.2 + 2 * 1) = 10.7 \text{ m.}$$

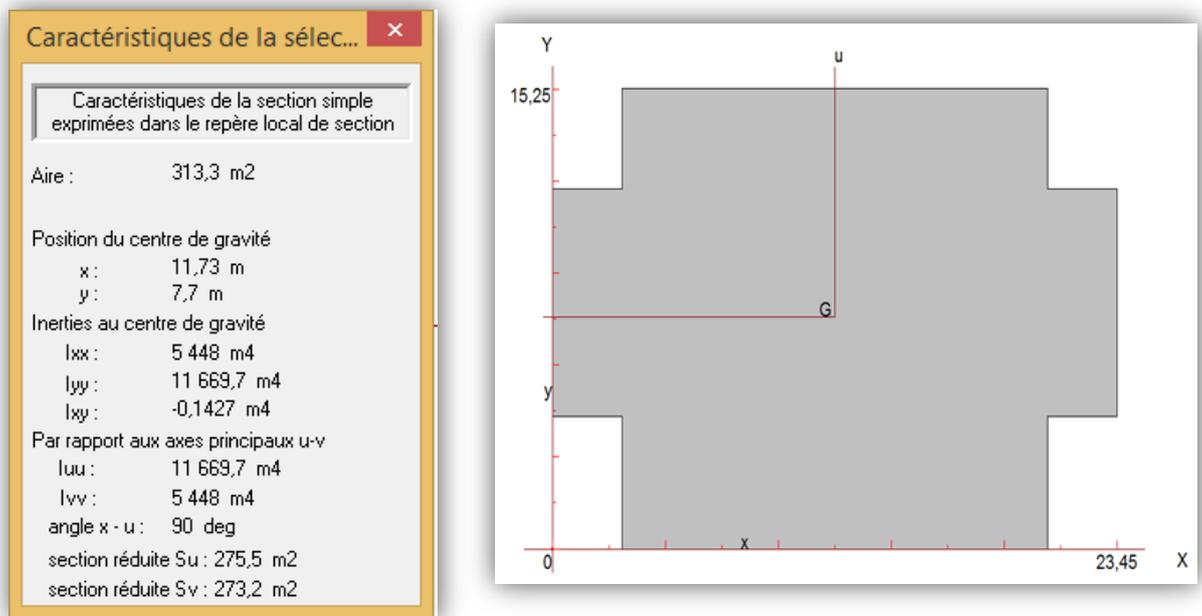
$$\frac{0,045 * \mu_c * h * f_{c28}}{\gamma_b} = 8025 \text{ KN} \rightarrow N_u = 2300.64 \text{ KN} < 8025 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Donc la condition est vérifiée, et il n'y a pas de risque de poinçonnement.

VI.7 Caractéristiques géométriques du radier :

Les inerties du radier sont calculées par **SOCOTEC** on obtient la figure ci après :

- Les inerties / X : $I_X = 5448 \text{ m}^4$.
- Les inerties / Y : $I_y = 11669.7 \text{ m}^4$.



➤ Calcul de l'excentricité :

Centre de gravité du radier (infrastructure) :

- $X_G = 11.73 \text{ m}$.
- $Y_G = 7.7 \text{ m}$.

Centre des masses du bâtiment (superstructure) d'après l'ETABS :

- $X_{G_m} = 11.72 \text{ m}$.
- $Y_{G_m} = 7.88 \text{ m}$.

Donc : les valeurs de l'excentricité dans les valeurs suivantes :

- $e_x = 0.01 \text{ m}$.
- $e_y = 0.18 \text{ m}$.

Les valeurs du centre des masses de la superstructure et celles relatives au radier sont très proches, l'effet de l'excentricité est donc négligeable, ce qui conduit en effet à une réaction du sol bien uniforme.

VI.8 Vérification de la stabilité du radier :

- **Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :**

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

Donc il faut vérifier :

- $\sigma_{adm} \geq \frac{N_t}{S_{rad}}$.
- $N_t = N_{bat} + N_{rad}$

Avec :

- $N_{bat} = 31399.72 \text{ KN}$.
- $N_{rad} = G_{rad} = S_{rad} \times hr \times 25 = 353.25 \times 0,6 \times 25 = 5298.75 \text{ KN}$
- $N_T = (N_{radier} + N_{bâtiment}) = 5298.75 + 31399.72 = 36698.47 \text{ KN}$

Donc : $\frac{N_t}{S_{rad}} = \frac{36698.47}{353.25} = 103.89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} = 140 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots (CV)$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : **0.8 G ± E :**

D'après les **RPA99/Version2003** (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$.

- **e** : L'excentricité de la résultante des charges verticales.
- **M** : Moment dû au séisme.
- **N** : Charge verticale permanente

Nous présentons dans le tableau suivant les résultats pour la combinaison **0.8G ± E_x** :

	N (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	e _x (m)	e _y (m)	$\frac{L_x}{4}$ (m)	$\frac{L_y}{4}$ (m)	Obs.
(0.8G ± E)	21875.86	20609.45	33541.45	0.94	1.53	5.95	3.96	Vérifiée

Tableau VI-3 Vérification de la stabilité

Alors, la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement, sous cet effet les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de tractions (soulèvement), sous la combinaison (0,8G ± E).
- Aux contraintes de compression maximale sous (G + Q ± E).

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_x} y_G \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_y} x_G \quad ; \quad \sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < 1.5\bar{\sigma}_s$$

- **Vérification soulèvement sous (0.8G ± E) :**

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M (KN.m)	σ ₁ (KN/m ²)	σ ₂ (KN/m ²)	σ _m (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_s$ (KN/m ²)	Observation
(0.8G ± E _x)	21875.86	20609.45	91.06	32.80	76.49	210	vérifier
(0.8G ± E _y)	21875.86	33541.45	95.64	28.21	78.78	210	Vérifier

Tableau VI-4 Vérifications de soulèvement

$\sigma_m < \sigma_{adm}$ Donc le non renversement est vérifié dans les deux sens

• **Vérification de la compression maximale sous $G + Q \pm E$:**

Les résultats seront affichés dans le tableau suivant :

	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$1,5 \bar{\sigma}_s$ (KN/m ²)	Observation
(G+Q+E _x)	31399.70	20609.45	118.02	59.76	103.45	210	Vérifier
(G+Q+E _y)	31399.7	33541.45	122.6	55.17	105.75	210	Vérifier

Tableau VI-5 Vérification de la compression

Donc, la stabilité de la structure est assurée dans les deux sens.

VI.9 Ferrailage du radier :

VI.9.1 Dalle de radier :

❖ **Les combinaisons de charges :**

- **ELU :** $q_u = 1,35 * (G_{rad} / S_{rad} - \sigma_s)$
 $q_u = 1,35 (5298.75 / 353.25 - 140) = 168.75 \text{ KN/m}^2.$
- **ELS :** $q_{ser} = (G_{rad} / S_{rad} - \sigma_s) = 125 \text{ KN/m}^2$

❖ **Ferrailage de panneau le plus sollicité :**

On a pour le panneau le plus sollicité : **L_x = 3.7 m** , **L_y = 4.4 m**

$\alpha = L_x / L_y.$

$\alpha = 0.84 > 0.4$ (la dalle porte dans les deux sens)

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$M_{ox} = \mu_x \times q \times l_x^2$: moment dans le sens de la petite portée.

$M_{oy} = \mu_y \times M_x$: moment dans le sens de la grande portée.

Avec :

Les coefficients μ_y et μ_x sont donné par règles BAEL91 ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 1/8 (1 + 2,4 \alpha^3). \\ \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha). \end{array} \right.$$

➤ **ELU :**

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	q_u	μ_x	μ_y	$M_{ox} (KN.m)$	$M_{oy} (KN.m)$
3.7 * 4.4	3.7	4.4	0.84	168.75	0.052	0.68	120.13	81.69

Tableau VI-6 Moments due au radier à L'ELU.

➤ **ELS :**

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	q_{ser}	μ_x	μ_y	$M_{ox} (KN.m)$	$M_{oy} (KN.m)$
3.7 * 4.4	3.7	4.4	0.84	125	0.052	0.68	88.98	60.51

Tableau VI-7 Moments due au radier à L'ELS.

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

Pour un panneau intermédiaire :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_y$)

Pour un panneau de rive :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3.M_x$; $M_{ay} = 0,3.M_y$)

➤ **Calcul de ferrailage :**

Pour les calculs on utilise les formules suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}, \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}), \quad Z = d (1 - 0.4\alpha), \quad A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

$$A_{smin} = \frac{0,23. b. d. f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant: **Panneau intermédiaire**

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_0 (KN.m)	120.13	120.13	81.69	81.69
M_U (KN.m)	60.065	90.1	40.845	61.27
b(cm)	100	100	100	100
h(cm)	60	60	60	60
d (cm)	54	54	54	54
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ_u	0.015	0.022	0.01	0.015
α	0.018	0.028	0.013	0.019
Z (cm)	53.61	53.39	53.71	53.59
As (cm ²)	3.21	4.85	2.18	3.28
As min (cm ²)	6.52	6.52	6.52	6.52
Chois des barres	4HA16	4HA16	4HA16	4HA16
As adopté(cm ²)	8.04	8.04	8.04	8.04
S_t (cm)	25	25	25	25
S_t max (cm)	33	33	33	33
$S_t < S_t$ max	C V	C V	C V	C V

Tableau VI-8 Calcul de ferrailage de la dalle à l'ELU.

➤ **Espacement maximal :**

- **Et travée :** $S_t \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$
- **Sur appui :** $S_t \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

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

❖ **Vérification à l'ELS:**

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

On a: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left\{ \frac{f_e}{2}, 90\sqrt{n}f_{tj} \right\} = 164.97 MPa \dots \dots \dots$ Fissuration très préjudiciable.

• **Position de l'axe neutre :**

$$b \times y^2 + 30 \times A_s \times y - 30 \times d \times A_s = 0$$

• **Calcul du moment d'inertie de la section homogène(I) :**

$A'_s = 0 \rightarrow I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2. \dots \dots \dots$ **BAEL91**

• **Vérification des contraintes des armatures tendues :**

$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad ; \quad \sigma_{bc} = K \times y \quad ; \quad \sigma_{st} = 15 \times K (d-y)$

	sens (x-x)		sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_0 (KN.m)	88.98		60.51	
M_s (KN.m)	44.49	66.735	30.255	45.38
Y (cm)	10.27	10.27	10.27	10.27
I (cm ⁴)	266731.82	266731.82	266731.82	266731.82
K(N/mm ³)	0.017	0.025	0.011	0.017
σ_{bc} (MPa)	1.74	2.57	1.13	1.75
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{st} (MPa)	111.51	163.98	72.15	111.51
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164.97	164.97	164.97	164.97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Vérifier	vérifier	Vérifier	vérifier

Tableau VI-9 Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes dans l'acier sont vérifiées.

VI.9.2 Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 50 \text{ cm}$, le calcul de ferrailage sera pour une bande de largeur de 1 mètre avec : $h = 60 \text{ cm}$, $d = 54 \text{ cm}$.

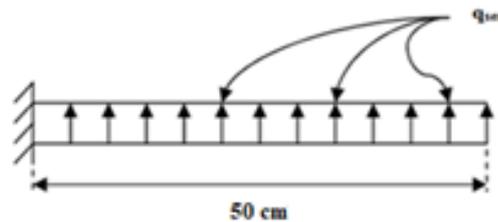


Figure VI-6 Présentation schématique du débord

La fissuration est très préjudiciable : $M_{\max} = \frac{q \cdot L^2}{2}$

❖ ELS:

- $q_{\text{ser}} = 125 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{\max} = \frac{q_{\text{ser}} \cdot l^2}{2} = 15.625 \text{ KN. m.}$
- $\sigma_{\text{st adm}} = 164.97 \text{ MPa}$ et $\sigma_{\text{bc adm}} = 15 \text{ Mpa.}$

Avec :

- $A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z_b \cdot \sigma_{\text{st adm}}}$
- $Z_b = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 43.63 \text{ cm}$
- $\alpha = \frac{15 \cdot \sigma_{\text{bc adm}}}{15 \cdot \sigma_{\text{bc adm}} + \sigma_{\text{st adm}}} = 0.576$
- $M_{\text{rb}} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \left[1 - \frac{\alpha}{3}\right] \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{\text{bc adm}} = 1017.85 \text{ KN. m}$

$\rightarrow M_{\text{ser}} < M_{\text{rb}}$: Section simplement armée.

Donc : $A_{\text{ser}} = 2.17 \text{ cm}^2$.

➤ Condition de non fragilité :

- $A_{s \text{ min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2$.
- $A_s = \max[A_{\text{ser}}; A_{s \text{ min}}] \rightarrow A_s = 6.52 \text{ cm}^2$.

On adopte : $4 \text{ T16} = 8.04 \text{ cm}^2$.

❖ L'armature de répartition :

- $A_{rx} = \frac{A_s}{4} = 1.63 \text{ cm}^2$.

- $A_{ry} = \frac{A_s}{4} = 1.63 \text{ cm}^2$.

Choix des bares : $4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$

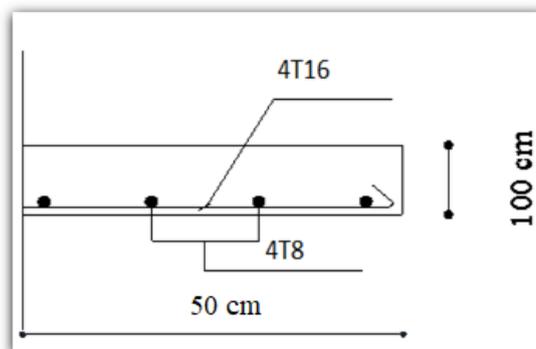


Figure VI.7 schéma de ferrailage débordement

VI.9.3 Calcul des nervures :

L'analyse se fera par un logiciel de calcul « **SAFE 16.0.1** » pour la détermination des moments en travée et sur appui des nervures.

➤ Présentation du logiciel **SAFE 16.0.1**:

SAFE est un logiciel adapté pour l'ingénierie des planchers et des systèmes de dalles de Fondation en béton. Les procédures de modélisation, d'analyse et de conception des dalles comportent une suite d'outils et d'applications sophistiqués, en couple avec la post-tension, l'effort tranchant et le découpage des poutres, et **intègrent l'influence des sols**, murs (rectilignes ou curviligne), et d'autres éléments inter faciaux. L'interopérabilité avec **SAP2000** et **ETABS** permet aux utilisateurs d'importer des modèles, le chargement et les champs de

déplacement dans **SAFE** pour une évaluation locale plus avancée des systèmes de dalle dans de plus grandes structures. SAFE fournit des avantages inégalés à l'ingénieur avec sa combinaison vraiment unique de puissance, des capacités complètes, et la facilité d'utilisation.

➤ **Démarches de modélisation de notre radier :**

Lors de modélisation de notre structure dans SAFE, on a suivi les étapes suivantes :

1. Depuis ETABS exporter la base de la structure avec le chargement.
2. Importer la base sur SAFE.
3. Définition du matériau.
4. Définition du radier et des nervures dans SAFE.
5. Modélisation du radier et des nervures.
6. Définition de la raideur moyenne du sol.
7. Analyse et exploitation des résultats.

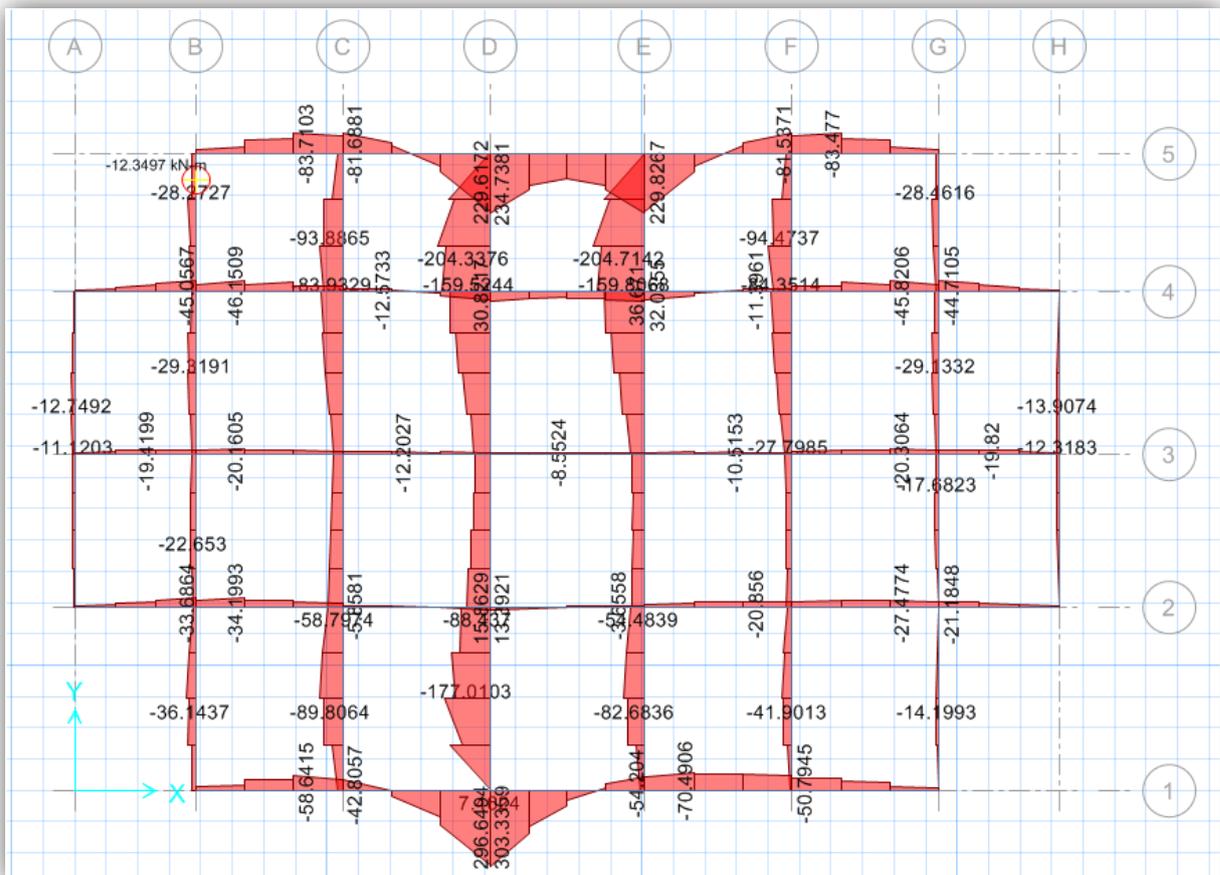


Figure VI.8 diagramme des moments dans les nervures d'après logiciel SAFE

a) Ferrailage longitudinal :

Pour le calcul on prend la nervure la plus sollicité : $L_x = 3.7 \text{ m}$ et $L_y = 4.4 \text{ m}$

$$(b * h) = (60 * 100) \text{ cm}^2.$$

❖ Ferrailage à l'ELU :

ELU	Sens (x-x) et sens (y-y)	
	Appuis	Travée
M_U (KN.m)	204.71	303.33
b (cm)	60	60
h (cm)	100	100
d (cm)	96	96
F_{su} (Mpa)	348	348
F_{bu} (Mpa)	14.2	14.2
μ_u	0.026	0.038
α	0.033	0.049
Z (cm)	94.73	94.11
A_s (cm ²)	6.2	9.26
$A_s \text{ min}$ (cm ²)	6.95	6.95
Chois des barres	4HA16	6HA16
A_s adopté (cm ²)	8.04	12.06

Tableau VI-10 ferrailage des nervures de radier dans les deux sens à l'ELU

❖ Vérification les contraintes à ELS :

ELS	sens (x-x) et sens (y-y)	
	Appuis	Travée
M_s (KN.m)	103.24	221.72
Y (cm)	17.73	21.23
I (cm ⁴)	850288.40	1202703.71
K (N/mm ³)	0.0121	0.0184
σ_{bc} (MPa)	2.2	3.91
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15
σ_{st} (MPa)	142.06	206.36
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	164.97	164.97
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	vérifier	Non vérifier

Tableau VI-11 Vérification les constraints à l'ELS

❖ Calcul des armatures à l'ELS :

Le calcul à l'ELS sera comme suite :

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} \quad , \quad A_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

• Vérification de la contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}$$

Sens(x-x) et sens(y-y)	
ELS	Travée
M_{ser} (KN.m)	221.72
μ_s	0.0024
β_s	0.9188
A_s (cm ²)	15.23
Chois des barres	4T20+4T14
A_s adopté (cm ²)	18.73
K	46.61
σ_{bc} (MPa)	3.54
$\sigma_{bc} < 15$ Mpa	CV

Tableau VI-12 ferrailage des nervures de radier à l'ELS

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

On doit vérifier que : T=158.31 KN

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$. Fissuration très préjudiciable.
- $\tau_u = \frac{158.31 \cdot 10^3}{600 \cdot 960} = 0.27 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (CV)}$

❖ **Les armatures de peau :**

- Les armatures de peau calculer par :

$$A_p = 0.1\% b \times h = \frac{0.1 \times 60 \times 100}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte au milieu de la section de nervure **6HA12**

❖ **Les armatures transversales :**

- **Espacement :**

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right).$$

$$S_t \leq \min(25; 24) = 24 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ **Diamètre des armatures transversal :**

a) **C.B.A :**

- $\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4.$
- $A_t = \frac{0,4 * 60 * 10}{400} = 0.60 \text{ cm}^2.$

b) **RPA :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

- $A_t = 0,003 * S_t * b$
- $A_t = 0,003 * 10 * 60 = 1.8 \text{ cm}^2.$

Donc on adopte 4 cadres de $\phi 8$.

Donc on choisit :

- Dans les zones courantes : $S_t = 15 \text{ cm}$
- Dans les zones nodales : $S_t = 10 \text{ cm}$

Schéma de ferrailage :

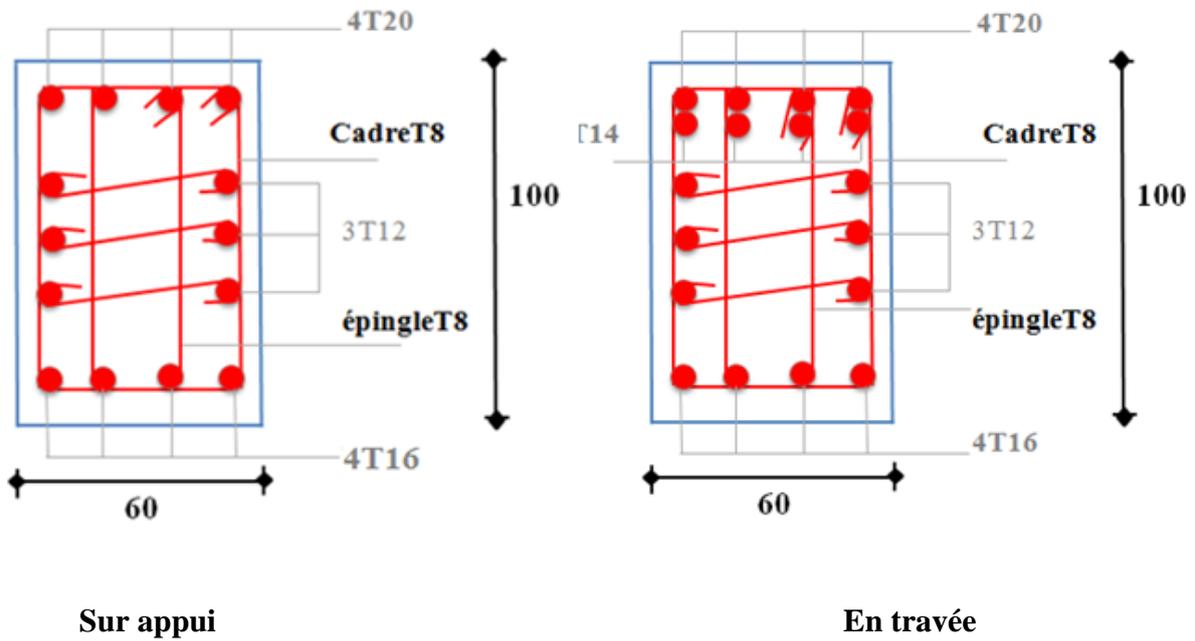


Figure VI-9 Ferrailage des nervures

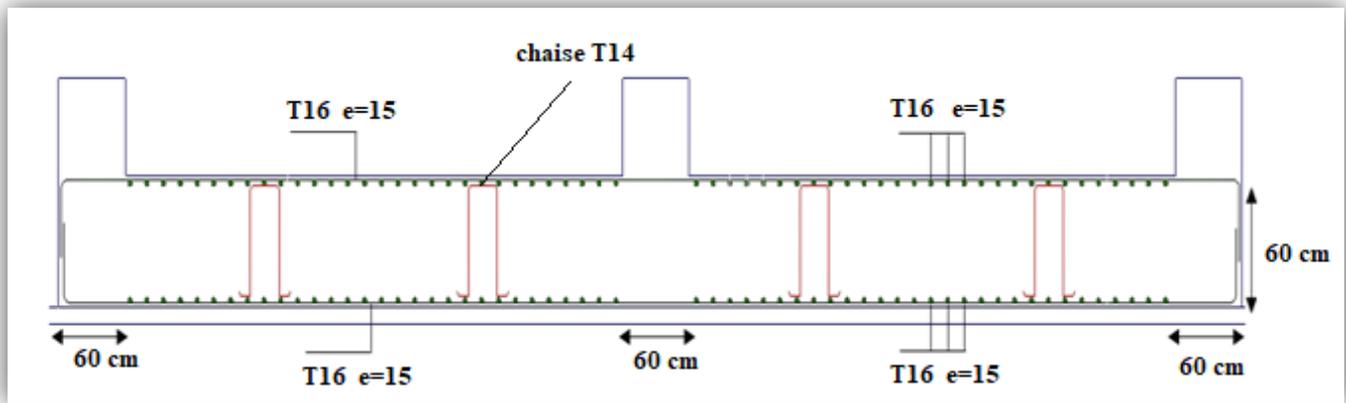


Figure VI-10 Ferrailage de radier

VI.10 Calcul des éléments de soutènement

VI.10.1 Introduction :

Le voile périphérique a pour but d'accroître la rigidité de la base et de service d'obstacle à la circulation des eaux dans l'infrastructure, il est recommandé par **RPA99VERSION 2003**.

Pour les ossatures au-dessous du niveau de base le RPA 99 VERSION 2003 exige pour les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur supérieure et égale $\geq 15 \text{ cm}$.
- Les armatures sont constituées à 0.10% dans les deux sens.

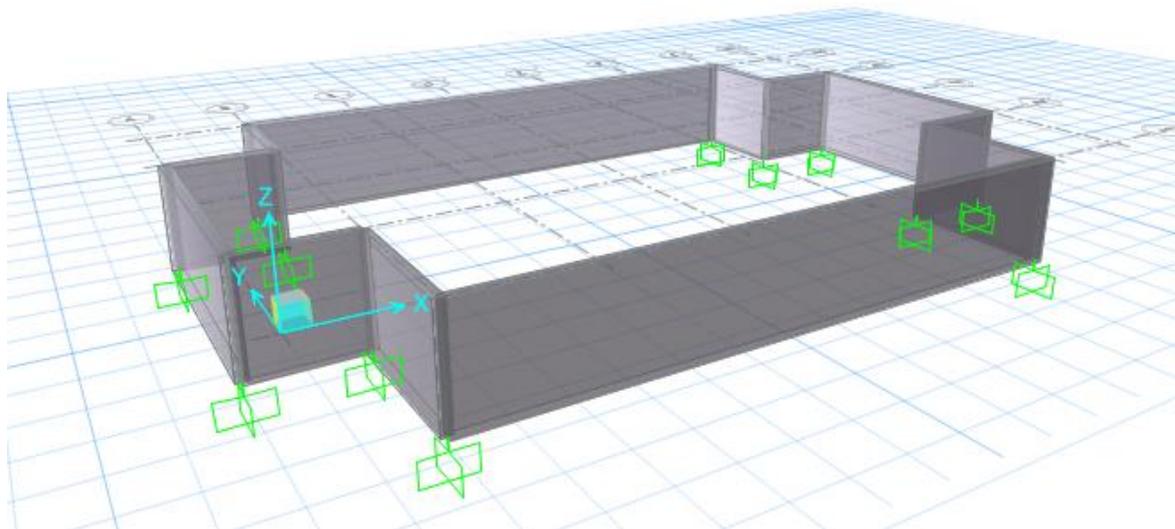


Figure VI.11 Position des voiles périphériques

VI.10.2 Dimensionnement du voile :

- Épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur : $H = 2.88 \text{ m}$.

VI.10.3 Calcul de la poussée de terre :

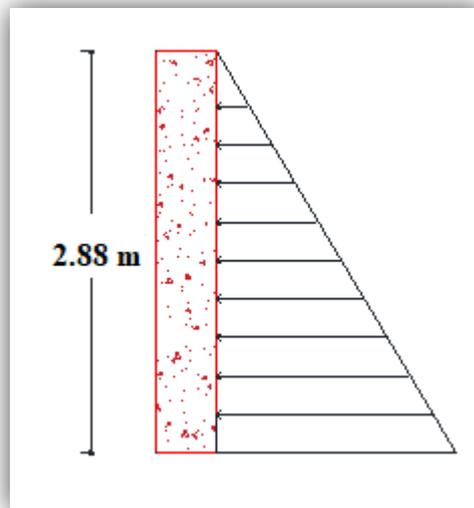
$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h - 2 \times C \times \sqrt{K_a}$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

Avec :

- γ : Poids volumique du remblai, ($\gamma = 18,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$).
- σ_h : contrainte horizontale.
- h : Hauteur entre nus du mur voile $0 \leq h \leq 2.88$ m.
- C : Cohésion du sol (Sol non cohérent) $C = 0$.
- φ : Angle de frottement ($\varphi = 30^\circ$).
- K_a : Coefficient de poussée de terre.

$$\sigma_h(h) = K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.33 \times 18.5 \times 2.88 = 17.58 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$



VI.10.4 Calcul de la poussée due aux surcharges :

$$\sigma_q = K_a \times q$$

Avec : q_u : Contrainte éventuelle d'exploitation. $q = 10$ KPa

$$\sigma_q = 3.33 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

- **ELU :**

$$\sigma_u = 1,35 \sigma_h(h) + 1,5 \sigma_q$$

Pour $h = 0 \longrightarrow \sigma_{\min}(0) = 4,99 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Pour $h = 2.88\text{m} \longrightarrow \sigma_{\max}(2.88) = 28.73 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 22.795 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

• **ELS:**

$$\sigma_{ser} = \sigma_h(h) + \sigma_q$$

Pour $h = 0 \longrightarrow \sigma_{min}(0) = 3.33 \frac{KN}{m^2}$

Pour $h = 2.88 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{max}(2.88) = 20.91 \frac{KN}{m^2}$

Contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 16.51$

La charge uniformément répartie appliquée sur les voiles par mètre linéaire est :

$$P_u = 22.795 \frac{KN}{m} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 16.51 \frac{KN}{m}$$

➤ **Méthode de calcul :**

Les murs sont calculés comme une dalle plane supposé uniformément chargée par la Poussé de terre.

Le panneau à étudier est de dimension $(4.4 * 2.88) m^2$, et d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

Calcul le rapport $\frac{L_x}{L_y}$:

• $\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.88}{4.4} = 0.65 \text{ m} > 0.4$

Donc La dalle travaille dans les deux sens.

➤ **À l'ELU :**

• $\mu_x = 0,0975$

• $\mu_y = 0,36$.

➤ **Calcul des sollicitations :**

• $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$. Bonde // a l_x .

• $M_{0y} = \mu_y * M_x$. Bonde // a l_y .

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	$q_u(KN)$	μ_x	μ_y	$M_{0x} (KN.m)$	$M_{0y} (KN.m)$
4.4*2.88	2.88	4.4	0.65	22.795	0.0975	0.36	18.43	6.63

Tableau VI-13 Les sollicitations à l'ELU

VI.10.5 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé pour reprendre la pousse des terres et une surcharge de $10 \frac{KN}{m}$ répartie sur le sol avoisinant et les charges horizontales et verticales.

On devra disposer le ferrailage suivant :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

➤ Calcul des sections d'armatures :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50.M_x$; $M_{ay} = 0,50.M_y$).

ELU	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_U (KN, m)	9.21	13.82	3.31	4.97
b (m)	1	1	1	1
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
F_{su} (Mpa)	348	348	348	348
F_{bu} (Mpa)	14.2	14.2	14.2	14.2
μ	0.02	0.03	0.007	0.011
Z (cm)	17.78	17.67	17.92	17.88
A_s (cm ²)	1.49	2.25	0.53	0.79
$A_{s \min}$ (cm ²)	2.17	2.17	2.17	2.17
Choix des barres	5T10	5T10	5T10	5T10
$A_{s \text{ adop}}$ (cm ²)	3,93	3,93	3,93	3,93

Tableau VI-14 Calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELU

➤ **Ferraillage minimal :**

Condition de non fragilité : selon BAEL :

Pour Fe E400 :

- selon L_y : $A_{sy \min} = 8 \times h_0$ selon L_x : $A_{sx \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_{sy \min}$

Selon le RPA :

- $A_{RPA} = 0,1\% b * h.$

➤ **À ELS :**

- $\mu_x = 0,0975$
- $\mu_y = 0,36$

➤ **Calcul des sollicitations :**

- $M_{0x} = \mu_x * q * L_x^2$. Bonde // a l_x .
- $M_{0y} = \mu_y * M_x$. Bonde // a l_y .
-

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	α	$q_s(KN)$	μ_x	μ_y	$M_{0x} (KN. m)$	$M_{0y} (KN. m)$
4.4*2.88	2.88	4.4	0.65	16.51	0.0975	0.36	13.35	4.81

Tableau VI-15 Les sollicitations à l'ELS

➤ **Calcul des sections d'armatures :**

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75. M_x$; $M_{ty} = 0,75. M_y$).
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,50. M_x$; $M_{ay} = 0,50. M_y$).

➤ Vérification à l'ELS :

ELS	Sens (x-x)		Sens (y-y)	
	Appuis	Travée	Appuis	Travée
M_{ser} (KN, m)	6.67	10.01	2.4	3.61
h (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
d (m)	0,18	0,18	0,18	0,18
y (cm)	4,05	4,05	4,05	4,05
I (cm ⁴)	13686.14	13686.14	13686.14	13686.14
K (N/mm ³)	0,048	0,073	0.017	0.026
$\sigma_{st adm}$ (MPa)	164,97	164,97	164,97	164,97
$\sigma_{bc adm}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_{bc} (MPa)	1.97	2.96	0.71	1.07
σ_{st} (MPa)	101.98	153.04	36.69	55.19
$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$	CV	CV	CV	CV
$\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm}$	CV	CV	CV	CV

Tableau VI-16 Vérification à l'ELS

➤ Distributions constructives :

L'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

- $S_t = \min[1.5e; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$.

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

L'espacement à l'extrémité est $\frac{S_t}{2}$ le long d'une longueur égale à $\frac{1}{10}$.

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$, en zone nodale.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- $40\phi = 50 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

- $20\phi = 25 \text{ cm}$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

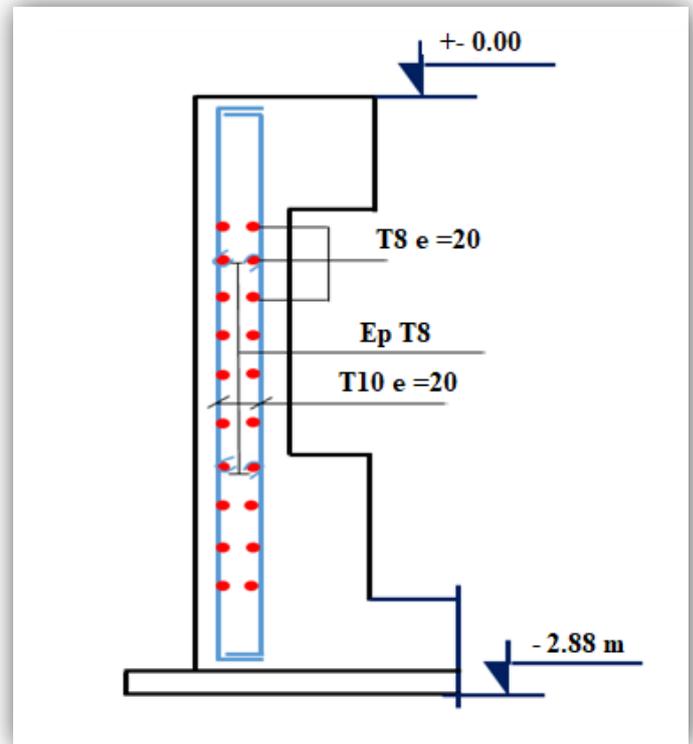
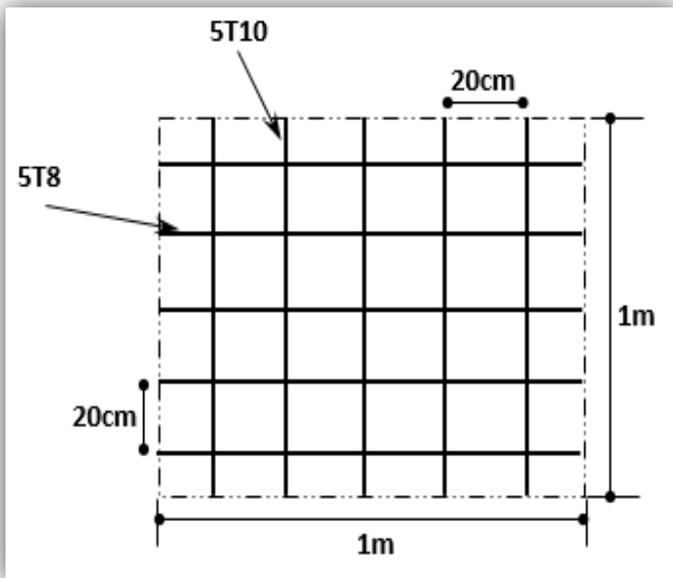


Figure VI.12 Ferrailage de voile périphérique

Conclusion générale

L'étude effectuée dans ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques étudiées pendant notre formation universitaire, et de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures. Lors de cette étude nous avons utilisé les hypothèses suivant des règlements tels que – RPA, CBA, BAEL –, après un calcul fastidieux pendant ce semestre, en essayant d'avoir un résultat acceptable, on dispose dans le complet :

- Un pré-dimensionnement bien fait de convenir les hypothèses et de savoir que ce sont des dimensions fiables, ensuite le ferrailage des éléments secondaires et de contreventements qui nous a accompli les reconnaissances théoriques et en pratique.
- cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure par des logiciels « ETABS, SOCOTEC ». Alors que les résultats de l'étude dynamiques montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts sismiques. Ce qui justifier les exigences données par RPA99 révisé en 2003. La disposition de ces voiles permet de limiter la torsion engendrer par l'effort de séisme dans la structure et donc assurer la stabilité de l'ouvrage.

D'après l'étude qu'on a faite, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, on espère atteindre nos objectifs et nous exploiterons ces connaissances pratiquement dans la vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Règlement :

- Règles parasismiques algériennes **RPA99/VERSION 2003**.
- Document technique réglementaire des charges permanentes et charges d'exploitation, **DTR**
- Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, **C.B.A.93**.
- Béton armé aux états limites **BAEL91**.

Livre :

- Pratique du **BAEL93**.....**IEAN PERCHAT et JEAN DROUX**.
- CBA.....**Règles de conception et de calcul Des structures en béton armé**.
- Structure en Béton Armé.....**PATRICK PAULTRE**

Cours :

- Béton armé.
- Mécanique des sols.
- Résistances des matériaux.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiments.
- Matériaux de construction.

Thèses fin d'étude :

- Mémoires de fin d'études, université de Jijel.

Logiciels :

- SAFE 16.0.1.
- ETABS 9.7.0.
- AUTOCAD 2014.
- SOCOTEC.
- WORD 2007.
- EXCEL 2007.

ANNEXE 1

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

ANNEXE 2

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	μ_x	μ_y	M_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

