



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET

FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Réalisé par :

KHARROUBI NACERA

GUELTA IKRAM

Sujet du mémoire

Étude d'un bâtiment en béton armé (R+8) à usage multiple

Implanté à Tiaret

Soutenu publiquement le 24/06/2025 Devant le jury composé de :

Mr.A. BENYAMINA	Président
Mr.I. KLOUCHE D.	Encadrant
Mr. M. MIMOUNI	Examineur
Mr. G. ABADA	Examineur
Mme. L. KHARROUBI	Examineur

Promotion: 2025



Remerciement

*En premier lieu, On remercie **ALLAH** le tout-puissant, qui nous accordé la force, laPatience et la persévérance nécessaire pour mener à bien ce travail.*

*Nous adressons nos sincères remerciement a notre encadrant **Mr. Kfouche D.I.** pour son accompagnement, ses conseils et sa disponibilité tout au long de ce projet.*

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous Ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

Nous tenons également à remercier l'ensemble des enseignants du génie civil pour la qualité de leur engagement au cours de notre parcours universitaire.

Enfin, nous remercions nos familles et nos proches pour leur soutien moral et leur encouragement constant, qui ont été une source essentielle de motivation et de force durant notre parcours.

Nacéra et Ikram



إهداء

الى من كان دعاؤها سر توفيقى، الى التي كانت دوما الحافر و الدافع ، الى غاليتي امي حفظك الله ورعاك

الى امي الثانية الى حبيبة روجي الى التي اختارها الله الى جواره قبل أن ترى يوم تخرجي ها انا اليوم اكتب
اهداء تخرجي بدموع الشوق اليك رحمك الله يا حبيبتي

إليك يا سندي وفخري، يا من تحمل عناء الدنيا ومشقتها ليراني بأفضل مقام، إلى والدي العزيز أمد الله في عمرك وألبسك
ثوب الصحة والعافية

الى توأم روجي اسامة الاخ الصادق الصدوق حفظك الله ورعاك

الى اخوتي ايناس سجود ندى نعيمة خديجة ونور الهدى

الى صديقتي أمينة، التي كانت خير رفيق وخير معين

إلى زميلتي "نصيرة خروبي"، شريكتي فياعداد هاته المذكرة، أشكرك على تعاونك وروحك الطيبة

التي جعلت من هذه التجربة مميزة ومثمرة

وإلى شخص خاص، إلى ذلك الذي حضر بصمت ، الى الذي كان للحظة، وسيظل للأبد

لكم جميعًا أرفع و أسمى آيات الامتنان والتقدير

Ikram guelta

إهداء

الحمد لله أولاً وآخراً، كما ينبغي لجلال وجهه وعظيم سلطانه،
فبفضله وكرمه تمت هذه الخطوة في مسيرتي
إلى أُمي الحبيبة، نبع الحنان، ورفيقة السهر والدعاء
إلى والدي العزيز، قدوتي وسندي
إلى إخوتي وأخواتي، الذين كانوا دائماً خلفي بدعمهم ومحبتهم،
إلى عائلتي الكريمة "عائلة خروبي"، التي أفخر بالانتماء إليها،
إلى زميلتي "قلّنة اكرام"، شريكتي في اعداد هاته المذكرة، أشكرك على تعاونك وروحك الطيبة
إلى كل من شجعني من قريب أو بعيد على إنهاء هذا العمل
إلى أساتذتي وكل من كان له فضل في تعليمي وتوجيهي
وإلى زملائي الأعضاء في دفعة السنة الثانية ماستر هندسة مدنية،
أهدي هذا العمل المتواضع، عربون شكر وامتنان،
راجية من الله أن يجعل فيه النفع، ويكتب لي ولمن أحب كل توفيق ونجاح.

Nacéra Kharroubi

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez-de-chaussée plus (08) étages, implanté à la wilaya de –TIARET –. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère, ascenseur, et dalle pleine). L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique). En fin, l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, fondation, ...) sera calculée dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

المخلص

يُقدّم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى مكوّن من طابق أرضي زائد ثمانية (08) طوابق، مخصّص للاستعمال السكني والتجاري،

النسخة RPA99 حسب كود الزلازل الجزائري (II) تُصنّف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية. ويقع على مستوى ولاية تيارت

.2003

الجزء الاول يتناول الوصف العام للمشروع مع تقديم خصائص المواد المستعملة، ثم التحديد الأولي لأبعاد العناصر الإنشائية، وأخيرًا

حساب الأحمال النازلة

الجزء الثاني. (يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية مثل السلالم، الأكوّرت، المصعد، والسطح المصمت (الدالّة الممتلئة

الجزء الثالث، من أجل تحديد مختلف التأثيرات الناتجة عن ETABS يتناول الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج

(التحميلات (الأحمال الدائمة، أحمال الاستغلال، والأحمال الزلزالية

الجزء الرابع والاخير يتضمن الحساب التفصيلي للعناصر المقاومة في الهيكل، مثل الأعمدة، الكمرات، الجدران الحاملة

(الستائر)، الأساسات، وغيرها

Abstract

This project presents a detailed study of a building residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (08) floors, located in wilaya of TIARET.

This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003. Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts: The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load. The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab). The dynamic study of the structure was begun in the third part software ETABS to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading). At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and foundation) will be calculated in the last part.

Keywords: Building. Reinforced concrete ETABS, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99.

NOTATIONS ET SYMBOLES

G : Action permanente	Cp : Facteur de force horizontal
Q : Action d'exploitation	Br : Section réduite
E : Action accidentelle	M : Moment fléchissant
$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte admissible du béton	T : Effort tranchant
$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte admissible d'acier	N : Effort normal
τ_u : Contrainte ultime de cisaillement	A : Coefficient d'accélération de zone
σ_{bc} : Contrainte du béton	D : Facteur d'amplification dynamique
σ_{st} : Contrainte d'acier	R : Coefficient de comportement global de la structure
τ_u : Contrainte de cisaillement	Q : Facteur de qualité
fbc : Contrainte de calcul	W : Poids total de la structure
fcj : Résistance à la compression	V : Force sismique total
ftj : Résistance à la traction	Wi : Poids sismique au niveau « i »
fc28 : Résistance caractéristique a 28 jours	CT : Coefficient de période
Ast : Section d'armature	B : Coefficient de pondération
Ar : Armature de répartition	E.L.S : Etat limite de Service,
γ_b : Coefficient de sécurité béton	E.L.U : Etat limite Ultime,
γ_s : Coefficient de sécurité d'acier	N_{Ser} : Effort Normal De Service
θ : Coefficient d'application	N_u : Effort Normal Ultime,
η : Facteur de correction d'amortissement	P_{Ser} : Charge Concentrée Appliquée A
Ix,Iy : Moment d'inertie	L'E.L.S,
ix,iy : Rayon de giration	P_u : Charge Concentrée Appliquée A
mu : Moment ultime réduit	L'E.L.U,
α : Position relative de la fibre neutre	V_u : Effort Tranchant A L'E.L.U.
z : Bras de levier	M_u : Moment Fléchissant A L'E.L.U.
d : Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures	M_{Ser} : Moment Fléchissant A L'E.L.S.
d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre	

Cte : Valeur constance,

A_s : Section D'aciers,

A_s' : Section D'aciers Comprimés,

A_{max} , **A_{min}** : Section D'acier Maximale Et Minimale,

e₀ : Excentricité,

S_t : Espacement des armatures transversales,

ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,

ε_s : Allongement relatif des aciers tendus,

ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé

φ : Diamètre d'une barre,

φ_l : Diamètre d'une barre longitudinale

φ_t : Diamètre d'une barre transversale,

E_s : Module D'élastici

LISTE DES FIGEURES

Chapitre I : Généralités et hypothèses de calcul

Figure I.1 : Situation géométrique de notre ouvrage	5
Figure I.2 : Vue en plan du rez-de-chaussée	6
Figure I.3 : Vue en plan étage courant.....	7
Figure I.4 : façade principale	8
Figure I.5 : façade postérieure	8
Figure I.6 : Diagramme parabole – rectangle	12
Figure I.7 : Diagramme rectangulaire	13
Figure I.8 : Diagramme de déformation – contraintes	15
Figure I .9 : Diagramme des déformations limitées de la section.Règles des trois pivots .	17

CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux	20
Figure II.2 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.....	24
Figure II.3 : schéma du voile	27

CHAPITRE III: Calcul des planchers

Figure. III.1 : Plancher à corps creux.....	30
Figure. III.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire).....	31
Figure III .3 .Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (1).....	32
Figure : III .4 .Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (2)	32
Figure .III .5 .Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (3).....	33
Figure. III.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants	37
Figure III.7 : Coupe transversale de poutrelle	38
Figure. III.8 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	42
Figure. III.9 : Schéma de la bielle d'about	44

Figure. III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants.....	48
Figure. III.11 : Diagramme des moments et efforts tranchants pour poutre à deux travées	51
Figure. III.12 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse.....	54
Figure III.13 Diagrammes des moments et l'effort tranchant	56
Figure III.14 Diagrammes des moments et l'effort tranchant	56
Figure III.15 Diagrammes des moments et l'effort tranchant	57
Figure III.16 Diagrammes des moments et l'effort tranchant	58
Figure III.17 : Condition de non fragilité (section en T _é).....	59
FigureIII.18 .Ferrailage des poutrelles des RDC.....	65

CHAPITRE IV: Eléments non structuraux

Figure IV.1 : Acrotère en béton armé.....	68
Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère.....	71
Figure IV.3 : schéma statique de balcon	72
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)	75
Figure IV.5 .Coupe verticale de l'escalier	76
Figure IV.7 . Schéma statique d'une volée + palier.....	79
FigureIV.8 . Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants de l'escalier	80
Figure IV.9 : Ferrailage de l'escalier.....	83
Figure IV.10 .Schéma de la poutre palière	83
Figure IV.11 . Schéma statique de la poutre palière	84
Figure IV.12 . Ferrailage de la poutre palière	86
Figure IV.13 . Schéma d'un ascenseur	87
Figure IV.14 .Vue en plan de l'ascenseur	88
Figure IV.15 . Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	91
Figure IV.16 . Les moments appliqués à la dalle	93
Figure IV.17 : Armatures inférieures (en travée)	101
Figure IV.18 : Armatures supérieures (sur appuis)	101

CHAPITRE V: L'étude sismique du bâtiment

Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel ETABS.....	103
Figure V.2: Diagramme de Spectre de réponse.....	105
Figure V.3 : Vue en 3D Mixte porticus / voiles	107
Figure V.3: Disposition des voiles de contreventement.....	110

CHAPITRE VI: Ferrailage des portiques

Figure VI.2: La zone nodale.....	134
---	-----

CHAPITRE VII: Calcul des voiles

Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (e = 20 cm).....	142
Figure VII.2 : Disposition du ferrailage dans les voiles (e = 20 cm).....	143
Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles (e = 15 cm).....	145
Figure VII.4 : Disposition du ferrailage dans les voiles (e = 15 cm)	145

CHAPITRE VIII: Etude de l'infrastructure

Figure VIII-1 : Types des fondations superficielles.....	149
Figure VIII.2 : vue en plan des poteaux et voiles.....	149
Figure VIII.3: Schémas d'une semelle filante sous mur voile	151
Figure VIII.4: Schéma d'une semelle filante sous poteaux.....	156
Figure VIII.5: Exemple de chargement de la semelle.....	158
Figure VIII.7. Ferrailage de semelle continue sous murs voiles	160
Figure VIII.8. Ferrailage de semelle continue sous poteaux	160
Figure VIII.9. Ferrailage de semelle isolé	163
Figure VIII.10. Ferrailage de longrine	165

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralités et hypothèses de calcul

Tableau I.1: Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	11
Tableau I .2 : les caractéristiques du béton	14
Tableau I .3: les caractéristiques d'acier	16
Tableau I.4: Les déformations limitent du pivot	17

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Tableau II.1: Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher terrasse inaccessible	20
Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher EC	21
Tableau II.3 : Charge permanente des Murs extérieur	21
Tableau II.4 : La loi de dégression	22
Tableau. II.5: Choix des sections des poteaux	27
Tableau II.6. Des dimensions des différents éléments porteurs	

Chapitre III : Calcul des planchers

Tableau. III.1 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus (M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant ELU	37
Tableau. III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m) Plancher étage courant ELS	38
Tableau. III.3 : Tableau des résultats obtenus pour 2 travée(T en KN).....	50
Tableau. III.4: Tableau des résultats obtenus pour 5 travée(T en KN).....	52
Tableau. III.5. Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m et T en KN) Plancher terrasse	52
Tableau. III.6: Tableau Récapitulatif des Résultats Obtenus (Plancher RDC)	58

Chapitre IV :Éléments non structuraux

Tableau IV.1. Détail Ferrailage dubalcon	73
Tableau IV.2. Charges est surcharges de paillasse	78
Tableau IV.3. Charges est surcharges de palier.....	78
Tableau : IV.4. Evaluation des moments et efforts tranchants	79
Tableau IV.5. Ferrailagede la poutre palière.....	84
Tableau IV.6. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U) (E.L.S)....	92

Chapitre V : L'étude sismique du bâtiment

Tableau V-1: Coefficient d'accélération de zone « A »	105
Tableau V-2 : Pourcentage d'amortissement critique	106
Tableau V-3 : Valeurs de T1 et T2	106
Tableau V-4 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité.....	106
Tableau V.5: Coefficient de pondération.....	109
Tableau V.6 : l'effort tranchant à la base.....	111
Tableau V.7 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (Mixte portique / voiles aves interaction).....	111
Tableau V.8 : trois premiers modes	112
Tableau V.9 : Vérification de période	112
Tableau V.10 : trois premiers modes.....	113
Tableau V.11: Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens(X et Y)....	114

Tableau V.12 : l'effet P-Δaux différents niveaux dans les deux sens :(X et Y)	115
--	-----

Tableau V.13 : calcul de l'excentricité	116
--	-----

Chapitre VI:Ferrailage des portiques

Tableau VI .1. Section minimal et maximal des poutres principales et secondaires.....	119
--	-----

TableauVI.2: Ferrailage et coffrage poutre principale (30×45) cm ²	124
--	-----

Tableau VI.3: Ferrailage et coffrage poutre secondaire (30×40) cm ²	125
---	-----

Tableau VI.4 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales	126
Tableau VI.5 : Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires	127
Tableau VI.6: Armatures minimales pour les poteaux rectangulaires	128
Tableau VI.7 : Armatures minimales pour les poteaux circulaires	128
Tableau VI.8: Sollicitations du premier genre du poteaux rectangulaires.....	129
Tableau VI.9: Sollicitations du deuxième genre des poteaux rectangulaires	129
Tableau VI.10: Sollicitations du premier genre du poteau circulaire	130
Tableau VI.11: Sollicitations du deuxième genre des poteaux circulaires	130
Tableau VI.12 : Ferrailage des poteaux rectangulaires.....	132
Tableau VI.13 : Ferrailage des poteaux circulaires.....	132
Tableau VI.14: Ferrailage des sections des poteaux	135

Chapitre VII : Calcul des voiles

Tableau VII.1: Analyse du voile RDC type 1 (3.7m)	139
Tableau VII.2: Analyse du voile type 2 RDC (1.5 m.....	141
Tableau VII.3: ferrailage du voile RDC	141
Tableau VII.4: Analyse du voile type 3 étages courants (3.7 m)	143
Tableau VII.5: ferrailage du voile étage courante.....	143
Tableau VII.6: Analyse du voile type 4	144
Tableau VII.7: ferrailage du voile	144

Chapitre VIII :Étude de l'infrastructure

Tableau VIII.7.1: les sollicitations des poteaux et des voiles appliquées sur les semelles sous mur voile.....	150
Tableau VIII.7.2: le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous murs voil..	154
Tableau VIII.7.3: ferrailage des semelles continues sous murs voiles.....	154
Tableau VIII.7.4: ferrailage de la poutre de libage.....	155
Tableau VIII.7.5: les sollicitations appliquées sur les semelles sous poteaux.....	156

Tableau VIII.7.6: le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous poteaux	159
Tableau VIII.7. Ferraillage des semelles continues sous poteaux.....	159
Tableau VIII.8: ferraillage de la poutre de libage.....	159
Conclusion généralE	167
Références bibliographiques	169

Sommaire

Introduction Générale :	2
Objectif du projet	2
Organisation du projet :	3
Chapitre I :	4
Généralités et hypothèses de calcul	4
Présentation de l'ouvrage	5
Situation géométrique de notre ouvrage :	5
Caractéristiques géométriques de bâtiment :	5
Notre bâtiment construire d'urez-de chausse et 8 étages	5
I.1.2 Ossature et système constructif pris :	8
I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol : selon le rapport géotechnique,	9
I.1.4. Caractéristiques mécanique des matériaux:	9
I.2.1.1 Résistance mécanique :	10
I.2.1.2. Déformation et contraintes de calcul :	11
I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:	13
I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :	13
I.2.1.5 Module de déformation transversale :	14
I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :	15
I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :	15
<i>f_e</i> : Limite d'élasticité des aciers	16
I.3 Hypothèse de calcul:	16
I.3.1.1 Hypothèses de calcul:	16
I.3.1.2 Règles des trois pivots :	17
I.3.2 E.L.S. :	17
I.3.2.1 Hypothèses de calcul :	17
I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	18
II.1. Pré dimensionnement des planchers :	20
II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :	20
II.1.2. Descente de charge:	20
Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :	22
Dégression des Surcharges d'exploitation :	22

II.2. Prédimensionnement des poutres :	22
II.3.Prédimensionnement des poteaux:	23
Rectangulaire :	23
II.3.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :	24
II.3.2. Détermination de la section du poteau (a×b) :	25
Circulaires :	26
Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale) :	27
II.4. Prédimensionnement des voiles de contreventement :	27
Chapitre III :	29
Calcul des planchers	29
III.1. Introduction :	30
III.2. Planches à corps creux:	30
III.2.1. Dimensionnement des poutrelles :	30
III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :	31
III.2.3 Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants et plancher terrasse :	33
Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivante :	36
5. Calcul du ferrailage des poutrelles :	39
□ Vérification des contraintes à I.E.L.S.....	40
Compression de la bielle d'about:	44
Entraînement des armatures:	44
Ancrage des armatures tendues :	45
Vérification de la flèche:	45
Méthode de logiciel RDM 6 :	55
Chapitre IV :	66
Éléments non structuraux	66
IV.1. Acrotère :	67
Introduction :	67
IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :	67
Figure IV.1: Acrotère en béton armé	68
IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :	68

IV.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U) :	68
IV.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :	69
IV.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	69
IV.1.4. Vérification des contraintes (E.L.S) :	69
IV.1.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :	70
IV.1.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :	70
IV.1.4.3. Contrainte de cisaillement :	70
IV.1.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :	70
IV.2. Balcons :	71
IV.2.1. Balcon étages courants :	71
IV.2.1.1. Les charges et les sollicitations :	72
IV.2.1.2. Ferrailage :	73
IV.2.1.3. Vérifications :	74
IV.3. Escaliers :	75
Introduction :	75
IV.3.1. Dimensions de l'escalier :	76
IV.3.2. Etude du l' escalier:	77
IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :	78
IV.3.4. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U. :	79
IV.3.5. Ferrailage (E.L.U) :	80
IV.3.6. Vérifications :	81
IV.3.6.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S. :	82
IV.3.6.4. Vérification de la flèche :	83
IV.3.8. Etude de la poutre palière :	83
Introduction :	83
V.3.8.1. Dimensionnement :	83
Calcul des sollicitations à E.L.U :	84
Le Ferrailage :	84
Vérifications :	85
Condition de non fragilité :	85

Calcul Armatures transversales(A_t) :	86
IV.4. L'ascenseur :	87
Introduction :	87
IV.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :	88
Descente des charges :	89
IV.4.2 Calcul de la charge total q_u :	90
Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	92
IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle :	94
Nécessité de disposer des armatures transversales :	96
IV.4.6. Les vérifications à L'E.L.S. :	97
IV.4.9 Voile de la cage d'ascenseur :	101
Chapitre V :	103
L'étude sismique du bâtiment	103
V.1. Introduction :	104
V.2 Présentation du logiciel ETABS :	104
V.3 Méthode de calcul :	105
V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :	105
V.4.1 Principe de la méthode :	105
Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :	108
V.6. Les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003 :	109
Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :	109
Coefficient de correction d'amortissement η :	109
Calcul de l'effort tranchant	111
Vérification de participation massique :	112
V.6.1.2 Vérification de comportement des trois premiers modes :	113
V.6.1.3. Vérification des déplacements inter étages :	115
V.4.1.4 Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	116
V.6.1.5. Vérification l'excentricité accidentelle	117
Conclusion :	117
Chapitre VI:	118

Ferraillage des portiques	118
VI.1. Introduction :	119
VI.1.1. Les combinaisons de calcul :	119
VI.2. Ferraillage des poutres :	119
VI.2.1. Méthode de calcul :	119
VI.2.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :	120
VI.2.3. Exemple de calcul:	121
VI.2.3.1. Ferraillage d'une poutre :.....	121
Verification a ELS.....	121
VI.2.3.2. Vérification du ferraillage de la poutre :	122
Poutre principale (30×45) cm ² :	126
Poutre secondaire (30×40) cm ² :	127
VI.3. Ferraillage des poteaux :	128
VI.3.1. Exemple de calcul :	130
VI.3.1.1. Les sollicitations défavorables :	130
VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :	131
Tableau VI.5 : Ferraillage des poteaux rectangulaires.....	132
Tableau VI.6 : Ferraillage des poteaux circulaires.....	133
VI.3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement :	133
VI.3.1.4. Calcul des armatures transversales :.....	133
Dessin de ferrailages des sections des poteaux carré et circulaire :.....	135

Chapitre VII :

.....13

7

Calcul des voiles

.....13

7

VII.1. Introduction :

.....13

8

VII.2. Le système de contreventement :	138
Procédés de calcul :	138
VII.3 Le principe de calcul :	139
3.2. Armatures verticales :	140
3.3. Armatures horizontales :	140
3.4. Armatures transversales :	140
VII.4. Ferrailage des voiles de 20 cm d'épaisseur :	140
a. Détermination des contraintes :	141
Calculer la contrainte moyenne σ_m :	141
Type2: RDC	142
VII.4.1. Disposition des armatures :	142
VII.4.1.1. Armatures verticales :	142
VII.4.1.2. Armatures horizontales :	143
VII.4.1.3. Armatures transversales:	143
VII.5. Ferrailage des voiles de 15 cm d'épaisseur :	144
Type 4 : étage courant	145
VII.5.1. Disposition des armatures :	145
VII.5.1.1. Armatures verticales :	145
VII.5.1.2. Armatures horizontales :	146
VII.5.2.3 Armatures transversales:	146
Etude des fondations :	
.....	14
8	
VIII.1. Introduction :	148
VIII.2. Importance de l'étude des fondations :	148
VIII.3. Elément de base à déterminer :	148
VIII.4. Choix du Type de fondation :	148
VII.5. Surface nécessaire pour édifier ce bâtiment :	149
VIII.6. Vérification du chevauchement : La surface du bâtiment est de: $S = 645.93 \text{ m}^2$.	149
VIII.7. Prédimensionnement des semelles:	151

VIII.3.3.1.1. Dimensionnement:.....	153
VIII.3.3.1.2. Calcul des armatures:	154
Calcul de la poutre de libage:	155
Dimensionnement:	155
Ferraillage de la poutre:	156
VIII.7.2. Semelle continue sous poteaux (semelle filante):.....	157
VIII.3.3.2.1. Dimensionnement:.....	158
VIII.3.3.2.2. Calcul des armatures:	158
Ferraillage de la poutre de libage:	159
VIII.8. Dimensionnement de la semelle:	162
Calcul de la section du poteau circulaire :	162
Ferraillage :	163
Calcul des armatures:(à L'ELU) :	163
VIII.9. Etude des Longrines :	164
A) -Introduction.....	164
B) -Dimensionnement de longrine	164
VIII.3.4.2. Ferraillage:	165
Conclusion	168
Référence bibliographique	
.....	Err

or! Bookmark not defined.

Introduction générale

Introduction Générale :

L'essor économique des pays industrialisés favorise la construction verticale afin d'optimiser l'utilisation de l'espace. L'Algérie, située dans une zone de convergence des plaques tectoniques, est particulièrement exposée aux risques sismiques. L'activité sismique intense qui y prévaut impose une attention particulière à la conception des bâtiments, notamment en matière de résistance aux séismes.

L'expérience du séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 a révélé que de nombreux bâtiments endommagés n'avaient pas été conçus selon les normes parasismiques en vigueur. Cela souligne l'importance du respect strict des réglementations parasismiques, garantissant ainsi une meilleure solidité des structures et limitant les risques en cas de tremblement de terre.

Toute étude de bâtiment doit répondre à plusieurs objectifs fondamentaux :

- ↳ **Sécurité** : Assurer la stabilité et la résistance de la structure.
- ↳ **Optimisation économique** : Réduire les coûts de construction tout en respectant les normes de qualité.
- ↳ **Confort** : Offrir des espaces fonctionnels et agréables à vivre.
- ↳ **Esthétique** : Concevoir un bâtiment harmonieux et intégré à son environnement.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la construction constitue un avantage économique notable. Ce matériau, en plus d'être moins coûteux, offre plusieurs atouts tels que la souplesse d'utilisation, la durabilité et une excellente résistance au feu.

Le génie civil étant un domaine vaste, l'ingénieur civil est amené à concevoir, étudier et réaliser divers ouvrages en bâtiment, travaux publics et hydraulique. Dans toutes ses interventions, deux facteurs essentiels sont à prendre en compte : la sécurité et l'économie.

Objectif du projet

Ce projet de fin d'études a pour objectif d'appliquer les connaissances acquises afin d'étudier un cas réel. Il s'agit d'une étude technique portant sur un bâtiment en béton armé à usage mixte, composé d'un rez-de-chaussée et de huit (8) étages, contreventé par voiles et portiques. L'étude vise à dimensionner les éléments résistants de la structure porteuse du bâtiment, tout en respectant les exigences de sécurité imposées par les règlements BAEL 91 modifié 99 et RPA 99 version 2003. Pour cela, le logiciel ETABS V 9.6 sera utilisé afin d'analyser les différentes sollicitations et de dimensionner les éléments de la structure, y compris le calcul des flèches.

Organisation du projet :

Cette étude s'articule autour des étapes suivantes :

✓Étude des charges et pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) ainsi que des éléments verticaux (poteaux et voiles).

✓Calcul détaillé des éléments non structuraux, tels que l'acrotère, les balcons, les escaliers et la cage d'ascenseur.

✓Analyse de la rigidité et de la résistance sismique du bâtiment.

✓Dimensionnement des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

✓Étude des composants de l'infrastructure.

Ce travail a pour finalité de garantir un bâtiment sûr, économique et conforme aux réglementations en vigueur, tout en mettant en application les principes fondamentaux du génie civil.

Chapitre I

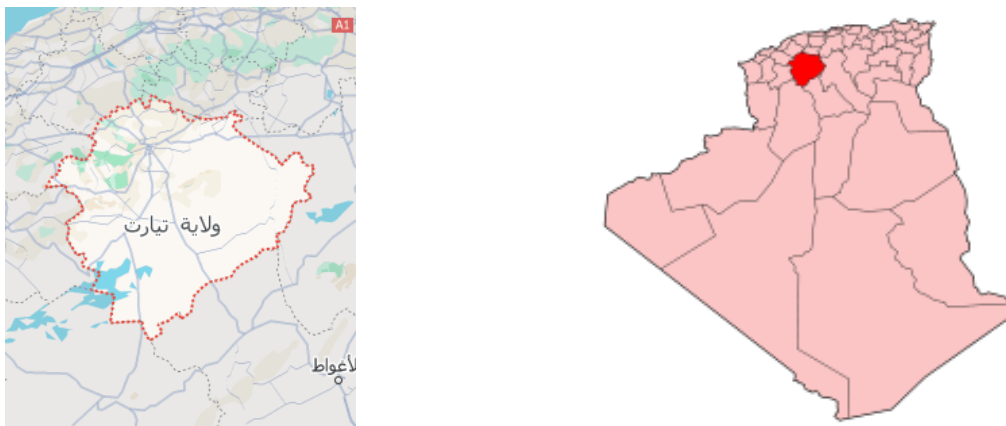
Généralités et hypothèses de calcul

Présentation de l'ouvrage

Cette étude concerne le calcul de résistance des éléments d'une tour en béton armé de huit (08) étages, destinée à un usage mixte (commercial et résidentiel). Elle est située à **Tiaret** qui est classée en **zone de faible sismicité (zone I)**, appartenant au **groupe d'usage 2**, conformément au règlement parasismique algérien (RPA 99 modifié 2003).

Situation géométrique de notre ouvrage :

La wilaya de Tiaret est située au nord-ouest de l'Algérie dans la région des hauts plateaux. Se trouve environ 300 km au sud-ouest d'Alger.



FigureI.1 : Situation géométrique de notre ouvrage.

Caractéristiques géométriques de bâtiment :

Notre bâtiment construire du rez-de chausse et 8 étages

Le bâtiment a une forme rectangulaire avec :

Dimension en plan

Longueur totale de la structure : 34,63 m

Largeur totale de la structure : 30,50 m

Dimensions en élévation :

Hauteur du R.D.C..... 3,40 m

Hauteur de l'étage..... 3,10 m

Hauteur totale de la structure : 28.2 m

Hauteur de l'acrotère : 0.70m

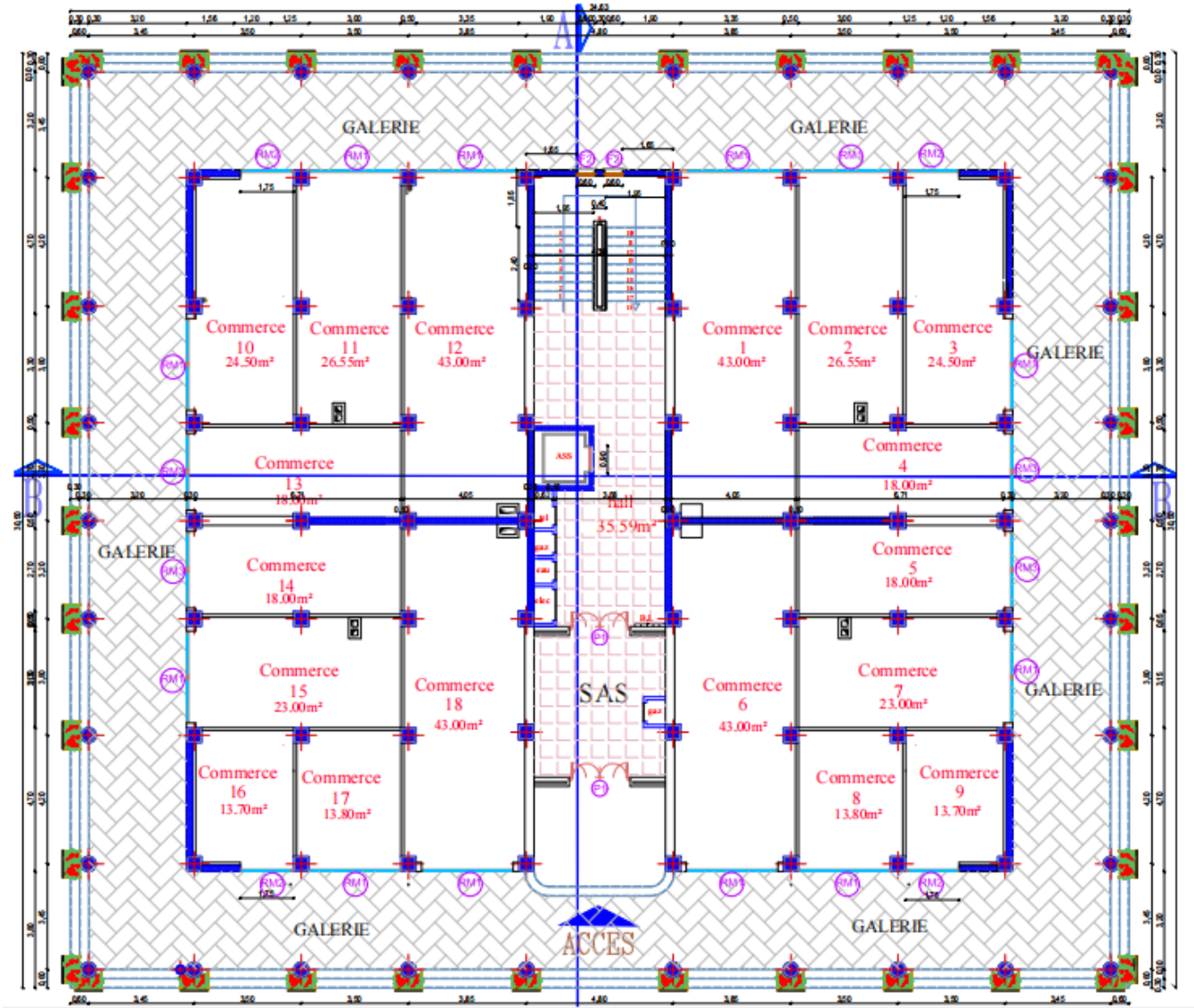


Figure.I.2 : Vue en plan du rez-de-chaussée

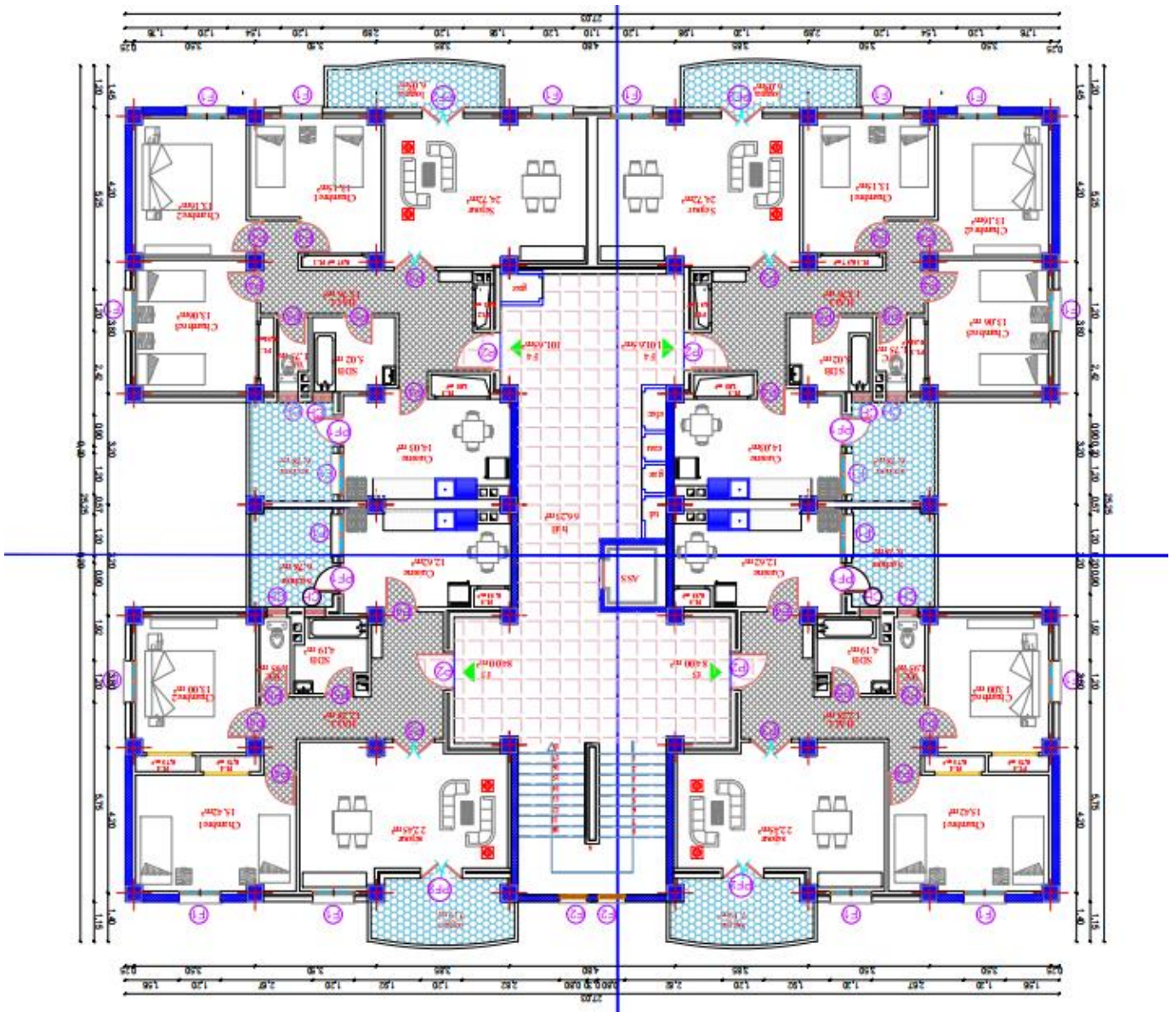


Figure.I.3 : Vue en plan étage courant

En élévation : le bâtiment a une hauteur totale de 28.2m avec une hauteur d'étage de 3,1m et hauteur de RDC 3.4m.



Figure I.4: façade principale



Figure I.5: façade postérieure

I.1.2 Ossature et système constructif pris :

Ossature : la stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (poteaux – poutres - murs voile).

Planchers : les planchers adoptés pour le bâtiment sont des planchers à corps creux et dalle pleine

Escalier : c'est un escalier droit à deux volées.

Maçonnerie : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparations, elles sont réalisées en simple cloisons de 10 cm d'épaisseur.

Cage d'ascenseur : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

Revêtement : enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage

pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.

Isolation : l'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

L'isolation thermique est assurée par les couches d'isolant (Liège) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol : selon le rapport géotechnique,

Le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{\text{sol}} = 2.5$ bars pour un ancrage $D = 3.00$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc classé selon le RPA de type S_3

I.1.4. Caractéristiques mécanique des matériaux:

Le béton et l'acier utilisés dans la construction choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.2.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton du cet ouvrage est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 455 kg de sable ($d_g = 3.00$ mm) ;
- 281 kg de sable ($d_g = 1.00$ mm) ;
- 742 kg de gravier ($d_g = 8/15$ mm) ;
- 348 kg de gravier ($d_g = 3/8$ mm) ;
- 135 kg d'eau de gâchage ;

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton. La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;

- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont:

Economie: le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

Souplesse des formes: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Résistance aux agents atmosphériques: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

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

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

Son poids volumique est : $\begin{cases} \text{Béton armé} : \gamma_b = 25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Béton non armé} : \gamma_b = 22 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

I.2.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$

Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau I.1: Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours.

$f_{c28}(MPa)$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

b) Résistance caractéristique à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 MPa.$$

c) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

c.1) Etat limite ultime:

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

c.2) Etat limite de service:

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.2.1.2. Déformation et contraintes de calcul :

a) Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1) Diagramme parabole – rectangle :

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

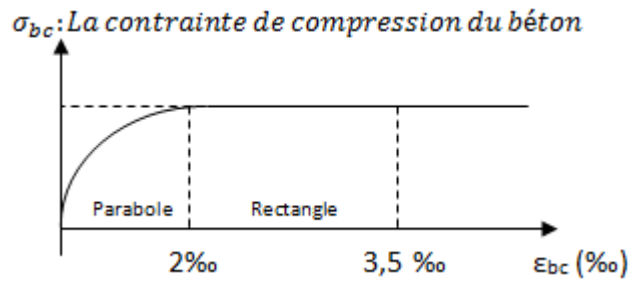


Figure I.6: Diagramme parabolé – rectangle.

La contrainte du béton comprimé:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.

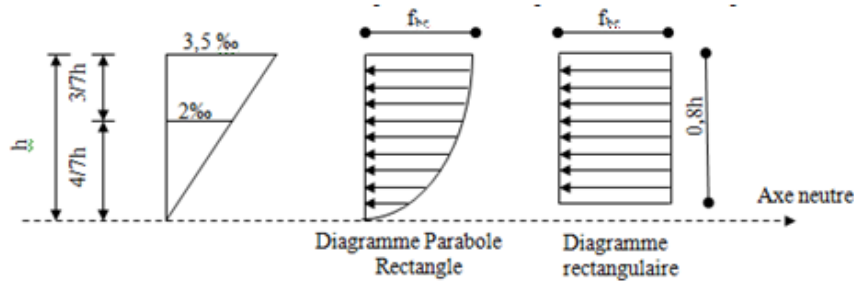


Figure I.7: Diagramme rectangulaire.

I.2.1.3 Contrainte admissible de cisaillement:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

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

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) \\ &= 3,34 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= 2,5 \text{ MPa ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{aligned}$$

I.2.1.4 Modules de déformation longitudinale du béton :

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.2.1.5 Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson:

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante:

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.et E.L.S) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.U.et E.L.S) $\rightarrow G = 13401,75$

Tableau I .2 : les caractéristiques du béton

Poids	Poids par unité de volume		02.5 t/m ³
Résistance	à la compression		$f_{c28} = 25$ MPA
	à la traction		$f_{t28} = 2,1$ MPA
Contrainte admissible	ELU	Situation durable $\{\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1\}$	$f_{bu} = 14.17$ MPA
		Situation accidentelle $\{\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85\}$	$f_{bu} = 21.7$ MPA
	ELS		$f_{bs} = 15$ MPA
Module de déformation instantané			$E_{i28} = 32164,19$ MPA

I.2.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m(longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 KN/m³et son module d'élasticité longitudinal est de :E= 200000MPa.

I.2.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes:

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 ; \text{ Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{ Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

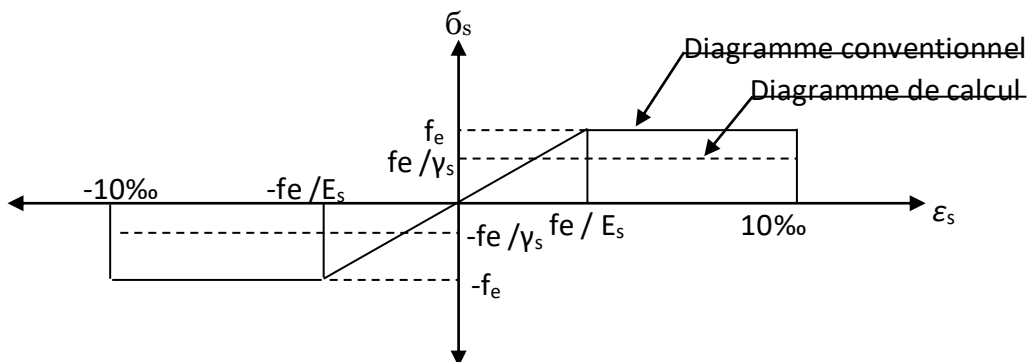


Figure I.8 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.2.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$; (Pas de limitation) \rightarrow Fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \overline{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \\ \left. \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ MPa} \right. \\ \sigma_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \\ \left. \sigma_{st} = 165 \text{ MPa} \right.$$

η : Coefficient de fissuration;

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rond lisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers

Barres : haute adhérence Fe E400: $f_e = 400 \text{ MPa}$ / rondes lisses Fe E24 : $f_e = 235 \text{ MPa}$

Tableau I .3: les caractéristiques d'acier

Contrainte admissible	EL U	Situation durable $\{\gamma_s = 1,15\}$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Situation accidentelle $\{\gamma_s = 1,0\}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
	ELS	Fissuration peu nuisible	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
		Fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{nf_{t28}}\right\} = 201.6 \text{ MPa}$
		Fissuration très préjudiciable	$\sigma_s = \min\left\{\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{nf_{t28}}\right\} = 165 \text{ MPa}$

I.3 Hypothèse de calcul:

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R. n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.3.1.1 Hypothèses de calcul:

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à : $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour:
 - 1- Le béton en compression;
 - 2- L'acier en traction et en compression.

I.3.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé ;
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue ;
- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier ;
- La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.4: Les déformations limitent du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

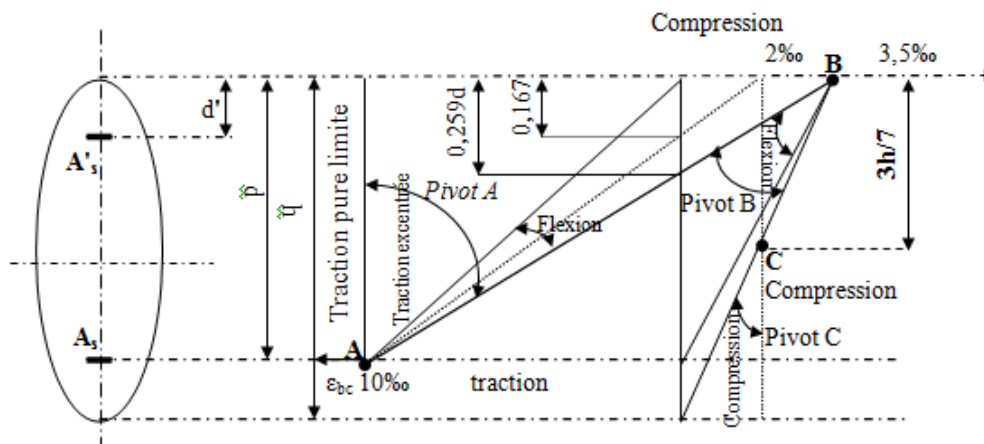


Figure I .9 : Diagramme des déformations limitées de la section. Règles des trois pivots -

I.3.2 E.L.S. :

IL consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.3.2.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes ;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est négligé ;

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Par convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{Coefficient d'équivalence.}$$

I.3.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

↪ Etat limite ultime :

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

↪ Etat limite de service :

$$G + Q$$

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

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

Chapitre II :

*Prédimensionnement des éléments de la
structure*

II.1. Pré dimensionnement des planchers :**II.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :**

Pour déterminer l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \text{ (BAEL) Avec : } L : \text{ la portée la plus grande dans le sens des poutrelles.}$$

Pour notre cas on a : $L_{\max} = 4,20 \text{ m}$ d'où : $h_t \geq \frac{420}{22,5} = 18,66 \text{ cm}$

- On adopte alors un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$
- On adopter un plancher de type **(16+4) cm** : $\begin{cases} 16\text{cm corps creux} \\ 4\text{cm dalle de compression} \end{cases}$

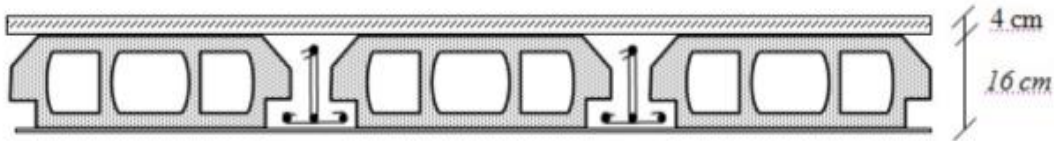


Figure.II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux

II.1.2. Descente de charge:

Les charges permanentes :

Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher terrasse inaccessible

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	Gravillon de protection de l'étanchéité (e=4cm)	20×0.04
Complexé d'étanchéité multicouche (2 cm)	20×0.02	0.10
Forme de pente en béton (10cm)	22×0.1	2.20
Isolation thermique à liège (e=4cm)	0.04×4	0.16
Plancher à corps creux +dalle de compression (16 +4)	2.8	2.80
Enduit en plâtre (e=2cm)	0.10×2	0.20
La charge permanente	G=∑Gi	6.32

Plancher étage courant à usage d'habitation :

Tableau II.2 : Charge permanente & surcharge d'exploitation Plancher EC

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	Revêtement en carrelage (2 cm)	2×0.22
Mortier de pose (2cm)	2 ×0.2	0.40
Sable fin pour mortier (2cm)	18×0.025	0.45
Plancher à corps creux (16+4)	2.80	2.80
Enduit en plâtre (2cm)	0.1×2	0.26
Cloison en briques creuses	1.15	1.15
La charge permanente	G = 5.5	

Murs de façade (extérieur) :**Tableau II.3 :** Charge permanente des Murs extérieur

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²	
	Enduit extérieur en ciment (e=2cm)	2×0.18
Parois en brique creuse extérieur(e=15cm)	9×0.15	1.35
Parois en brique creuse intérieur(e=10cm)	9×0.10	0.90
Enduit intérieur en ciment(e=1.5cm)	1.50×0.18	0.36
	G=∑Gi	2.85

Remarque

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

↪ Murs avec portes (90%G).

↪ Murs avec fenêtres (80%G).

Pour notre cas : $G = 2.88 \times 0.80 = 2.28 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du plancher (du RDC au 8^{ème} étages) habitations $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- RDC (commerce) $Q=5 \text{ KN/m}^2$

Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Dégression des Surcharges d'exploitation :

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étagen $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Tableau II.4 : La loi de dégression

Niveau	La loi de dégression	La charge KN /m ²
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1,00
8	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
7	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
6	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
5	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,10
4	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7,00
3	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
2	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,5
1	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,25
RDC	$Nq_9=q_0+0,67(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10,00

II.2. Prédimensionnement des poutres :

D'après le RPA.99 Révisées en 2003 articles 7.5.1, les dimensions des poutres doivent

satisfaire les conditions suivantes :

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

Selon le BAEL.91, le critère de rigidité est le suivant : $\left\{ \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \right.$

– h_t : hauteur totale de la poutre

– b : largeur de la poutre

– L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

• Deux types de poutres:

– Poutres principales : $L_{\max} = 480\text{cm}$; Poutres secondaires : $L_{\max} = 420\text{cm}$

II.2.1. Prédimensionnement des poutres principales :

$$\text{Poutre principale : } L_{\max} = 480 \text{ cm} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10}$$

$$32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm ; On prend : } h_t = 45 \text{ cm}$$

$$\{ d = 0,9h_t = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \{ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm} ; \text{ On prend: } b = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h_t}{b} = 1,5 < 4$ Condition vérifiée

On prend la section des poutres principales : **(30 × 45) cm²**

II.2.2. Prédimensionnement des poutres secondaires :

Poutre principale : $L_{\max} = 470 \text{ cm}$

$$\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$$

$$28 \text{ cm} \leq h_t \leq 42 \text{ cm ; On prend : } h_t = 40 \text{ cm}$$

$$\left\{ d = 0,9h_t = 0,9 \times 40 = 36 \text{ m} \Rightarrow \left\{ 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm; On prend: } b = 30 \text{ cm} \right. \right.$$

D'après le RPA.99 Révisées en 2003 article 7.5.1:

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée
- $\frac{h_t}{b} = 1,33 < 4$ Condition vérifiée

On prend la section des poutres secondaires : **(40 × 35) cm²**

II.3. Prédimensionnement des poteaux:

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau. On a deux sections différentes des poteaux : **Rectangulaire, Circulaire.**

Rectangulaire :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

On a choisi 3 types de coffrage (section) :

- Type 1 : du RDC jusqu'au 1^{er} étage
- Type 2 : du 2^{ème} jusqu'au 3^{ème} étage
- Type 3 : du 4^{ème} jusqu'au 5^{ème} étage
- Type 4 : du 6^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage

S : La surface afférente est donnée par :

$$s = \left(\frac{4,8 + 3,85}{2} \right) \times \left(\frac{4,2 + 3,8}{2} \right) = 17,3 \text{m}^2$$

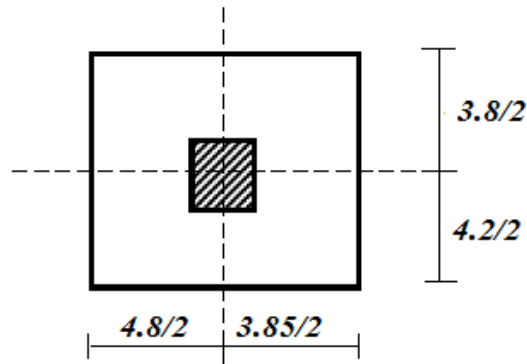


Figure II.2 : La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire

II.3.1. Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

a. Efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

$$-N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

Avec: $n = 8$

$$G_{\text{terrasse}} = 6,32 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{étage courant}} = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{p.principale}} = (2,4 + 1,925) \times 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 9 = 393,187 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{p.seconde}} = (2,1 + 1,9) \times 0,3 \times 0,40 \times 25 \times 9 = 108 \text{ kN/ml}$$

$$G = (G_t + G_{EC}) \times s$$

$$G = [6,32 + 8(5,5)] \times 17,3 = 870,536 \text{ kN}$$

$$N_G = PPL + PPP + PPS = 870,536 + 393,187 + 108 = 1371,723 \text{ kN}$$

b. Efforts de compression dus aux charges d'exploitation N_Q :

$$N_Q = Q_t \times S = 10 \times 17,3 = 173 \text{ kN}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

L'ELU :

$$N_u = [(1,35 \times 1371,723) + (1,5 \times 173)] = 2111,326 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,1 \times G = 1,1 \times 2111,326 = 2322,46 \text{ kN}$$

II.3.2. Détermination de la section du poteau (a×b) :**Détermination de a:**Vérification de flambement :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$l_0 = 3,4 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,4 = 2.38 \text{ m} = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda \geq 50 \rightarrow \lambda \geq \frac{l_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50$$

$$a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} \rightarrow a \geq 15.01 \text{ cm}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

- L_f : longueur de flambement
- i : rayon de giration
- B : section des poteaux
- λ : L'élancement du poteau
- I : Moment d'inertie de la section par rapporte a passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On prend : a= 45 cm

Détermination de b:

Selon les règles BAEL.91, l'effort normal ultime N_u

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

$$B_r = (a - 2)(b - 2),$$

$$B_r = (45 - 2)(b - 2) = 43(b - 2)$$

$$A_s = 0,7\%(zone I) \text{ Selon RPA.99 version 2003}$$

$$A_s = 0,007[43(b - 2)] = 0,0.301(b - 2)$$

Avec:

- B_r : section réduite
- α : coefficient fonction de λ
- A_s : section d'armature longitudinales
- $\alpha = ?$

On a :

$$\lambda \geq 50$$

$$\lambda \geq \frac{l_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50$$

$$\Rightarrow \frac{238}{0,289 \times 45} \leq 50 \Rightarrow 16.68 \leq 50$$

$$\lambda = 16.68$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{16.68}{35} \right)^2} = 0,813$$

$$\alpha = 0,82$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$$

$$N_u \leq 0.80 \left[\frac{43(b-2) \times 25}{0.813 \times 1 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.301(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$2322.46 \leq 0.80 \left[\frac{43(b-2) \times 25}{0.813 \times 1 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.301(b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right] \Rightarrow b \geq 31.44 \text{ cm}$$

$$b \geq 26.94 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 45 \text{ cm}$ Donc : $B_r = (43 \times 43) \text{ cm}^2$

Donc les poteaux ont la section suivante : du RDC au 1^{er} étage $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

- Vérification des conditions du RPA.99 Révisées en 2003 article 7.5.1 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \min(a; b) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Circulaires :

1. Détermination du diamètre D :

Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous (PRA 99/V2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{ cm} \quad \text{en zone I} \\ D \geq 30 \text{ cm} \quad \text{en zone IIa} \\ D \geq 35 \text{ cm} \quad \text{en zone IIb et III} \\ D \geq \frac{h}{15} \end{array} \right.$$

$$\lambda = 4 \frac{L_f}{D} = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} = \frac{2.8L_0}{D}$$

Avec D : le diamètre du poteau

L_f : La longueur du flambement

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\pi D^2/4}{\pi D^2/64}} = \sqrt{\frac{16}{D^2}} = \frac{4}{D} = 0.25D$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \Rightarrow \frac{0.7L_0}{0.25D} \leq 50 \Rightarrow D \geq \frac{0.7 \times 340}{0.25 \times 50} = 19.04 \text{ cm}$$

On adopte $D = 40 \text{ cm}$

$$D \geq \frac{h_e}{15} = \frac{340}{15} = 22.66 \text{ cm c'est vérifier}$$

Choix de la section des poteaux (Rive, Angle, centrale) :

Tableau. II.05: Choix des sections des poteaux

Type	Niveau	(a x b) cm ²
Type 1	RDC jusqu'au 2 ^{ème} étage	(45×45)
Type 2	2 ^{ème} jusqu'au 3 ^{ème} étage	(40×40)
Type 3	4 ^{ème} jusqu'au 5 ^{ème} étage	(35×35)
Type 4	6 ^{ème} jusqu'au 8 ^{ème} étage	(30 × 30)
Type 5	RDC jusqu'au 1 ^{ère} étage	$\frac{\pi \times 40^2}{4}$

II.4. Prédimensionnement des voiles de contreventement :

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

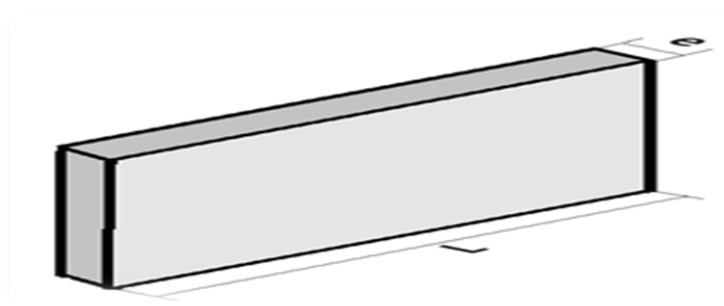


Figure II.3 : schéma du voile

Le **RPA.99 (version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\text{Étage courant : } \begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{310}{22} \rightarrow e \geq 14.09 \text{ cm} \\ e_{min} = 16 \text{ cm} \end{cases} \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{RDC : } \begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{340}{22} \rightarrow e \geq 15.45 \text{ cm} \\ e_{min} = 16 \text{ cm} \end{cases} \\ L \geq 4e \Rightarrow L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec:

L: Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur **e = 20 cm**

Tableau II.6. des dimensions des différents éléments porteurs :

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
RDC	45 × 45	30 × 45	30 × 40	20
1 ^{er} étage	45 × 45	30 × 45	30 × 40	20
2 ^{ème} étage	45 × 45	30 × 45	30 × 40	20
3 ^{ème} étage	40 × 40	30 × 45	30 × 40	15
4 ^{ème} étage	40 × 40	30 × 45	30 × 40	15
5 ^{ème} étage	35 × 35	30 × 45	30 × 40	15
6 ^{ème} étage	35 × 35	30 × 45	30 × 40	15
7 ^{ème} étage	30 × 30	30 × 45	30 × 40	15
8 ^{ème} étage	30 × 30	30 × 45	30 × 40	15

Chapitre III :

Calcul des planchers

III.1. Introduction :

Un plancher est un élément de structure généralement de surface plane, destiné à limiter les étages et supporter les revêtements de sols, ses fonctions principales sont:

Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations

Transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles)

Assurer l'isolation thermique(en particulier pour les locaux situés sous la terrasse ou ceux situés sur vide sanitaire) et acoustique (étanchéité au bruit) entre les différents étages

Rigidifier la structure et participer à la résistance (répartition des efforts horizontaux)

On peut distinguer deux grandes classes de planchers:

Les planchers coulés sur place ou planchers << dits traditionnels >>

Les planchers préfabriqués, la préfabrication pouvant être totale ou partielle.

III.2. Planches à corps creux:

Le plancher à corps creux est utilisé dans tous dans les bâtiments et particulièrement ceux de d'habitation (surcharges modérées)

Le plancher est composé de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton armé de faible épaisseur (4 à 6 cm). Les corps creux ou hourdis sont généralement en béton (il existe des corps creux en produits rouges), ils sont disposés entre les poutrelles et servent de coffrage à la dalle coulée sur toute la surface du plancher.

Les poutrelles en béton armé (coulées sur place ou préfabriquées) ont la forme en<< Té >> renversé, les armatures sont entièrement enrobées dans le béton.

La dalle de compression est armée d'un simple quadrillage d'armatures de compression (treillis soudé)

Nous avons un plancher à corps creux :

- 16 cm : Corps creux
- 04 cm : Dalle de compression

III.2.1. Dimensionnement des poutrelles :

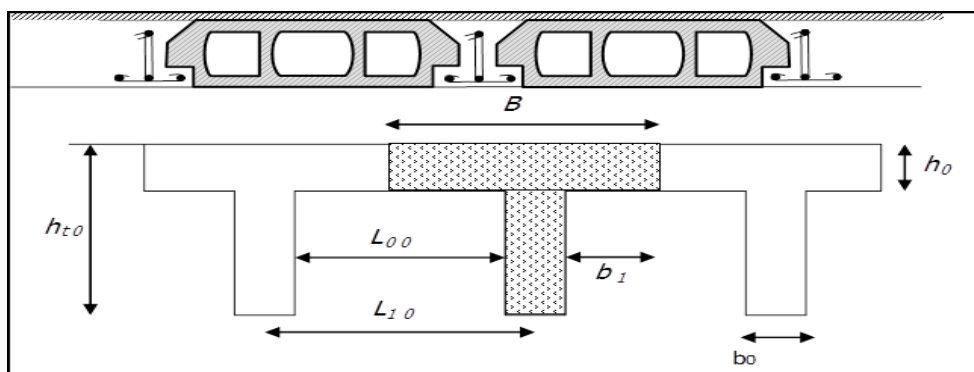


Figure. III.1 : Plancher à corps creux

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, h_t = 20 \text{ cm}$$

III.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

III.2.2.1 Méthode forfaitaire :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL.91 propose une méthode "Méthode Forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique dans le cas des constructions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode n'est pas applicable que si les conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $\left(0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25\right)$
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Les moments maximaux en travées et sur appuis sont fonction des moments fléchissant isostatiques " M_0 " de la travée indépendante.

Avec : M_0 Le Moment maximal dans la travée indépendante.

M_t Le Moment maximale dans la travée étudiée.

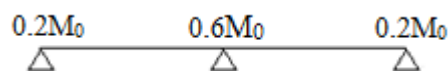
M_w Le Moment sur l'appui gauche de la travée.

M_e Le Moment sur l'appui droit de la travée.

α Le rapport suivant : $\alpha = Q / (G + Q)$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :

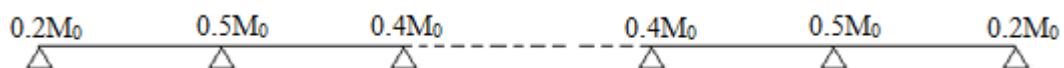


Figure. III.2 : Schémas explicatifs (méthode forfaitaire)

b) Principe de calcul de l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales. Le règlement BAEL.91 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

III.2.2.2 Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.

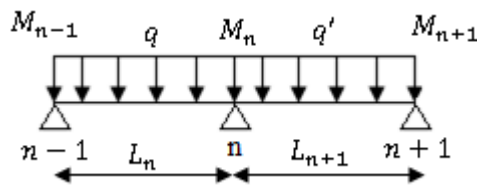


Figure III .3.Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (1)

En isolant deux travées adjacentes de notre poutre, qui sont chargées d'une manière quelconque ; On a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

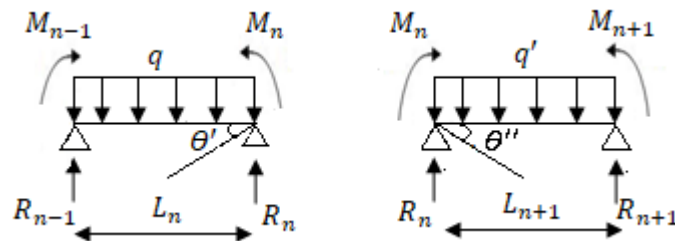


Figure : III .4.Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (2)

Avec :

M_{n-1}, M_n et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\Theta' = \Theta''$.

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous les charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique, M_{n-1}, M_n et M_{n+1} sont provisoirement omis.

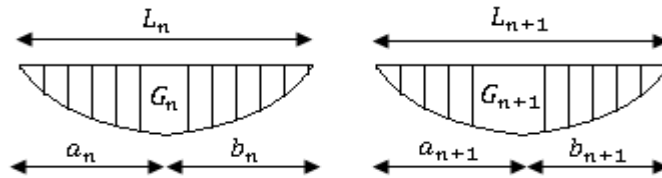


Figure .III .5.Schéma explicatif (Méthode des 3 moments) (3)

G_n et G_{n+1} : Les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

A_n ; b_n ; a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\Theta' = \Theta'_{(M_{n-1})} + \Theta'_{(M_n)} + \Theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\Theta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \Theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\begin{aligned} \Theta' = \Theta'' &\Rightarrow (M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) \\ &= -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \end{aligned}$$

Cette équation est appelée « équation de Clapeyron », le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

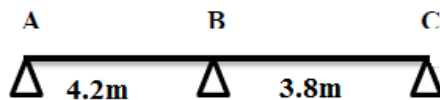
III.2.3 Calcul des poutrelles de plancher RDC et étages courants et plancher terrasse :

↳ **Type de poutrelles :**

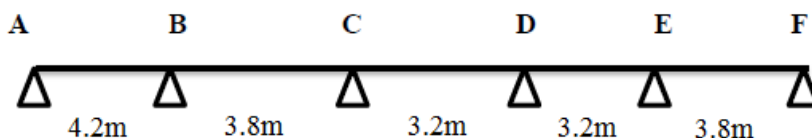
- Plancher RDC et étage courants

Dans notre cas, on a trois types de poutrelles :

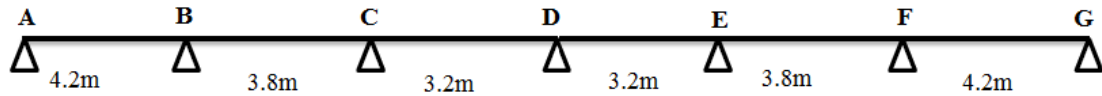
1^{er}Type :



2^{ème}Type :



3^{ème}Type :



2. Les combinaisons de charges :

– Plancher étage courant :

$$G = 5,5 \times 0,65 = 3,575 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,28 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,54 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

a - La charge d'exploitations $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

a- Plancher étage courant :

$$Q = 0,97 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 11 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b - Plancher terrasse:

$$Q = 0,65 \text{ KN/m}^2 < 2 \times G = 12,64 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b - Poutrelle à inertie constante \dots\dots\dots condition vérifiée

c - Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$:

– 1^{er}Type :

$$0,8 \leq \frac{4,2}{3,8} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1,1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

– 2^{ème}Type :

$$0,8 \leq \frac{4,2}{3,8} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1,1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{3,8}{3,2} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1,18 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{3,2}{3,2} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{3,2}{3,8} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 0,84 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

– 2^{ème}Type :

$$0,8 \leq \frac{4,2}{3,8} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1,1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{3,8}{3,2} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1,18 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{3,2}{3,2} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$0,8 \leq \frac{3,2}{3,8} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 0,84 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

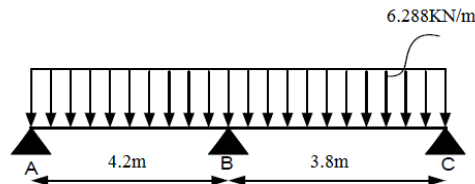
$$0,8 \leq \frac{3,8}{3,2} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 < 0,90 < 1,25 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d- Fissuration considérée comme étant préjudiciable.

4. Exemple de calcul :

Les poutrelles de type 1 et 2 seront prises comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

➤ 1^{er}Type :



- Calcul des moments isostatiques :

Travée AB :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{6.288 \times (4.2)^2}{8} = 13.86 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times L_{BC}^2}{8} = \frac{6.288 \times (3.8)^2}{8} = 11.35 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0.2 \times M_0^{AB} = 0.2 \times 13.86 = 2.772 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \times \max\{M_0^{AB}; M_0^{BC}\} = 0.6 \times M_0^{AB} = 0.6 \times 13.86 = 8.316 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2 \times M_0^{BC} = 0.2 \times 11.35 = 2.27 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Calcul du coefficient α :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1.5}{5.5 + 1.5} = 0.214$$

Travée (AB) : (travée dérivée)

$$M_t^{AB} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{AB}; 1,05M_0^{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2} = 14.533 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{AB} = 8.76 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = 14.533 \text{ kN.m}$$

Travée (BC) : (travée derive)

$$M_t^{BC} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^{BC} ; 1,05M_0^{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2} = 11.91 \text{ kN.m} \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0^{BC} = 7.17 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} = 11.91 \text{ kN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivante :

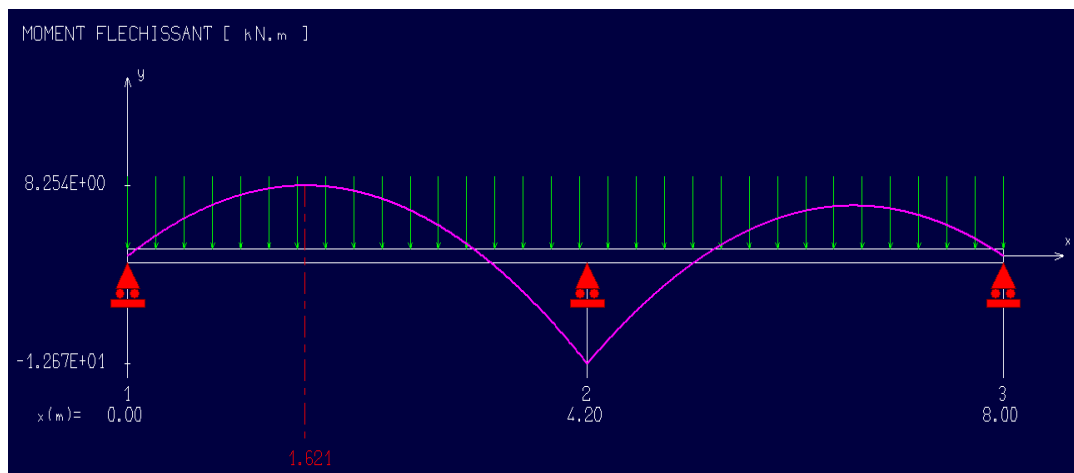
$$\left\{ \begin{array}{l} T_W = \frac{qL}{2} + \frac{(M_W - M_E)}{L} \\ T_E = -\frac{qL}{2} + \frac{(M_W - M_E)}{L} \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{6.288 \times 4.2}{2} + \frac{2.772 - 8.316}{4.2} = 11.88 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{6.288 \times 4.2}{2} + \frac{2.772 - 8.316}{4.2} = -14.52 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (BC) :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{6.288 \times 3.8}{2} + \frac{8.316 - 2.27}{3.8} = 13.54 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{6.288 \times 3.8}{2} + \frac{8.316 - 2.27}{3.8} = -10.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$



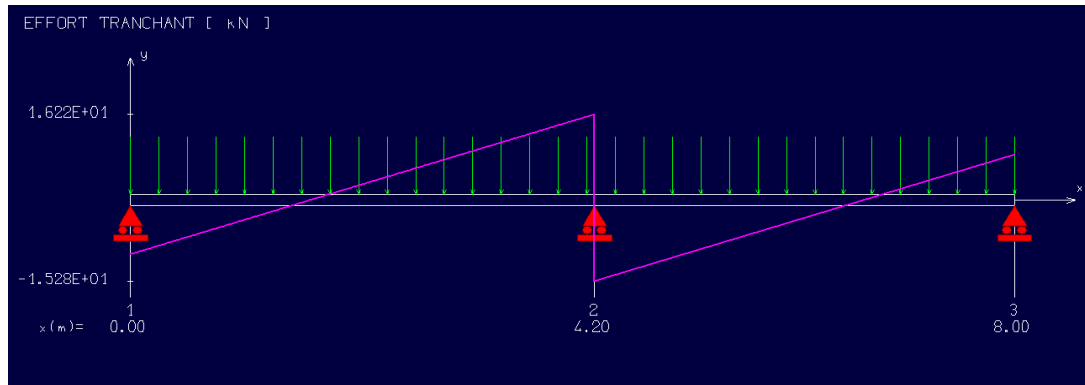


Figure. III.6 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

↳ Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles I'E.L.U. et I'E.L.S. :

Tableau. III.1: Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m et T en KN) Plancher étage courant ELU :

Type	Travée	L(m)	ELU (KN. M) ;(KN)					
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e
Type1	AB	4.2	13.86	14.533	2.772	8.31	11.88	-14.52
	BC	3.8	11.35	11.91	8.316	2.27	13.54	-10.36
Type2	AB	4.2	13.86	14.533	2.772	6.93	11.88	-14.52
	BC	3.8	11.35	11.91	6.93	4.54	12.57	-11.31
	CD	3.2	8.05	8.45	4.54	3.22	10.47	-9.65
	DE	3.2	8.05	8.45	3.22	5.67	9.29	-10.82
	EF	3.8	11.35	11.91	5.67	2.27	12.84	-11.05
	AB	4.2	13.86	14.533	2.772	6.93	11.88	-14.52
Type3	BC	3.8	11.35	11.91	6.93	4.54	12.57	-11.31
	CD	3.2	8.05	8.45	4.54	3.22	10.47	-9.65
	DE	3.2	8.05	8.45	3.22	4.54	9.64	-10.47
	EF	3.8	11.35	11.91	4.54	6.93	11.32	-12.57
	FG	4.2	13.86	14.533	6.93	2.772	14.19	-12.21

Tableau. III.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m) Plancher étage courant ELS :

Type	Travée	L(m)	ELS(KN. m)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e
Type1	AB	4.2	10.03	10.53	2.006	6.018
	BC	3.8	8.21	8.62	6.018	1.642
Type2	AB	4.2	10.03	10.53	2.006	5.015
	BC	3.8	8.21	8.62	5.015	3.284
	CD	3.2	5.82	6.11	3.284	2.328
	DE	3.2	5.82	6.11	2.328	4.105
	EF	3.8	8.21	8.62	4.105	1.642
Type3	AB	4.2	10.03	10.53	2.006	5.015
	BC	3.8	8.21	8.62	5.015	3.284
	CD	3.2	5.82	6.11	3.284	2.33
	DE	3.2	5.82	6.11	2.33	3.284
	EF	3.8	8.21	8.62	3.284	5.015
	FG	4.2	10.03	10.53	5.015	2.006

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{t \max} = 14.533 \text{KN.m} \\ M_{inter \max} = 2.772 \text{KN.m} \\ M_{riv \max} = 8.316 \text{KN.m} \\ T_{\max} = -14.52 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} M_{t \max} = 10.53 \text{KN.m} \\ M_{inter \max} = 2.006 \text{KN.m} \\ M_{riv \max} = 6.02 \text{KN.m} \\ T_{\max} = -10.51 \text{KN} \end{cases}$$

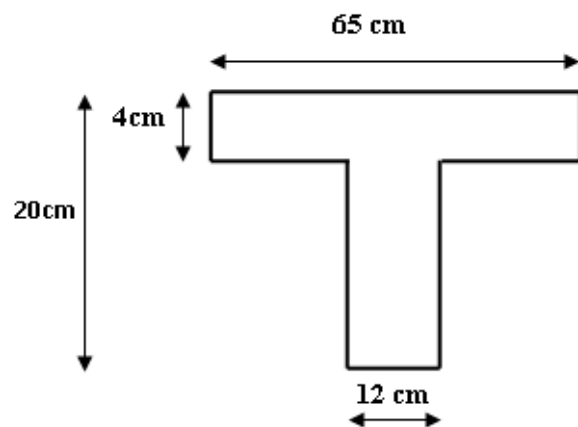


Figure III.7 : Coupe transversale de poutrelle

Données:

- Largeur de la poutrelle $b=65$ cm
- $b_0= 12$ cm
- Haute de la section $h_t= 20$ cm

- Epaisseur de la table de compression $h_0 = 4$ cm
- Hauteur utile $d = 0,9h_t = 18$ cm
- Contrainte aciers longitudinaux utilisés $f_e = 400$ MPa
- Contrainte aciers transversaux utilisés $f_e = 235$ MPa
- Contraint du béton à 28jours $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Fissuration non préjudiciable $\sigma_{bc} = 14.20$ MPa ; $\sigma_c = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

5. Calcul du ferrailage des poutrelles :

5.1 Calcul des armatures longitudinales :

• L'E.L.U. :

1. En travée:

Le moment de résistance de la table

$$M_t = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow 14.17 \times 4 \times 65 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3}$$

$$M_t = 59.07 \text{ KN.m}$$

($M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_{tmax} = 14.533 \text{ KN.m}$) \rightarrow L'axe neutre tombe dans la table, et le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm²

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{14.533 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.048$$

$$\mu = 0.048 < \mu_e = 0.392 \text{ A' } \nexists$$

Voir tableau on a : $\beta = 0.975$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14.533 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 2.38 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

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

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.38 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Tableau des sections \rightarrow 3T12 ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)

Sur appuis :

$M_{appuis} < 0 \Rightarrow$ Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

a) **Appui intermédiaire : $M_{a.int} = 8.316 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_{a.int}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.316 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.151$$

$$\mu = 0.151 < \mu_e = 0.392 \text{ A' } \#$$

A partir de tableau: $\beta = 0.9175$

$$A_{a.int} = \frac{M_{a.int}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.316 \times 10^3}{0.9175 \times 18 \times 348} = 1.447 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

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

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.447 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

A partir tableau de sections $\rightarrow 2\text{T10}$ ($A_s = 1.57 \text{ cm}^2$)

b) **Appui de rive : $M_{a.rive} = 2.772 \text{ KN.m}$**

$$\mu = \frac{M_{rive}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.772 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.050$$

$$\mu = 0.050 < \mu_e = 0.392 \text{ A' } \#$$

A partir de tableau: $\beta = 0.974$

$$A_{a.riv} = \frac{M_{rive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.772 \times 10^3}{0.974 \times 18 \times 348} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

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

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.45 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

A partir tableau de sections $\rightarrow 1\text{T10}$ ($A_s = 0.79 \text{ cm}^2$)

• **Vérification des contraintes à I.E.L.S : $M_{t(ser)} = 10.53 \text{ KN.m}$**

Position de l'axe neutre:

Soit « y » la distance entre le centre de gravité de section homogène «s» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A(d - y) = 0$$

$$b = 65\text{cm}, \eta = 15, A = 3.39\text{cm}^2, d = 18\text{cm}, b_0 = 12\text{cm}, A' = 0$$

$$32.5y^2 + 15 \times 0(y - c') - 15 \times 3.39(18 - y) = 0 \rightarrow y = 4.58\text{cm}$$

$y = 4.58\text{cm}$ L'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \times y^3}{2} + \eta \times A'(y - c') + \eta \times A(d - y)^2 = \frac{65 \times 4.58^3}{2} + 15 \times 3.39(18 - 4.58)^2$$

$$I_G = 12280.24\text{cm}^4$$

Calcul des contraintes :

a) **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{10.53 \times 10^3}{12280.24} \times 4.58 = 3.92\text{Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.92\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier.

b) **Contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{14.52 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.67\text{Mpa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 4\text{Mpa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{0.13 \times 25; 4\text{Mpa}\}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{3.25; 4\text{Mpa}\} = 3.25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.67\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales A_t :

▪ **Le diamètre : D'après le BAEL 99**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \text{mm} \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min(5.71; 12; 10)\text{mm}$$

$$\phi_t = 5.71\text{mm} \text{ on adopte } \phi_t = 6\text{mm}$$

▪ **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq \min(16.2; 40cm) \rightarrow S_t \leq 16.2cm$$

▪ **La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

K=1 fissuration non préjudiciable

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$$

Par la méthode des triangles semblables, on a calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)$.

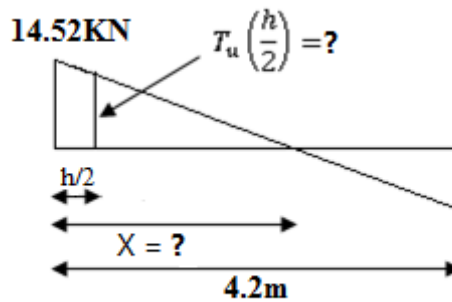


Figure. III.8 : Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

▪ **Calcul la distance X**

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times l}$$

$$X = \frac{4.2}{2} + \frac{6.93 - 2.772}{6.288 \times 4.2} = 2.26m$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10m$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{14.52[2.26 - 0.10]}{2.26} = 13.87KN$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{13.87 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.64Mpa$$

D'après formule (1)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.64 - (0.3 \times 2.1)) \times (12 \times 1.15)}{0.9 \times 235} = 6.52 \times 10^{-4} \text{cm} \dots \dots (2)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0.4 \text{Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{0.64}{2} ; 0.4 \text{Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max(0.32 ; 0.4 \text{Mpa}) \rightarrow \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.4 \text{Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0.4 \times 12}{400} = 0.02 \text{cm} \dots \dots (3)$$

On prend le max entre 2 et 3 $\rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0.02 \text{cm}$; on prend **St = 15cm**

En trouve $A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3 \text{cm}^2$

$$\begin{cases} 2\phi 6 = 0.57 \text{cm}^2 \\ S_t = 15 \text{cm} \end{cases}$$

- **Zone nodale:** $S_t \leq \min(10\phi_i; 15 \text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(10; 15 \text{cm})$

$$S_t \leq 12 \text{cm} ; \text{ donc } S_t = 10 \text{cm}$$

- **Zone courante:** $S_t \leq 15 \text{cm} ; \text{ donc } S_t = 15 \text{cm}$

$$\begin{cases} S_t = 10 \text{cm} \text{Zonenodal} \\ S_t = 15 \text{cm} \text{Zonecourante} \end{cases}$$

- **Encrage des armatures aux niveaux des appuis:**

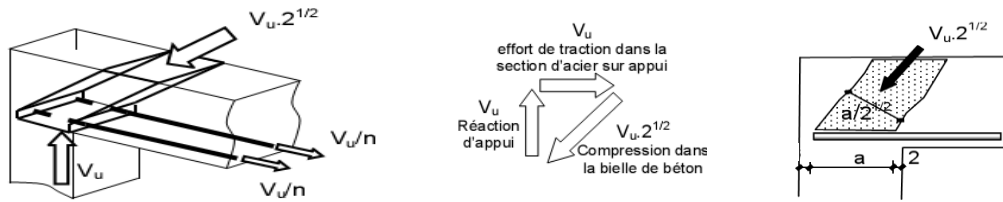
$$T_{\max} = 14.52 \text{KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8.316 \text{KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{Z} = \frac{M_{\text{appui}}}{0.9h} = \frac{8.316}{0.9 \times 18 \times 10^{-2}} = 51.33 \text{KN}$$

$$F_u = 51.33 \text{KN} \geq T_u = 14.52 \text{KN}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about:**Figure. III.9 :** Schéma de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la biellette est de:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ et } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \times b_0}$$

Avec a: la longueur d'appui de la biellette

$$\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{a \times b_0} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 14.52 \times 1.5}{0.8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.018m = 1.8cm$$

$$a = \min(a'; 0.9d); a' = c - c' - 2; c' = 2cm; c = 45cm$$

a' : La largeur d'appui

c : La largeur de l'appui du poteau

$$c': \text{L'enrobage } a' = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

$$a = \min(41; 16.2) = 16.2cm$$

$$16.2cm \geq 2.5cm \dots \dots c. v$$

Entraînement des armatures:

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec:

ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales tendues.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\psi_s = 1.5$ pour HA ; $T = 14.52 \text{ KN}$; $n = 3$; $\mu = 3.14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{14.52 \times 10^3}{16.2 \times 3.14 \times 3 \times 10^2} = 0.95 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{ser} = 0.95 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = \psi_s^2 \times f_{t28} = 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

La longueur a dépassé la largeur de la poutre secondaire ($b=30\text{cm}$), est obligé de courber les armatures d'une valeur « r »:

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche:

Les conditions suivantes doivent être vérifiées:

$$\left\{ \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{420} \geq 0.047 \rightarrow 0.047 \geq 0.44 \text{ condition vérifiée} \right.$$

$$\left\{ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0.ser}} = \frac{20}{420} \geq \frac{6.02}{15 \times 10.03} \rightarrow 0.05 \geq 0.04 \text{ condition vérifiée} \right.$$

$$\left\{ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{4 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \rightarrow 0.047 \leq 0.009 \text{ condition non vérifiée} \right.$$

Lorsque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10E_i \times I_{F_i}}$$

$$F_v = \frac{M_v \times L^2}{10E_v \times I_{F_v}}$$

F_i : Flèche due aux charges de faible durée d'application.

F_v : Flèche due aux charges de longue durée d'application ; avec :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_{F_v} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)}$$

$$I_{F_i} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}$$

I_{F_i} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées

I_{F_v} : Moment d'inertie fictif pour les déformations de longue durée

c) Détermination du centre de gravité:

$$Y_G = \frac{\sum A_s \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \times h) + \frac{h}{2} + (h \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{(65 \times 20) + \frac{20}{2} + (20 \times 3.93 \times 18)}{(65 \times 20) + (15 \times 3.39)}$$

$$Y_G = 12.92cm$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y_G^3 - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + \eta \cdot A_s(d - y_G)$$

$$I = \frac{b}{3}y_G^3 - \frac{(65 - 12)(12.92 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12.92)^3}{3} + 15 \times 3.39(18 - 12.92)$$

$$I = 48045cm^4$$

Charges prises en comptes :

1-charge avant mise de revêtement : $j = 3.575KN/m^2$

2-charge après mise de revêtement : $g = 2.99KN/m^2$

3-charge total à l'E.L.S : $q = (g + Q)0.65 = (5.5 + 2.5)0.65 = 4.55KN/m^2$

Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0.85 \times \frac{j \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{3.575 \times 4.2^2}{8} = 6.7KN.m$$

$$M_g = 0.85 \times \frac{g \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{2.99 \times 4.2^2}{8} = 5.604KN.m$$

$$M_q = 0.85 \times \frac{q \times l^2}{8} = 0.85 \times \frac{4.55 \times 4.2^2}{8} = 8.528KN.m$$

Calcul des contraintes:

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \times 0.9d} = \frac{6.7 \times 10^3}{3.39 \times 16.2} = 122.008Mpa$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s \times 0.9d} = \frac{5.604 \times 10^3}{3.39 \times 16.2} = 102.043Mpa$$

$$\sigma_{sq} = \frac{M_q}{A_s \times 0.9d} = \frac{8.528 \times 10^3}{3.39 \times 16.2} = 155.283Mpa$$

Calcul des coefficients: $f; \lambda_i$ et λ_v

$$f = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{4 \times 18} = 0.047 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3b_0/b) \cdot f} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 4/65) \times 0.047} = 1.021 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.021 = 0.408 \end{cases}$$

Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{sj}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.047 \times 122.008) + 2.1} = 0.755$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{sg}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.047 \times 102.043) + 2.1} = 0.715$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times f \times \sigma_{sq}) + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.047 \times 155.283) + 2.1} = 0.802$$

Calcul des moments d'inertie après fissuration :

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_i)}, I_0 = I_g$$

$$\text{Avec : } I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

$$\text{avec : } d'' = h - (\phi + c) = 20 - (0.10 + 2) = 17.9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65.20^3}{12} + 15 \left[3.39 \left(\frac{20}{2} - 17.9 \right)^2 + 0 \left(\frac{20}{2} - d' \right)^2 \right] = 16036 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = \frac{1.1 \times 16036}{(1 + 1.021 \times 0.755)} = 10197 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fg} = \frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = \frac{1.1 \times 16036}{(1 + 1.021 \times 0.715)} = 9962 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fq} = \frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_i \times \mu_q)} = \frac{1.1 \times 16036}{(1 + 1.021 \times 0.802)} = 9701 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fv} = \frac{1.1 \times I}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = \frac{1.1 \times 16036}{(1 + 0.408 \times 0.715)} = 13483 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10E_i \times I_{Fi}}$$

$$F_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10E_i \times I_{Fj}} = \frac{6.7 \times 4.2^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 10197} = 0.30 \text{ cm}$$

$$F_{ig} = \frac{M_g \times L^2}{10E_i \times I_{Fg}} = \frac{5.604 \times 4.2^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 9962} = 0.37 \text{ cm}$$

$$F_{iq} = \frac{M_q \times L^2}{10E_i \times I_{Fq}} = \frac{8.528 \times 4.2^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 9701} = 0.48 \text{ cm}$$

$$F_{iv} = \frac{M_g \times L^2}{10E_v \times I_{F_v}} = \frac{5.604 \times 4.2^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 13483} = 0.81cm$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iq} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0.81 - 0.30 + 0.48 - 0.73$$

$$F_{total} = 0.62cm$$

Il faut : $F_{total} < F_{adm}$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0.84cm$$

Donc : $F_{total} = 0.62 < F_{adm} = 0.84 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

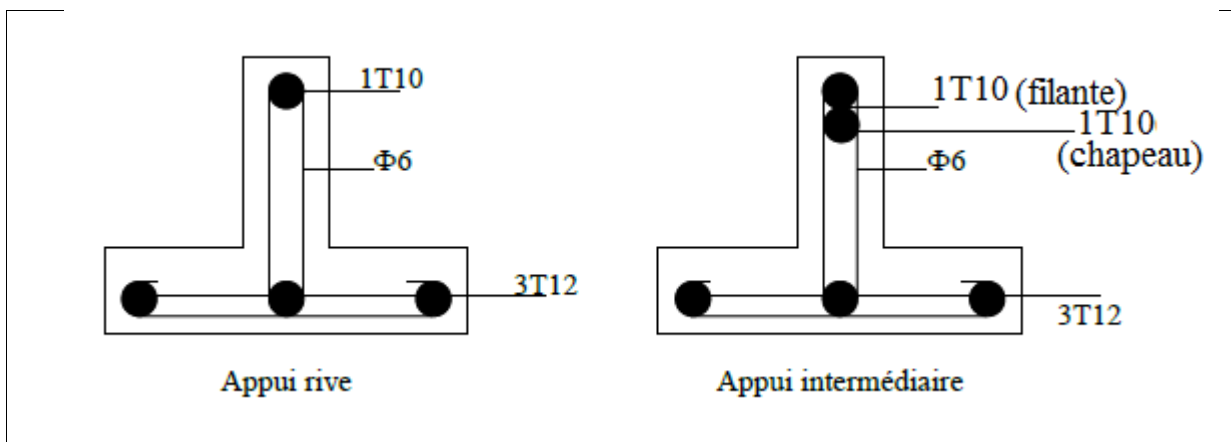


Figure. III.10 : Dessin de ferrailage des poutrelles des étages courants

III.2.4. Calcul des poutrelles du plancher terrasse :

– Les combinaisons de charges:

$$G = 6.32 \times 0,65 = 4.108KN/ml$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 KN/ml$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 6,52 KN/ml \\ Q_{ser} = G + Q = 4,75 KN/m \end{array} \right.$$

Ce plancher, situer au dernier étage de la construction est exposé à l'extérieur, donc il ne satisfait pas la condition de fissuration peu préjudiciable pour pouvoir appliquer la méthode forfaitaire. C'est pour cela que la méthode des trois moments est la plus adaptée pour le calcul des poutrelles de ce plancher. Sa surcharge d'exploitation n'est pas très importante, parce que ce plancher n'a pas vocation à être accessible.

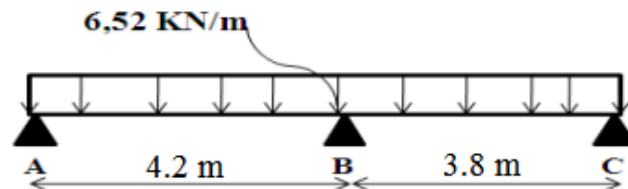
$$(M_{n-1} \times L_n) + 2M_n(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1}) = -6 \left[\frac{S_n \times a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

1. Les types des poutrelles :

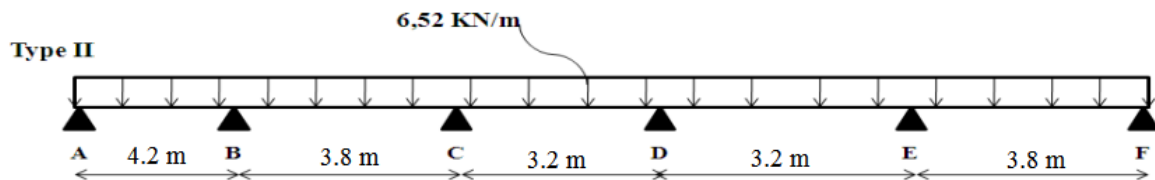
Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

Notre plancher terrasse comporte 2 types de poutrelles :

Type 1 :



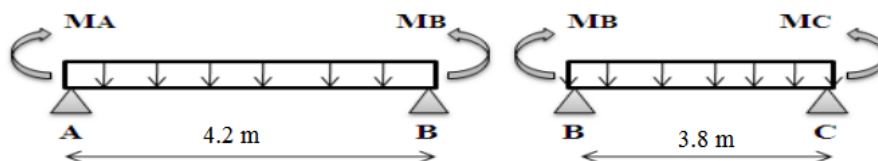
Type 2 :



1- Calcul des moments fléchissant :

La poutrelle de type 1 sera prise comme exemple de calcul détaillé, les autres poutrelles suivent les mêmes étapes de calcul.

– On isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



On a deux travées donc il y a une seule équation

- Partie AB :

$$M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6,52 \times 4,2^2}{8} = 14,376 \text{ kn.m}$$

$$a_n = b_n = \frac{L_n}{2} = \frac{4,20}{2} = 2,1 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3} (L_n \times M_0^{AB}) = \frac{2}{3} (2,1 \times 14,376) = 20,13 \text{ m}^2$$

- Partie BC :

$$M_0^{BC} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{6,32 \times 3,8^2}{8} = 11.41 \text{ kN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = \frac{3,8}{2} = 1,9 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3} (L_{n+1} \times M_0^{BC}) = \frac{2}{3} (3,8 \times 11.41) = 28.90 \text{ m}^2$$

On peut maintenant déterminer l'équation :

$$M_a = -0,2 M_0^{AB} = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -0,2 M_0^{BC} = -2.28 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow 4.2M_a + 3.8M_c + 16M_b = -210.204 \text{ KN.m} \dots (1)$$

On remplace M_a et M_c dans l'équation (1):

$$\Rightarrow 16M_b = -210.204 - 18.564 - 13.756$$

$$\Rightarrow M_b = -15.157 \text{ KN.m}$$

- Détermination des moments aux appuis et en travées :

a. Sur appuis :

Il suffit de faire la résolution d'équation trouvée précédemment :

$$16M_b + 3,8M_c + 210.26 = 0$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_a = 2.875 \text{ KN.m} \\ M_b = 11.83 \text{ KN.m} \\ M_c = 2.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. En travée :

$$M_{tAB} = \frac{(M_a + M_b) + M_{0AB}}{2} = \frac{(2.875 - 11.83) + 14.37}{2} = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{(M_b + M_c) + M_{0BC}}{2} = \frac{(-11.83 - 2.34) + 11.41}{2} = 4.68 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des efforts tranchant :

$$T = \frac{M_g - M_d}{l} \pm \frac{q l}{2}$$

Tableau. III.3 : Tableau des résultats obtenus (T en KN)

Position	T_A^-	T_A^+	T_B^-	T_B^+	T_C^-	T_C^+
Effort tranchant (KN)	0.00	11.53	-15.84	14.88	-9.89	0.00

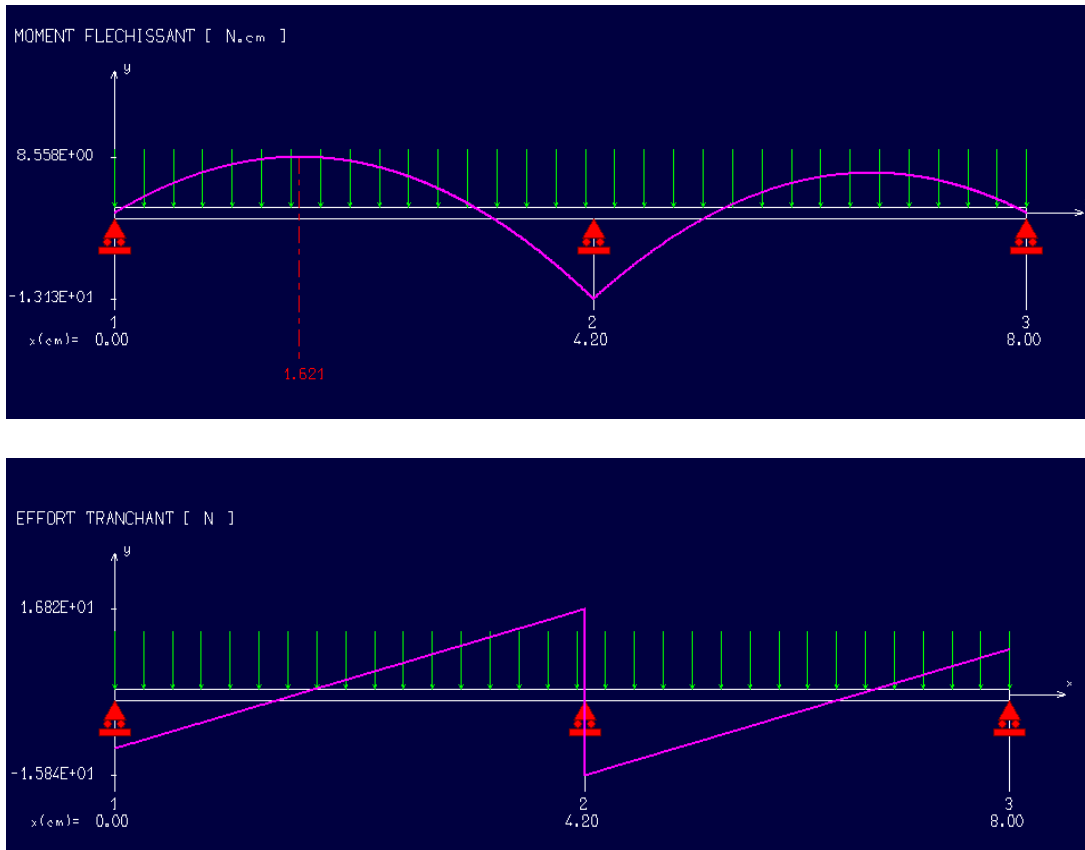
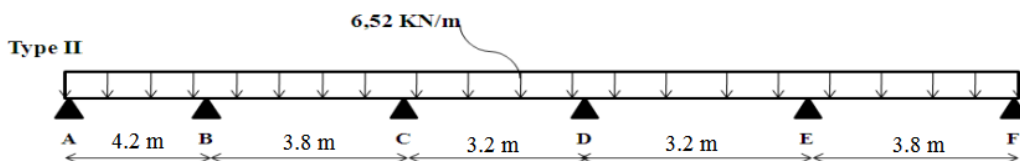


Figure. III.11 : Diagramme des moments et efforts tranchants pour poutre à deux travées

Type II : Poutre à Cinq (5) travées



On isolant deux travées adjacentes

Travée AB et BC :

$$4.2MA + 16MB + 3.8MC + 210.20 = 0 \dots\dots\dots (1)$$

Avec : MA = 0 KN.m

Travée BC et CD :

$$3.8MB + 14MC + 3.2MD + 142.853 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Travée CD et DE :

$$3.2MC + 12.8MD + 3.2ME + 106.823 = 0 \dots\dots\dots (3)$$

Travée DE et EF :

$$3.2MD + 14ME + 3.8MF + 142.853 = 0 \dots\dots\dots(4)$$

après la résolution des équations; on trouve :

a. Sur appuis :

$$M_A = 2.88 \text{ kn.m} \qquad M_D = 4.68 \text{ kn.m}$$

$$M_B = 10.92 \text{ kn.m} \qquad M_E = 8.5 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 6.17 \text{ kn.m} \qquad M_F = 2.35 \text{ kn.m}$$

b. En travée :

$$M_{TAB} = 7.48 \text{ kn.m} \qquad M_{TDE} = 1.76 \text{ kn.m}$$

$$M_{TBC} = 3.22 \text{ kn.m} \qquad M_{TEF} = 6.34 \text{ kn.m}$$

$$M_{TCD} = 2.92 \text{ kn.m}$$

Tableau. III.4 : Tableau des résultats obtenus(T en KN)

Effort tranchant (kn)	T_A	T_B	T_B	T_C	T_C	T_D	T_D	T_E	T_E	T_F
Résultat	11.78	13.64	15.61	10.90	- 11.14	9.24	- 9.97	14.01	- 11.63	- 10.77

Pour ce plancher les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles l'E.L.U et l'E.L.S

Tableau. III.5. Tableau récapitulatif des résultats obtenus(M en KN.m et T en KN) Plancher terrasse

Type	ELU			ELS	
	M travée max	M appui max	T max	M travée	M max
Type 1	7.03	11.83	15.82	5.13	8.63
Type 2	7.48	10.92	15.61	7.83	12.09

Les sollicitations maximales de calcul sont:

E.L.U:

- $M_{\text{travée (max)}} = 5.88 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{appui (max)}} = 6.96 \text{ KN.m}$
- $T_{\text{max}} = 11.60 \text{ KN}$

E.L.S:

- $M_{\text{travée (max)}} = 4.30 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{appui (max)}} = 5.08 \text{ KN.m}$

Remarque:

- ELU : pour le ferrailage ;
- ELS : Vérification.

2. Calcul du ferrailage des poutrelles :**2.1 Calcul des armatures longitudinales :**❖ **L'E.L.U :****1. En travée:**

On calcule le moment de résistance de la table:

$$M_{\text{tb}} = b \times h_0 \times \sigma_{\text{bc}} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 65 \times 4 \times 14.17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) 10^{-3}$$

$$M_{\text{t(max)}} = 5.88 \text{ KN.m} < 59.07 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{\text{t(max)}} = 5.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{t max}}}{\sigma_{\text{bc}} \times d^2 \times b} = \frac{5.88 \times 10^3}{14,20 \times (18)^2 \times 65} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988 ; \beta \text{ est tirée du tableau}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{s cal}} = \frac{M_{\text{t max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.88 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\text{min}} = \frac{I}{0,81 \times h_t \times V'} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{15486}{0,81 \times 20 \times 5.88} \times \frac{2,1}{400} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{s cal}} = 1.35 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Le choix : **1T10** filante + **1T12** chapeau ; $A_s = 1,92 \text{ cm}^2$

2. Sur appuis: (La section calculée est une section rectangulaire de dimension $(12 \times 20) \text{ cm}^2$)

a. Sur appui intermédiaire (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,96 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,20} = 0,0126 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,126 \Rightarrow \beta = 0,932$; β est tirée du tableau.

$$A_{s \text{ cal}} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,96 \times 10^3}{0,932 \times 18 \times 348} = 1,192 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \times ht \times V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{14925,60}{0,81 \times 20 \times 13,75} \times \frac{2,1}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$A_{s \text{ cal}} = 1,192 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,35 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Le choix: **1T10**(filante) + **1T10** (chapeau) = **1.58 cm²**

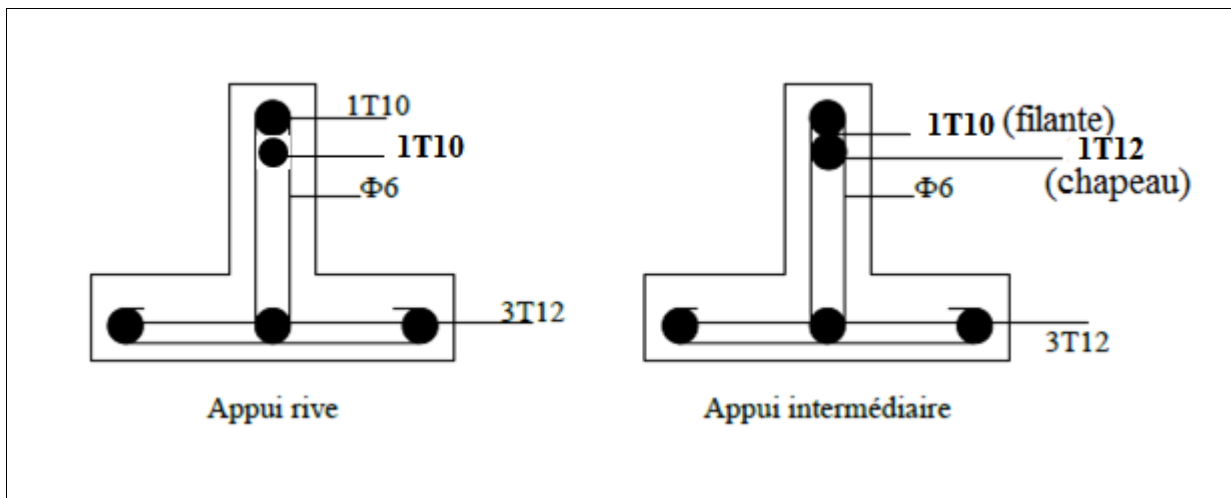
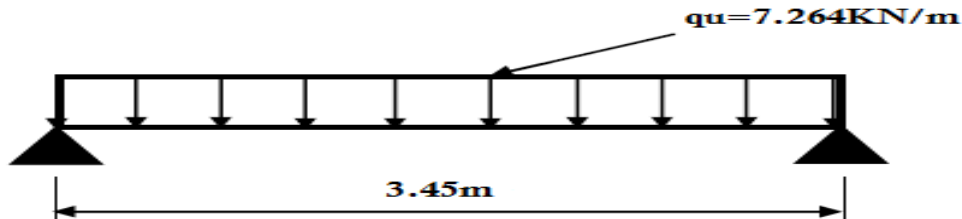


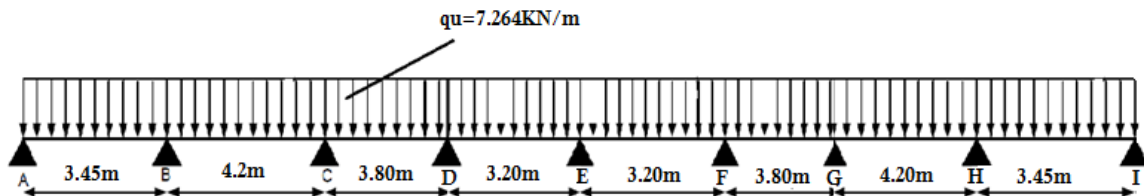
Figure. III.12 : Dessin de ferrailage des poutrelles du plancher terrasse

Calcule les potrelle du (Plancher RDC) :

Type1:



Type 2 :



La méthode forfaitaire est applique quand les conditions suivantes sont vérifiées

$$Q_B \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \times 5.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 2.5 \text{ KN/m}^2 \leq 11 \text{ KN/m}^2 \text{ C.V} \quad \longrightarrow$$

Les moments d'inertie sont les même dans les différentes travées ;

Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0.85 \leq \frac{3.45}{4.2} \leq 1.25 \quad \Rightarrow \quad 0.85 \leq 0.82 \leq 1.25 \text{ C.N.V}$$

La Fissuration est considérée comme peu préjudiciable .C.V

Les portés successifs des travées ne sont pas vérifiés dans ce cas on a utilisé RDM6

Méthode de logiciel RDM 6 :

Ce logiciel donne les diagrammes de moment et les diagrammes des efforts tranchants et pour calculer les moments en appuis rive en utiliser les formules suivantes :

$$\text{ELU:} \quad M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{7.264 \times (3.45)^2}{8} = 10.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.2 M_0^{AB} = 2.16 \text{ KN.m}$$

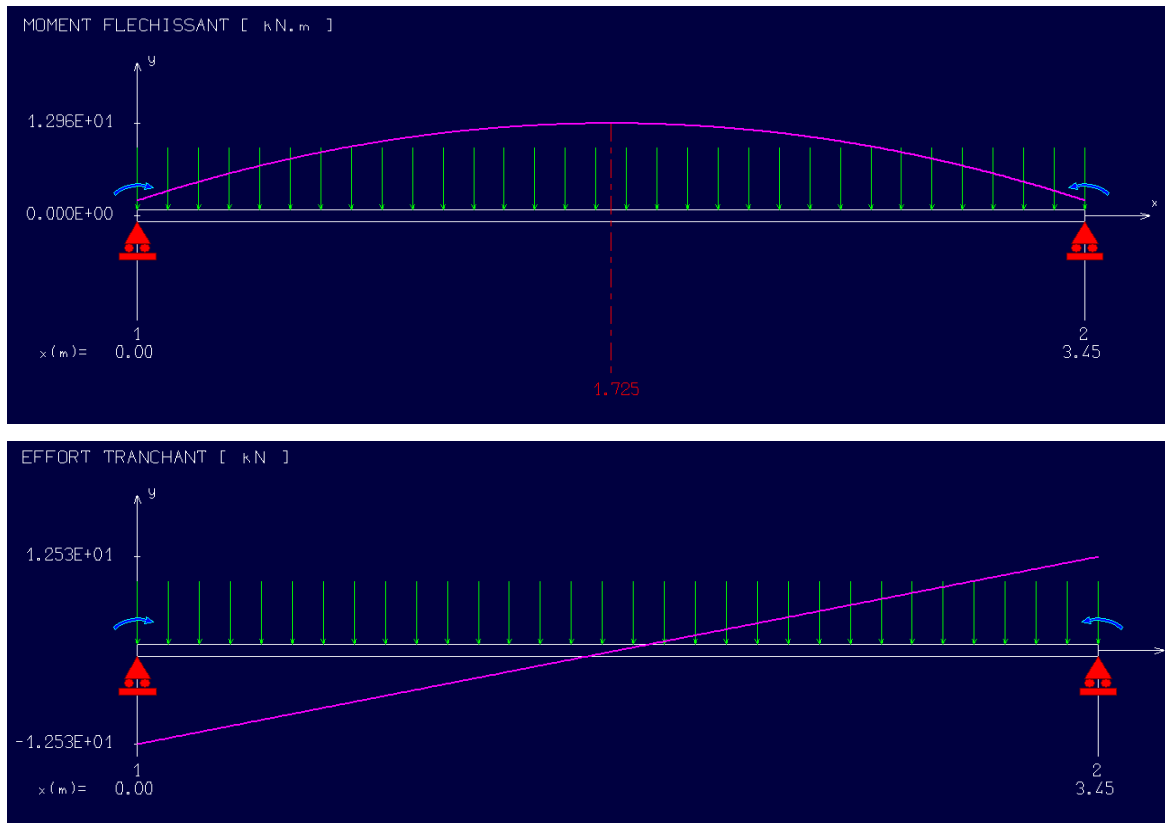


Figure III.13 Diagrammes des moments et l'effort tranchant

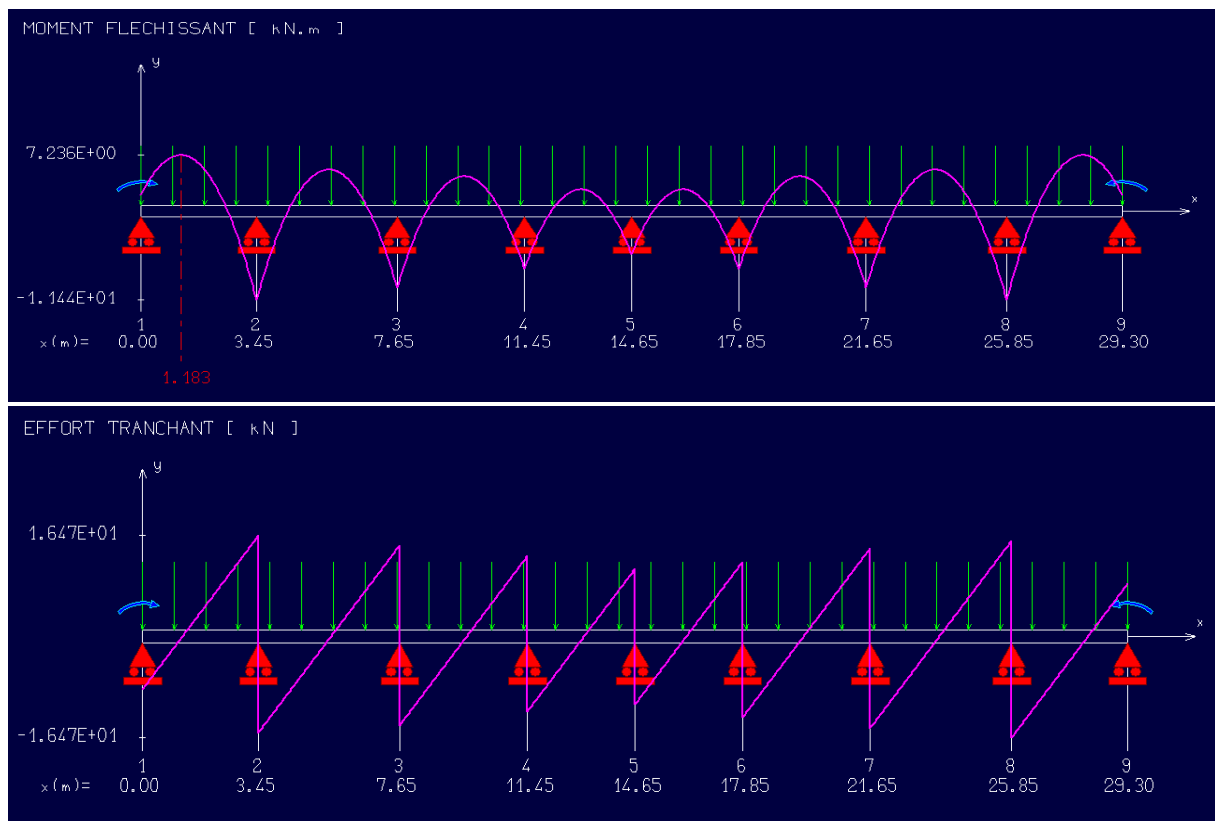


Figure III.14 Diagrammes des moments et l'effort tranchant

ELS:

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5.2 \times (3.45)^2}{8} = 7.74 \text{KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.2M_0^{AB} = 1.55 \text{KN.m}$$

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L_{AB}^2}{8} = \frac{5.2 \times (4.2)^2}{8} = 11.46 \text{KN.m}$$

$$M_{appui} = 0.2M_0^{AB} = 2.29 \text{KN.m}$$

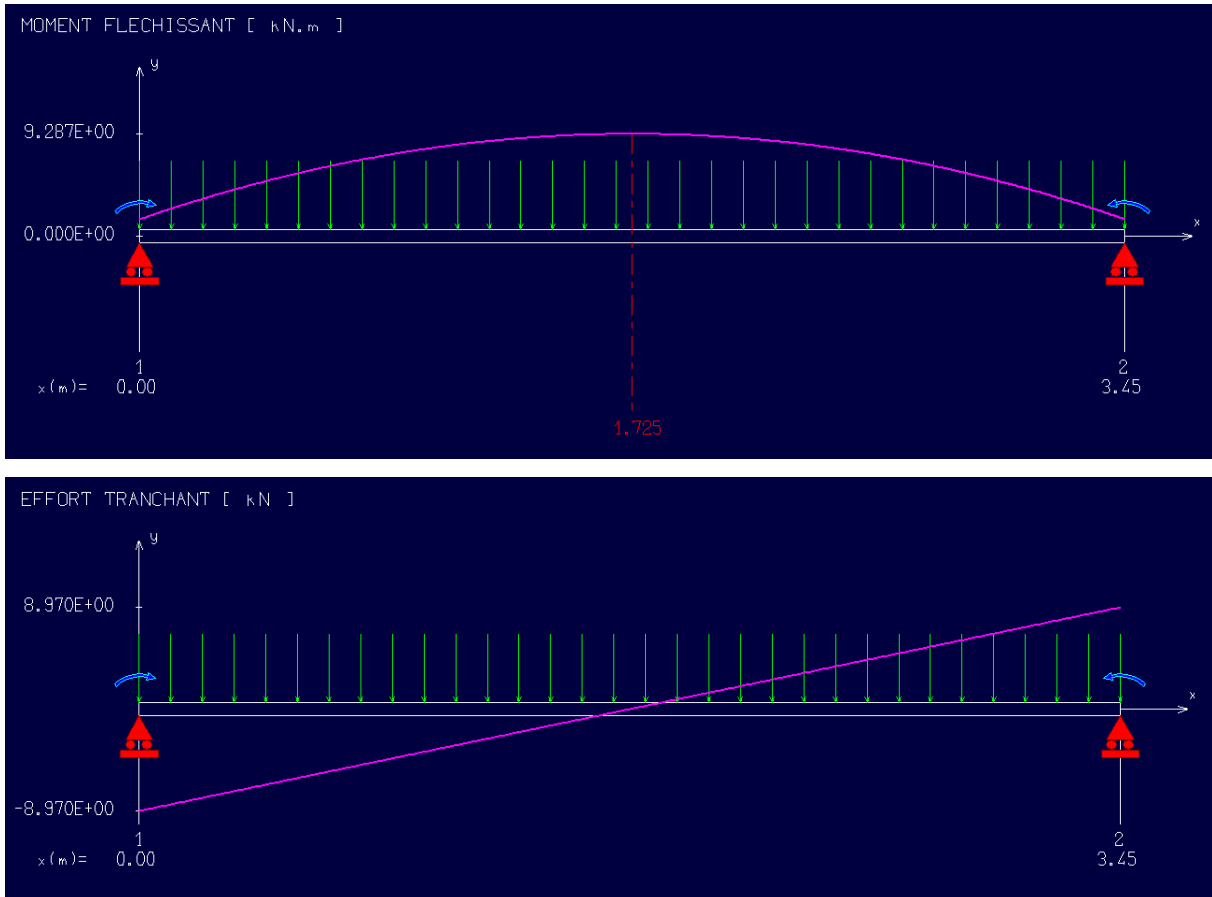
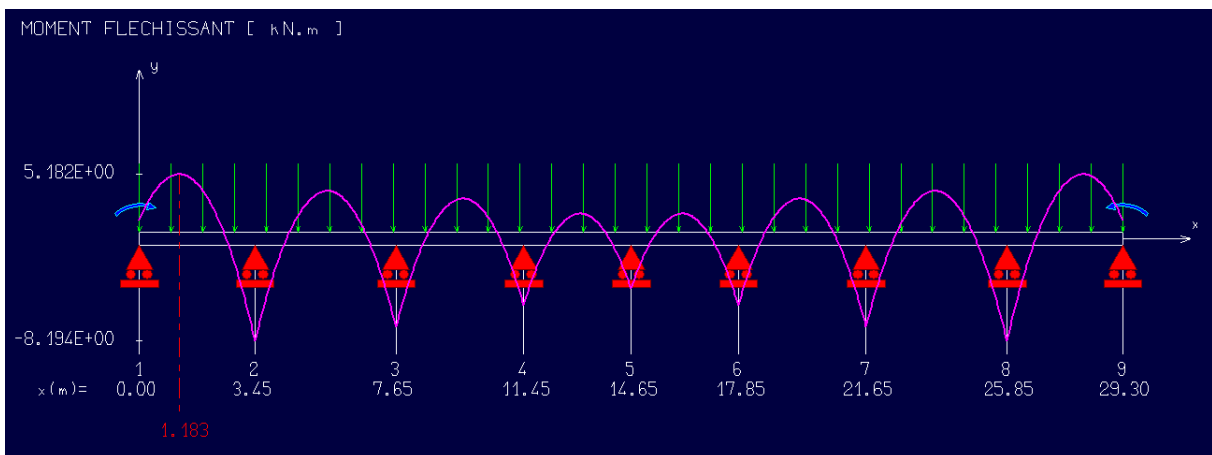


Figure III.15 Diagrammes des moments et l'effort tranchant



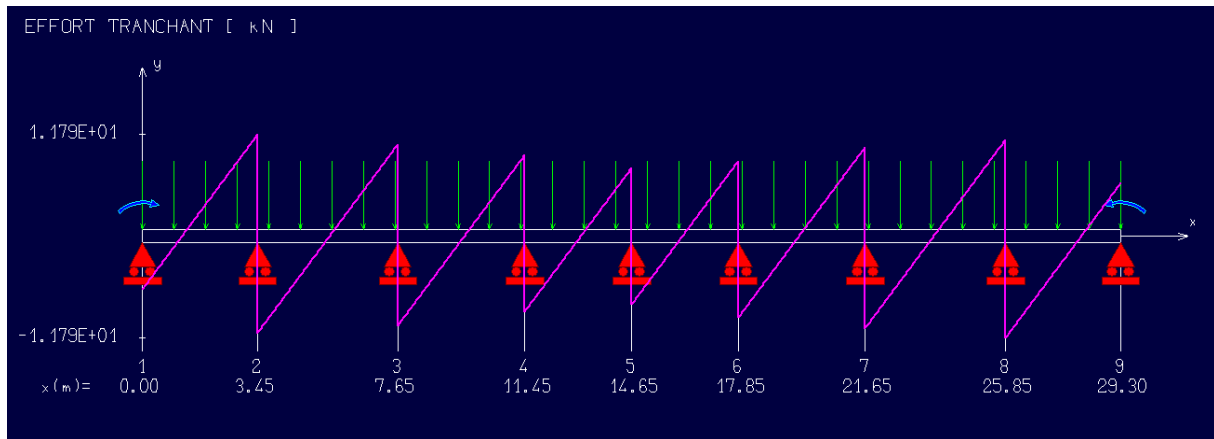


Figure III.16 Diagrammes des moments et l'effort tranchant

Tableau. III.6: Tableau Récapitulatif des Résultats Obtenus (Plancher RDC)

Type	ELU				ELS		
	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}	T _{max}	M _{travée}	M _{int}	M _{rive}
Type 1	12.96	/	2.16	12.53	9.28	/	1.55
Type 2	7.24	11.44	2.16	16.47	5.18	8.19	1.55

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_{t \max} = 12.96 \text{KN.m} \\ M_{inter \max} = 11.44 \text{KN.m} \\ M_{riv \max} = 2.16 \text{KN.m} \\ T_{\max} = 16.47 \text{KN} \end{cases}
 \quad
 \text{ELS} \begin{cases} M_{t \max} = 9.28 \text{KN.m} \\ M_{inter \max} = 8.19 \text{KN.m} \\ M_{riv \max} = 1.55 \text{KN.m} \end{cases}$$

Calcul du ferrailage Des Poutrelles :(à l'ELU) :

Calcul Des Armatures Longitudinales à (l'E.L.U) :

En travée :

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée

$$M_t = \sigma_{bc} \times h_0 \times b \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow 14.17 \times 4 \times 65 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_t = 59.07 \text{KN.m}$$

($M_t = 59.07 \text{KN.m} > M_{t \max} = 12.96 \text{KN.m}$) → L'axe neutre tombe dans la table, et le

calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (65 × 20) cm²

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{12.96 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.043$$

$$\mu = 0.043 < \mu_e = 0.392 \text{ A' } \#$$

Voir tableau on a : $\beta = 0.9785$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \approx 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.96 \times 10^3}{0.9785 \times 18 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2$$

IV.4.3 Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{\left(65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (4 \times (20 - 4))} = 13.75 \text{ cm}$$

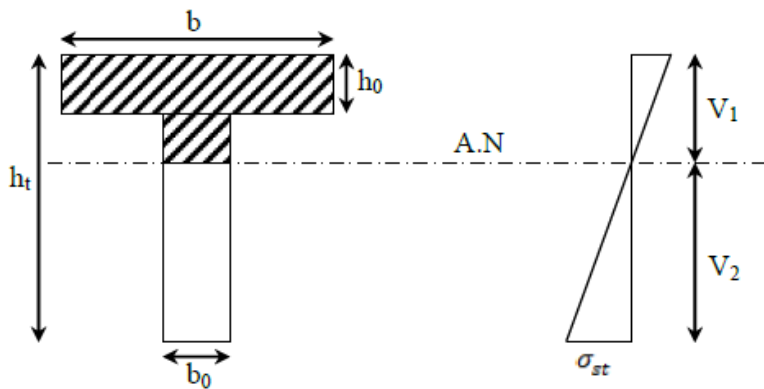


Figure III.17: Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times 6.25^3 - ((65 - 4) \times (6.25 - 4)^3)}{3} + \frac{4 \times (20 - 6.25)^3}{3}$$

$$I = 15486.91 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.91 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 2.11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.365 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En prend → 3T12 ; ($A_s = 3.39 \text{ cm}^2$)

Sur appuis :

$M_{appuis} < 0 \Rightarrow$ Le béton tendu est négligé, le calcul sera fait pour une section rectangulaire
 $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$

c) Appui intermédiaires (armatures supérieurs) :

$$M_{a.int} = 11.44 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a.int}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.44 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.202$$

$$\mu = 0.202 < \mu_e = 0.392 \text{ A'}$$

A partir de tableau: $\beta = 0.882$

$$A_{a.int} = \frac{M_{a.int}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.44 \times 10^3}{0.882 \times 18 \times 348} = 2.07 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

On prend : **1T12** (filante) + **1T12** (chapeau) ; ($A_s = 2.26 \text{ cm}^2$)

a) Appui de rive :

$$M_{a.rive} = 2.16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{rive}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2.16 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.039$$

$$\mu = 0.039 < \mu_e = 0.392 \text{ A'}$$

A partir de tableau: $\beta = 0.980$

$$A_{a.rive} = \frac{M_{rive}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.16 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures:

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2$condition vérifiée.

A partir tableau de sections \rightarrow 1T10 ($A_s = 0.79 \text{ cm}^2$)

Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_{t(ser)} = 9.28 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre: Soit « y » la distance entre le centre de gravité de la section homogène « S » et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A(d - y) = 0$$

$$b = 65\text{cm}, \eta = 15, A = 3.39\text{cm}^2, d = 18\text{cm}, b_0 = 12\text{cm}, A' = 0$$

$$32.5y^2 + 15 \times 0(y - c') - 15 \times 3.05(18 - y) = 0 \rightarrow y = 4.61\text{cm}$$

$y = 4.61\text{cm}$ L'axe neutre tombe dans la nervure (section T)

Moment d'inertie:

$$I_G = \frac{b \times y^3}{2} + \eta \times A'(y - c') + \eta \times A(d - y)^2 = \frac{65 \times 4.61^3}{2} + 15 \times 3.39(18 - 4.61)^2$$

$$I_G = 11236\text{cm}^4$$

Calcul des contraintes :

d) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{9.28 \times 10^3}{11236} \times 4.61 = 3.81\text{Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.81\text{Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La fissuration non préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier σ_{st} .

e) Contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{16.47 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.76\text{Mpa}$$

Fissuration préjudiciable:

$$\overline{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 4\text{Mpa}\} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\{0.13 \times 25; 4\text{Mpa}\}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau}_u = \min\{3.25; 4\text{Mpa}\} = 3.25\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 0.76\text{Mpa} < \overline{\tau}_u = 3.25\text{Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures transversales A_t :

▪ **Le diamètre**

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L\right) \text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) \text{mm}$$

$$\phi_t \leq \min(5.71; 12; 10) = 5.71\text{mm}$$

On adopte : $\phi_t = 6\text{mm}$

▪ **Calcul des espacements**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq \min(16.20; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 16.20\text{cm}$$

On Prend : $S_t = 15\text{cm}$

▪ La section des armatures transversales

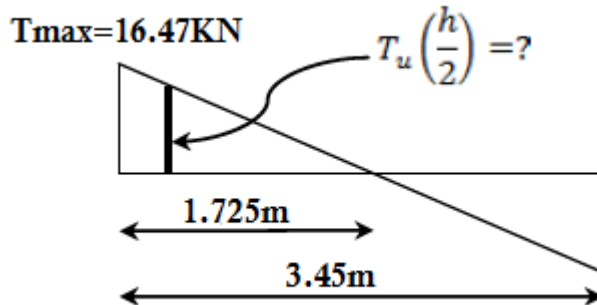
$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)\right) - (0.3K \times f_{tj})}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots \dots \dots (1)$$

$K=1$ fissuration peu préjudiciable

$f_{tj} = 2.1\text{Mpa}$, $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$, $f_e = 235\text{Mpa}$, $\gamma_s = 1.15$

D'où : $\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 \times d}$

Par la méthode des triangles semblables, on a calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)$.



$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{X - \left(\frac{h}{2}\right)} \rightarrow T_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_{max} \left[X - \left(\frac{h}{2}\right)\right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

Avec : $T_{max} = 16.47\text{KN}$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times l}$$

$$X = \frac{3.45}{2} + \frac{2.16 - 2.16}{7.264 \times 3.45} = 1.725\text{m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.20}{2} = 0.10\text{m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{16.47[1.725 - 0.10]}{1.725} = 15.51\text{KN}$$

$$\tau_u \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{15.51 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.72\text{Mpa}$$

D'après (1) :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0.72 - (0.3 \times 2.1)) \times (12 \times 1.15)}{0.9 \times 235} = 5.87 \times 10^{-3}\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0.4Mpa \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max \left(\frac{0.72}{2} ; 0.4Mpa \right)$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \max(0.36 ; 0.4Mpa) \rightarrow \frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq 0.4Mpa$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0}{f_e} \rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0.4 \times 12}{400} = 0.02cm \dots \dots (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Rightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0.02cm$

On prend : **St = 15cm**

On trouve : $A_t \geq 0.02 \times 15 = 0.3cm^2 \rightarrow \begin{cases} 2\phi 8 = 1.01cm^2/ml \\ S_t = 15cm \end{cases}$

D'après le RPA 99 (version 2003)

Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi_l; 15cm) \rightarrow S_t \leq \min(10cm; 15cm)$$

$$\text{donc } S_t = 10cm$$

Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15cm ; \text{ donc } S_t = 15cm$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 16.47KN$$

$$M_{appui} = 11.44KN.m$$

$$F_u = \frac{M_{appui}}{Z} = \frac{M_{appui}}{0.9h} = \frac{11.44}{0.9 \times 18 \times 10^{-2}} = 70.62KN$$

$$F_u = 70.62KN \geq T_u = 16.47KN$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

▪ **Compression de la bielle d'about:**

La contrainte de compression dans la biellette est de:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ et } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{a \times b_0}$$

Où : a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que:

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \frac{2T}{a \times b_0} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow a \geq \frac{2T \times \gamma_b}{0.8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{2 \times 16.47 \times 1.5}{0.85 \times 12 \times 25 \times 10} = 0.019m = 1.9cm$$

$$a = \min(a'; 0.9d); a' = c - c' - 2; c' = 2cm; c = 45cm$$

a' : La largeur d'appui

$$a' = 45 - 2 - 2 = 41cm$$

c : La largeur de l'appui du poteau

$$a = \min(41; 16.2) = 16.2cm$$

c' : L'enrobage

$$16.2cm \geq 2.5cm \dots \dots c.v$$

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec:

ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales tendues.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\psi_s = 1.5$ pour HA ; $T = 14.52KN$; $n = 3$; $\mu = 3.14cm$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{16.47 \times 10^3}{16.2 \times 3.14 \times 3 \times 10^2} = 1.08Mpa$$

$$\bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15Mpa$$

$$\tau_{ser} = 1.08Mpa \leq \bar{\tau}_{ser} = 3.15Mpa \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = \psi_s^2 \times f_{t28} = 1.5^2 \times 2.1 = 2.84Mpa$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21cm$$

La longueur est dépassé la largeur de la poutre secondaire ($b=30cm$), est obligés des courber les armatures d'une valeur « r »:

$$r = 5.5\phi = 5.5 \times 1 = 5.5cm$$

Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} = \frac{20}{420} \geq 0.047 \rightarrow 0.047 \geq 0.44 \text{ condition vérifier} \right.$$

$$\left\{ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} = \frac{20}{420} \geq \frac{8.19}{15 \times 11.46} \rightarrow 0.047 \geq 0.047 \text{ condition vérifiée} \right.$$

$$\left\{ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400} \rightarrow 0.015 \geq 0.009 \text{ condition vérifiée} \right.$$

Lorsque les dernières conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche

↳ On adopte les mêmes étapes que dans l'exemple précédent afin d'éviter toute redondance

Calcul de la flèche :

$$F_i = \frac{M_i \times L^2}{10E_i \times I_{F_i}}$$

$$F_{ij} = 0.30cm$$

$$F_{iq} = 0.56cm$$

$$F_{ig} = 0.37cm$$

$$F_{iv} = 0.81cm$$

$$F_{total} = F_{vg} - F_{ij} + F_{iq} - F_{ig}$$

$$F_{total} = 0.81 - 0.30 + 0.56 - 0.73$$

$$F_{total} = 0.70cm$$

Il faut : $F_{total} < F_{adm}$

$$F_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{240}{500} = 0.84cm$$

Donc : $F_{total} = 0.70 < F_{adm} = 0.84 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

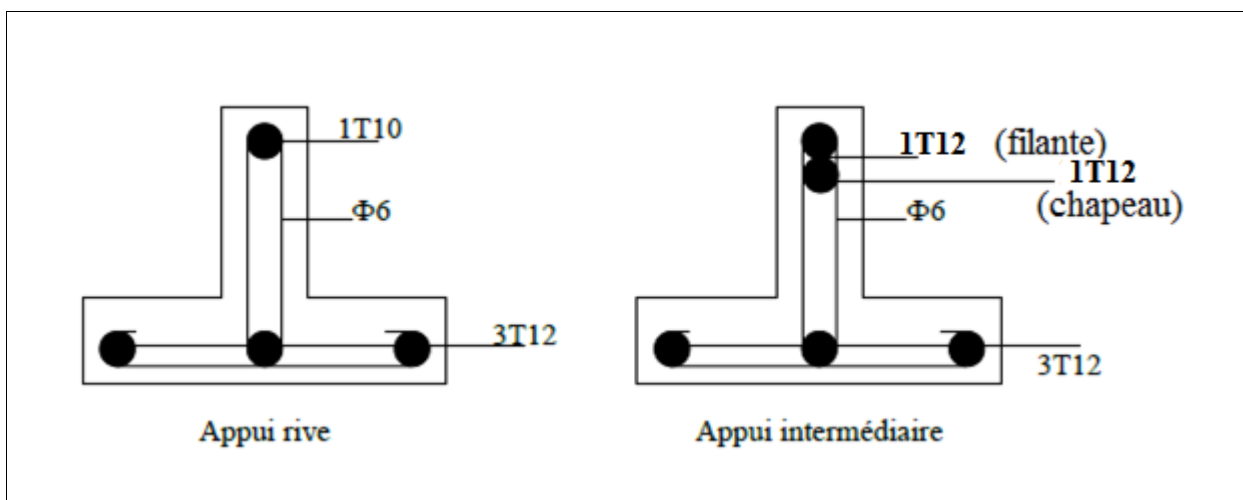


Figure III.18. Ferrailage des poutrelles des RDC

Chapitre IV :

Éléments non structuraux

IV.1. Acrotère :**Introduction :**

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour la protection de l'étanchéité et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G vertical et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1000 N/ml provoquant un moment de flexion.

Donc le calcul s'effectue pour une bande de 1 m en flexion composée (M, N)

Soit une section de :

-La hauteur $h=70$ cm

-L'épaisseur $e_p=15$ cm

IV.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :**Calcul des efforts :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

a) Poids propre :

$$S = (0,7 \times 0,15) + (0,09 \times 0,15) + \left(\frac{0,04 \times 0,15}{2}\right) = 0,1223m^2$$

$$G_{acrotère} = Pp = 0,1223 \times 25 = 1,73 \text{ KN/ml}$$

$$P_{acrotère} = S \times \gamma_{BA} \times 1m \Rightarrow 0,1223 \times 25 \times 1 = 3,056 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3,056 \text{ KN/ml}$$

$$P = [70 + 15 + 9 + 15 + 57 + (\sqrt{4^2 + 15^2})] = 181,52 \text{ cm} = 1,815 \text{ m}$$

$$P_{enduit} = (0,18 \times 2) \times 1,815 = 0,653 \text{ KN/ml}$$

$$G = P_{acrotère} + P_{enduit} = 3,056 + 0,653 = 3,709 \text{ KN}$$

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 3,709 = 5,007 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = N_G = 3,709 \text{ KN}$$

c) Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times Q \times H = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

c) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \times V = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ KN}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable on prend $C = C' = 2\text{cm}$

f) Excentricité :

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.05}{5.007} = 0.209\text{m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075\text{m} < 0.209\text{m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

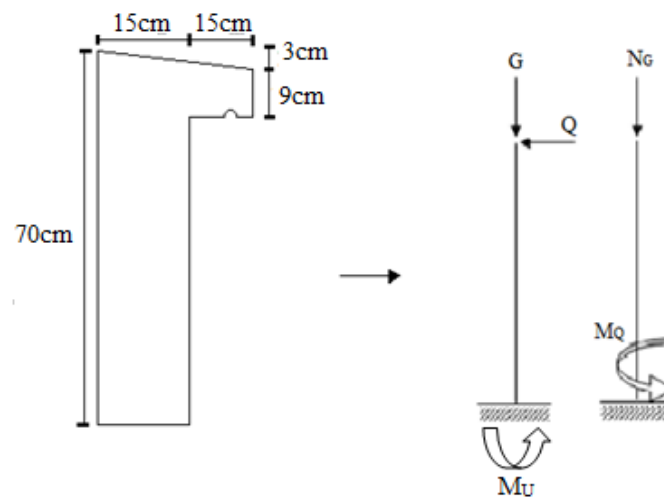


Figure IV.1: Acrotère en béton armé

IV.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$d' = h - c = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5\text{cm} = 0.135\text{m}$$

$$Mu = Nu \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow Mu = 5.007 \times \left(0.209 + \frac{0.15}{2} - 0.02 \right) = 1.322\text{KN.m}$$

$$(d - c') \times Nu - Mu \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times Nu - Mu = ((0.135 - 0.02) \times 5.007) - 1.05 = -0.474\text{KN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$\rightarrow (0.337 \times 0.15 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 1 \times 0.15 = 73.01\text{KN.m}$$

$-0.474\text{KN.m} < 73.01\text{KN.m}$ Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

Pour une bande de 1m $(b.h) = (100 \times 15) \text{cm}^2$.

IV.1.3. Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$d = 0.9 \times h = 0.135m, \quad Mu = 1.05KN.m$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.05 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.004 < \mu_e = 0.392 \quad A' \neq 0$$

IV.1.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_1 = 0.8 \times \alpha_1 (1 - 0.4\alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 \times 1000 \varepsilon_{sl}} \text{ avec } 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \sigma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 \times 1.74} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.3920,392 > 0,0084 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée

$$A_{fs} = \frac{M_1}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.05 \times 10^3}{0.998 \times 13.5 \times 348} = 0.223 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{1000 \sigma_s} = (0.223) - \left(\frac{5.007 \times 10^3}{348 \times 1000} \right) = 0.21 \text{ cm}^2/m$$

IV.1.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 100 \times \frac{2.1}{400} \dots (IV.9)$$

Remplace les valeurs de b ; d ; f_{t28} et f_e dans la formule (IV.9)

$$\text{On prend : } A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4\phi 8 \text{ p.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_{pr}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $4\phi 8 \text{ p.m}$; $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.1.4. Vérification des contraintes (E.L.S) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{ser} = 3.709 \times \left(0.209 - 0.02 + \frac{0.15}{2} \right) = 0.98 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y_1^2 - \eta \cdot A_s(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50y_1^2 - 15 \times 2.01(13.5 - y_1) = 0 \Rightarrow y_1 = 2.567cm$$

c) Moment d'inertie : $\eta = 15$ selon l'hypothèse [BAEL91]

$$\frac{b}{3}y_1^3 - \eta \cdot A_s(d - y_1)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 2.567^3 + 15 \times 2.01(13.5 - 2.567)^2 = 4167.18cm^4$$

IV.1.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{980}{4167.18} \times 2.567 = 0.60Mpa$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.60Mpa < \bar{\sigma}_{bc} = 15Mpa \quad \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.1.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.67; 201.63 \} = 201.63Mpa$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{980}{4167.18} (13.5 - 2.567) = 38.56Mpa$$

$$\sigma_{st} = 38.56 Mpa < \bar{\sigma}_{st} = 201.63Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.1.4.3. Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5Q = 1.5 \times 1 \quad T = 1.5KN$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.135} = 11.11 KN/m^2 = 0.011Mpa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.1 f_{c28}; 4Mpa \} \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.1 \times 25; 4Mpa \} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \{ 2.5; 4Mpa \} = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.011 Mpa < \bar{\tau}_u = 2.5Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.1.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone $A = 0,1$ (zone1, groupe2)

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,1 \times 1,71 = 0,55 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN}$; Condition vérifiée

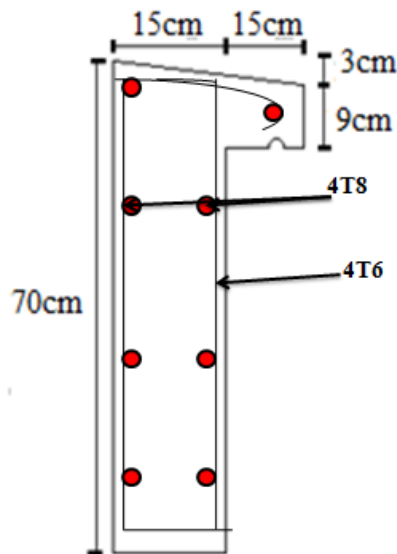


Figure IV.2 : Ferrailage de l'acrotère

IV.2. Balcons :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Un balcon est une plateforme en saillie sur la façade d'un bâtiment, qui permet de communiquer avec les parties intérieures d'une construction.

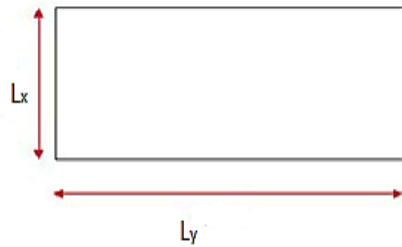
Le balcon est soumis à une charge permanente G (**poids propre**), charge concentrée à l'extrémité libre P (**poids propre des murs**), et une charge d'exploitation Q .

IV.2.1. Balcon étages courants :

On a:

L_y : La longueur de l'encastrement à la poutre ; $L_y = 5.21m$; $4.35m$

L_x : La longueur de l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1.45m$; $1.4m$



$$\begin{cases} \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.45}{5.21} = 0.27 < 0.4 \\ \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{4.35} = 0.32 < 0.4 \end{cases} \rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens (suivant } L_x)$$

Calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire de largeur.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la

$$e \geq \frac{L}{20} \quad e \geq \frac{145}{20} ; \frac{140}{20} \quad e \geq 7.25 \text{ cm} ; 7 \text{ cm}$$

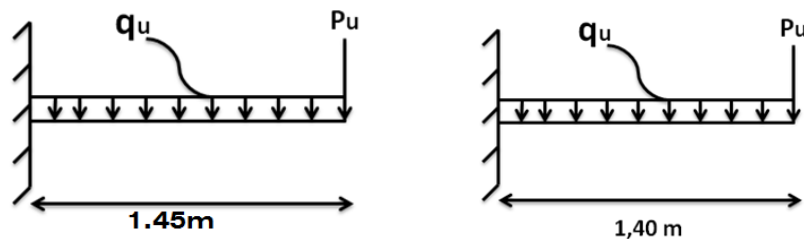


Figure IV.3: schéma statique de balcon

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu

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

✓ Pour faire le calcul on prend le cas (1,45m pour 1ml)

IV.2.1.1. Les charges et les sollicitations :

La descente de charge du balcon:

- ↪ Revêtement en carrelage : 0.4 KN/m^2
- ↪ Mortier de pose : 0.4 KN/m^2
- ↪ Lit de sable : 0.36 KN/m^2
- ↪ Dalle pleine en béton armé (15cm) : 3.75 KN/m^2
- ↪ Enduit en ciment : 0.45 KN/m^2

Charge permanente G : 5.36 KN/m^2

Charge d'exploitation Q : 3.5 KN/m^2

- **Charge surfacique et linéaire :**

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35(5.36) + 1.5(3.5) = 12.49 \text{ KN/m}^2 \text{ (Charge surfacique)}$$

$$Q_u = 12.49 \times 1\text{m} = 12.49 \text{ KN/ml} \text{ (Charge linéaire)}$$

$$Q_{ser} = (G + Q) = (5.36) + (3.5) = 8.86 \text{ KN/m}^2 \text{ (Charge surfacique)}$$

$$Q_{ser} = 8.86 \times 1\text{m} = 8.86 \text{ KN/ml} \text{ (Charge linéaire)}$$

Charge concentrée du mur au balcon :

- **Poids propre du mur :**

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique creuse de **1,20m** de hauteur et de 10cm d'épaisseur son poids propre est calculé de la manière suivante:

$$p_m = \gamma m \times b \times h \times 1\text{m} = 0.9 \times 0.1 \times 1.20 \times 1 = 1.08 \text{ KN}$$

- **Enduit en ciment :**

$$p_{\text{Enduit ext}} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 18 \times 0.025 \times 1.20 \times 1 = 0.54 \text{ KN}$$

$$p_{\text{Enduit int}} = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 0.18 \times 0.015 \times 1.20 \times 1 = 0.324 \text{ KN}$$

$$p_{\text{Enduit TOT}} = 0.54 + 0.324 = 0.864 \text{ KN}$$

- **Charges totales:**

$$p_{\text{TOTAL mur}} = p_m + p_{\text{Enduit TOT}} = 1.08 + 0.864 = 1.94 \text{ KN}$$

$$p_u = 1.35 \times p_{\text{TOTAL mur}} = 1.35 \times 1.94 = 2.62 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment maximal et de l'effort tranchant :**

$$\text{ELU: } M_{\text{max}} = \frac{q_u l^2}{2} + p_u \times L = \frac{12.49 \times 1.4^2}{2} + 2.62 \times 1.4 = 15.90 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = q_u \times L + p_u = 12.49 \times 1.4 + 2.62 = 20.11 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } M_{\text{max}} = \frac{q_{ser} l^2}{2} + p_u \times L = \frac{8.86 \times 1.4^2}{2} + 2.62 \times 1.4 = 12.35 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = q_{ser} \times L + p_u = 8.86 \times 1.4 + 2.62 = 15.024 \text{ KN}$$

IV.2.1.2. Ferrailage :

Tableau IV.1. Détail Ferrailage du balcon :

M (KN.m)	μ	β	d (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{adopt}	$A_r = \frac{A_s}{4}$ (cm ²)	A_{adopt}
15.90	0.061	0.9685	13.5	3.49	4T12 /ml=4.52cm ² St= 25cm	1.13	4φ8 /ml=2.01cm ² St= 25cm

IV.2.1.3. Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc: $A_{adpt} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée.

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{20.11 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.15 \text{ Mpa}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{0.1 \times 25; 4 \text{ Mpa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5; 4 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$\begin{cases} M_{max} = 12.35 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 15.024 \text{ KN} \end{cases}$$

1. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A(d - y) = 50y^2 + 15 \times 0(y - c') - 15 \times 4.52(13.5 - y) \rightarrow y = 3.6 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \times y^3}{2} + \eta \times A(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.6^3}{2} + 15 \times 4.52(13.5 - 3.6)^2 = 8977.87 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12.35 \times 10^3}{8977.87} \times 3.6 = 4.95 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.95 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{140} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.1 \geq 0.06 \text{ condition vérifiée} \right.$$

$$\left. \left\{ \frac{A_{smax}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.003 \leq 0.01 \text{ condition vérifiée} \right. \right.$$

IV.2.3. Schéma de ferrailage :

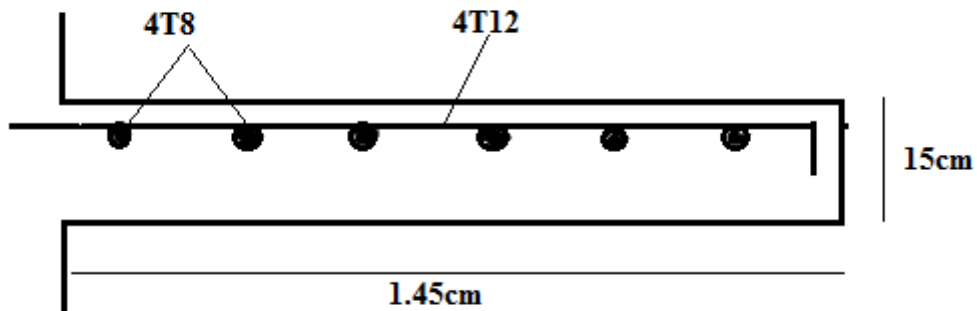


Figure IV.4: Schéma de ferrailage du balcon (étage courant)

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec: ψ_s : Coefficient de cisaillement.

T : l'effort tranchant maximum.

n : nombre d'armatures longitudinales tendues.

μ : Périmètre d'armatures tendu $\mu = \pi \times \phi = 3.14 \times 1 = 3.14$

$\psi_s = 1.5$ pour HA ; $T = 14.52KN$; $n = 3$; $\mu = 3.14cm$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d \times \mu \times n} = \frac{15.024 \times 10^3}{12.15 \times 3.14 \times 4 \times 10^2} = 0.95Mpa$$

$$\overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15Mpa$$

$$\tau_{ser} = 0.95Mpa \leq \overline{\tau_{ser}} = 3.15Mpa \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.3. Escaliers :

Introduction :

L'escalier : Ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Les éléments principaux sont :

- **Emmarchement (E)** : largeur utile entre murs ou limons.
- **Hauteur de marche (H)** : distance verticale entre deux marches successives (en général 17 à 20 cm).
- **Giron (G)** : distance horizontale entre les nez de deux marches consécutives (environ 27 à 32 cm).

- **Contremarche** : partie verticale entre deux marches ou élément qui ferme cet espace.
- **Marche** : surface plane sur laquelle on pose le pied, pouvant aussi désigner l'ensemble marche + contremarche, surtout en béton.

Il existe deux types de marches :

- ↳ **Marche droite** : de forme rectangulaire.
- ↳ **Marche balancée** : de forme trapézoïdale, utilisée pour les changements de direction dans les escaliers.
- **Lepalier** : est une plateforme (en béton, bois ou métal) située à l'extrémité d'une volée d'escalier. On distingue deux types principaux :
 - ↳ **Palier d'arrivée (ou palier d'étage)** : prolonge le plancher d'un étage et permet l'accès aux pièces.
 - ↳ **Palier intermédiaire (ou de repos)** : placé entre deux volées d'escalier, il ne dessert aucun local. Il est utilisé lorsque le nombre de marches est trop élevé pour une seule volée ou lorsque les deux volées ne sont pas alignées

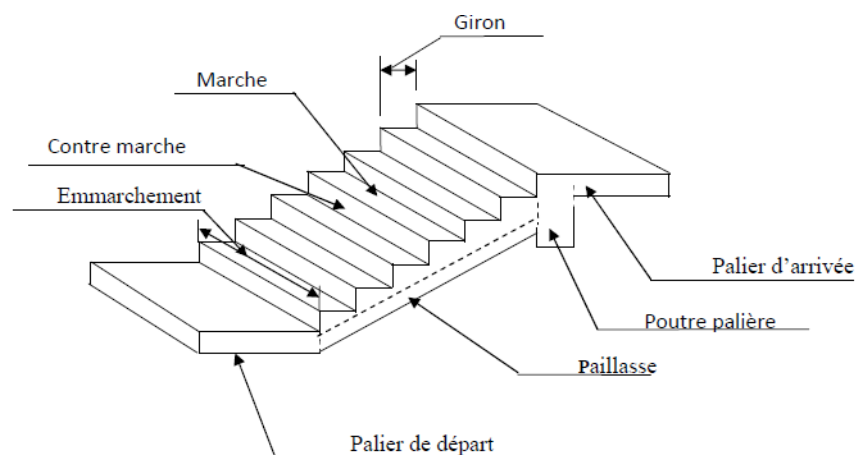


Figure IV.5. Coupe verticale de l'escalier.

Notre bâtiment dispose un seul type d'escalier :

Escalier droit comportant deux volées parallèles séparées par un palier

IV.3.1. Dimensions de l'escalier :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

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

Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche)

g : La largeur de la marche

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules : $H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

n : Le nombre de contre marche

L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée

IV.3.2. Etude du l' escalier:

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

- Pour RDC :

$$H = \frac{He}{2} = \frac{3,4}{2} = 1,7 \text{ m} = 170 \text{ cm}$$

On va prendre :

h = 17 cm ; g = 30 cm

Donc d'après Blondel on a :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow n = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10 \text{ contre marches}$$

\Rightarrow le nombre des marches est : $n - 1 = 9$ marches

L'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Epaisseur de la paillasse (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \Rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87}$$

$$\Rightarrow 9,19 \leq e_v \leq 13,79 \Rightarrow e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Epaisseur du palier (e_p) :

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

On prend : $e_p = 15 \text{ cm}$

- Pour étage courant : Les mêmes étapes de premier exemple

On va prendre :

h = 17 cm ; g = 30 cm

$n = 9$ contre marches

\Rightarrow le nombre des marches est : $n - 1 = 8$ marches

$\alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

$e_v = 12 \text{ cm}$; $e_p = 15 \text{ cm}$

IV.3.3. Evaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Paillasse :

Tableau IV.2. Charges et surcharges de paillasse

Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,4
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
Mortier de ciment vertical $e_p \times 20 \times h/g$	0,02	20,00	0,23
Poids propre de la paillasse	0,12	25,00	3,45
Poids propre des marches $0,25 \times 17/2$	/	22,00	1,87
Garde- corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre	0,2	$10,00 / \cos \alpha$	0,23
Charge permanente G		G=7,27 KN/m²	
Surcharge Q		Q=2,5KN/m²	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$ELU : \quad q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 1m \Rightarrow q_u = 13.56 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : \quad q_{ser} = [G + Q] \times 1m \Rightarrow q_{ser} = 9.77 \text{ KN/ml}$$

b)Palier :

Tableau IV.3. Charges et surcharges de palier

Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,15	25,00	3,75
Carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente G			5.11
Surcharge Q			2.5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

ELU : $q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 1m \Rightarrow q_u = 10.65 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_{ser} = [G + Q] \times 1m \Rightarrow q_{ser} = 7.61 \text{ KN/ml}$

IV.3.4. Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U. :

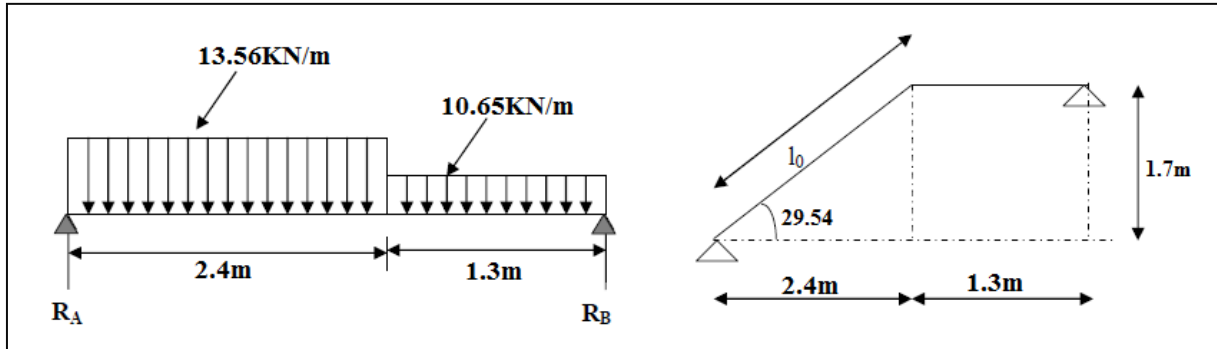


Figure IV.7. Schéma statique d'une volée + palier

a) Détermination des réactions : Pour calculer en utilisant la méthode de RDM

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{13.56 - 10.65}{10.65} = 27.32\% > 10\%$$

Donc on garde le schéma statique réel

$$R_a + R_b = (13,56 \times 2,4) + (10,65 \times 1,3) = 46,39 \text{ kN}$$

$$\sum M_a = (R_b \times 3,7) - (10,65 \times 1,3 \times 3,05) - (13,56 \times 2,4 \times 1,2) = 0$$

$$\Rightarrow R_b = 21,96 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_a = 24,42 \text{ kN}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

Tableau : IV.4. Evaluation des moments et efforts tranchants

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
<p>Cas 01 :</p> <p>$0 \leq x \leq 2.4$</p>		$\sum F_v = 0 \Rightarrow -T - 13,56 x + 24,42 = 0$ $\Rightarrow T(x) = -13,56x + 24,42$ $x = 0 \Rightarrow T(0) = 24,42 \text{ kN}$ $x = 2,4 \Rightarrow T(2,4) = -8,124 \text{ kN}$	$\sum M = 0 \Rightarrow M_x + \frac{13,56 x^2}{2} - R_a x = 0$ $M(x) = -6,78x^2 + 24,42x$ $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $x = 2,4 \Rightarrow M(2,4) = 19,55 \text{ kN.m}$

<p>Cas 02 :</p> <p>$0 \leq x' \leq 1.3$</p>		$\sum F_v = 0$ $\Rightarrow T(x') = 10.65x' - 21.9$ $x' = 0 \Rightarrow T(0) = 21.96 \text{ kN}$ $x' = 1.3 \Rightarrow T(1.3) = -8.12 \text{ kN}$	$\sum M = 0 \Rightarrow$ $M(x') = -5.325x'^2 + 21.96x'$ $x' = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $x' = 2.4 \Rightarrow M(2.4) = 19.55 \text{ kN.m}$
--	--	---	---

c) Le moment fléchissant maximal :

$$T(X_{max}) = 0 \rightarrow -13.56x + 24.42 = 0 \rightarrow X_{max} = 1.8 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.8) = 21.98 \text{ kN.m}$$

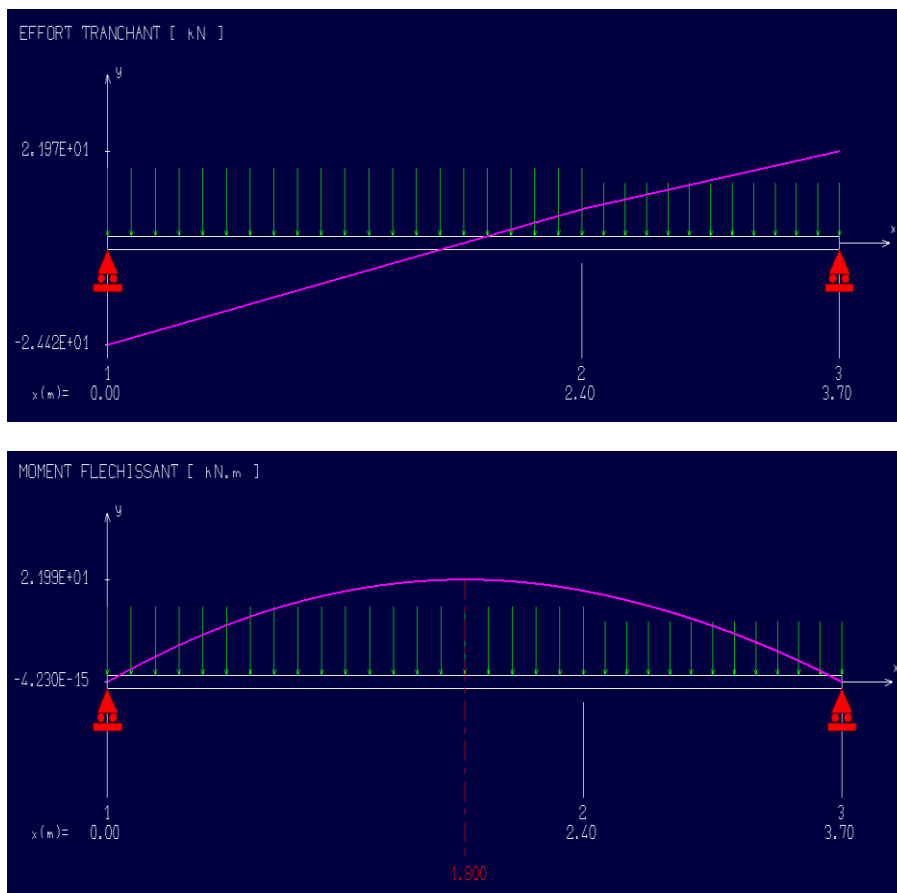


Figure IV.8. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants de l'escalier

e) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U. :

On a:

$$M_{max} = 21.98 \text{ kN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0,85 \times M_{max} = 18.68 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,40 \times M_{max} = 8.79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

IV.3.5. Ferrailage (E.L.U) :

- **En travée:** Palliase

$$M_t = 18.68 \text{ kN.m} , h = 12 \text{ cm} , d = 0.9.h = 0.9 \times 12 = 10.8 \text{ cm} , b = 1.0 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18.68 \times 10^3}{100 \times 10.8^2 \times 14.17} = 0,113 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

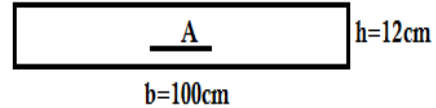
$$\mu = 0,113 \rightarrow \beta = 0,9395$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18.68 \times 10^3}{0,9395 \times 10.8 \times 348} = 5.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T12 p.m (As = 6.79 cm²/m) S_t = 15cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$



On adopte : 4T10 p.m (Ar = 3.14 cm²/m) S_t = 25cm

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A_s = 5.29 cm²/ml > A_{min} = 1,30 cm²/ml.....Condition Vérifiée

• **Sur appuis :Palier**

M_t = 18.68KN.m , h = 12cm , d = 0.9.h = 0.9 × 12 = 10.8cm , b = 1.0m

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8.79 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.034 < \mu_e = 0.392 A' \nexists$$

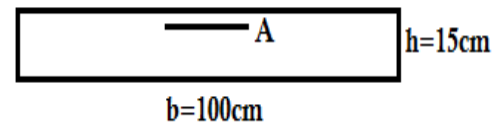
$$\mu = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8.79 \times 10^3}{0.983 \times 13.5 \times 348} = 1.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T10 p.m (As = 3.14 cm²/m) S_t = 25cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{m}$$



On adopte : 4T8 p.m (Ar = 2.01 cm²/m) S_t = 25cm

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2,1}{400} = 1,304 \text{ cm}^2$$

A_s = 6.79 cm² > A_{min}=1.304 Condition vérifiée

IV.3.6. Vérifications :

IV.3.6.1. Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{24.42 \times 10}{100 \times 10.8} = 0.226 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28} ; 5 \text{ MPA}) = 3,25 \text{ MPA}$$

τ_u = 0,226 < τ̄_u = 3,25 MPA vérifiée

IV.3.6.2. Vérification au niveau des appuis :

$$A_{\min} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u \times \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_{\min} \geq \frac{1.15}{400} \left(24.42 \times 10^{-3} \times \frac{8.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 13.5 \times 10^{-2}} \right) \rightarrow A_{\min} \geq 2.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.78 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{verifiée}$$

IV.3.6.3. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{t \max} = 15.81 \text{ KN.m (Déterminé par la méthode des sections RDM)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 13.44 \text{ kN.m} \\ M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 6.324 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **En travée :** $A_s = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 101.85y - 1099.98 = 0 \Rightarrow y_1 = 3.78 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$\frac{b}{3} y_1^3 - \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 \Rightarrow I = \frac{100}{3} \times 3.78^3 + 15 \times 6.79 (10.8 - 3.78)^2 \Rightarrow I = 6819.54 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{13.44 \times 10^3}{6819.54} \times 3.78 = 7.44 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.44 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appui :** $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$50y^2 + 47.1y - 635.85 = 0 \Rightarrow y_1 = 3.126 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = I = 6087.125 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y_1 = \frac{6.324 \times 10^3}{6087.125} \times 3.126 = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.25 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.3.6.4. Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{15}{240} \geq \frac{1}{30} \\ \frac{3.14}{100(13.5)} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.05 > 0.03 \dots\dots CV \\ 0.0023 \leq 0.005 \dots\dots CV \end{cases}$$

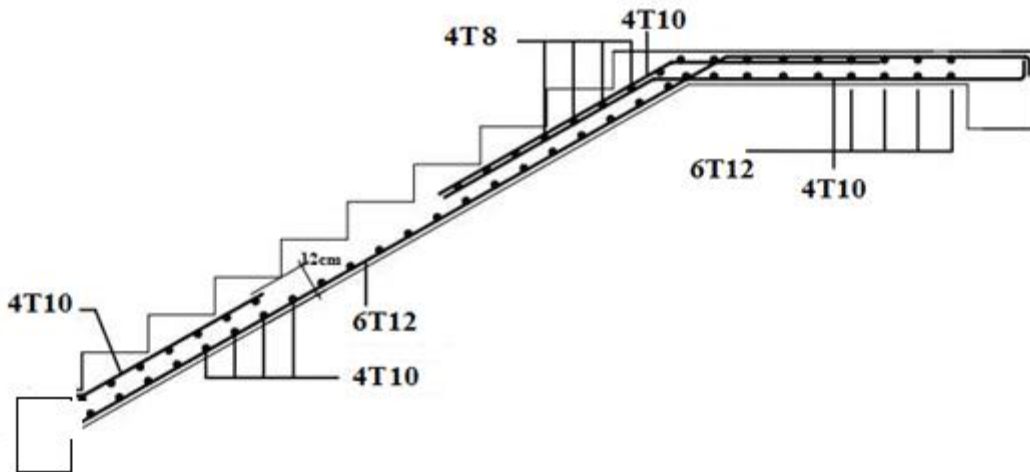


Figure IV.9 : Ferrailage de l'escalier

IV.3.8. Etude de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier le calcul de cette poutre sera mené comme si elle est horizontale et bi-encastée à ses deux extrémités dans les poteaux de l'ossature porteuse.

V.3.8.1. Dimensionnement :

Selon le BAEL :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h}{b} \leq 3 \end{cases} \quad \frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10}$$

32cm ≤ h ≤ 48cm

h = 40cm , d = 0.9 × h = 0.9 × 4 = 36cm

0.3 × 36 ≤ b ≤ 0.4 × 36

10.8cm ≤ b ≤ 14.4cm ⇒ **b = 30cm**

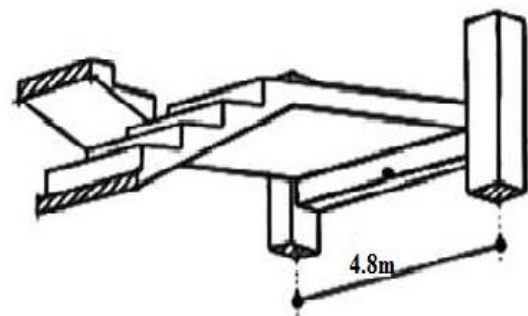


Figure IV.10. Schéma de la poutre palière

On prend : $\begin{cases} h = 40\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$

D'après le RPA/version 2003. Les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.3 < 4 \end{cases} \text{Condition satisfaites}$$

Charge supportée par la poutre :

- Poids propre de la poutre BA : $G_p = b \times h \times \gamma_{BA} = 0.4 \times 0.3 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$
- Poids du mur supporté par la poutre : $G_p = 9 \times 0.15 \times \left(\frac{3.40}{2} - 40\right) = 2.29 \text{ KN/m}$

Cette mure contient une ouverture donc $G_p = 2.29 \times 80\% = 1.83 \text{ KN/m}$

- L'effet de l'escalier sur la poutre palière : $R = 21.96 \text{ KN/m}$ (linéaire)

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35(3 + 1.83 + 21.96) + 1.5(2.5) \Rightarrow q_u = 39.91 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = G + Q \Rightarrow (3 + 1.83 + 21.96) + (2.5) \Rightarrow q_{ser} = 29.29 \text{ KN/m}^2$$

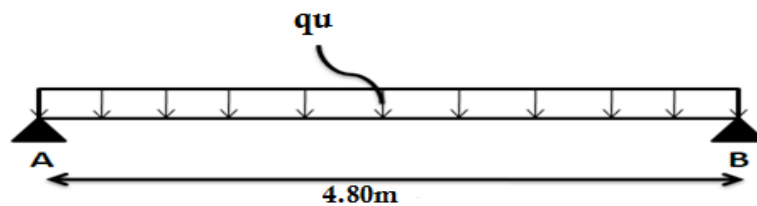


Figure IV.11. Schéma statique de la poutre palière

Calcul des sollicitations à E.L.U :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{39.91 \times 4.8^2}{8} = 114.94 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 116.72 = 97.69 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 0.4 \times 116.72 = 45.97 \text{ KN.m}$$

Le Ferrailage :

Tableau IV.5. Ferrailage de la poutre palière

Caractéristique	h=40cm	b=30cm	d=0,9h=36cm	$\sigma_s=348\text{MPa}$	Fe=400MPa
/	M(KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
En Travée	97.69	0.177	0.9015	8.64	6T14 /ml =9.24cm
Appuis	45.97	0.083	0.9565	3.83	3T12 /ml=4.62cm ²

Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En travée : $8.64 \text{ cm}^2 > 1.06 \text{ cm}^2$

En appuis : $3.83 \text{ cm}^2 > 1.06 \text{ cm}^2$ Donc: Condition Vérifiée

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

$$Q_{ser} = 29.29 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{0ser} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{29.29 \times 4.8^2}{8} = 84.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0.85 M_{0ser} = 0.85 \times 84.35 = 71.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{aser} = 0.4 M_{0ser} = 0.4 \times 84.35 = 33.74 \text{ KN.m}$$

❖ **En travée:**

- **Position de l'axe neutre :** $A_s = 9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}; d = 36 \text{ cm}$

$$\frac{b \times y^2}{2} + \eta \times A'(y - c') - \eta \times A(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 138.6y - 4989.6 = 0$$

$$y = 14.16 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie:**

$$I_G = \frac{b \times y^3}{2} + \eta \times A(d - y)^2 = \frac{30 \times 14.16^3}{2} + 15 \times 9.24(36 - 14.16)^2$$

$$I_G = 108697.59 \text{ cm}^4$$

- **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :** $M_{tser} = 71.70 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{71.70 \times 10^3}{108697.59} \times 14.16 = 9.34 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.34 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'ELU conviennent :

❖ **Sur appui :** $A_s = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$15y^2 + 69.3y - 2494.8 = 0 \longrightarrow y = 10.77 \text{ cm}; I_G = 62851.76 \text{ cm}^4$$

$$M_{aser} = 33.74 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = 5.78 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{39.41 \times 4.8}{2} = 94.58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{94.58 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.87 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 4Mpa\} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\{0.1 \times 25; 4Mpa\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{3.25; 4Mpa\} = 3.25Mpa$$

$$\tau_u = 0.87 Mpa < \bar{\tau}_u = 3.25Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement

- Vérification la flèche :

$$\left\{ \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{40}{480} \geq 0.06 \rightarrow 0.08 \geq 0.06 \text{ condition vérifiée} \right.$$

$$\left\{ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \times M_{0,ser}} = \frac{40}{480} \geq \frac{71.70}{15 \times 84.35} \rightarrow 0.08 \geq 0.056 \text{ condition vérifiée} \right.$$

$$\left\{ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.24}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.008 \leq 0.010 \text{ condition vérifier} \right.$$

Calcul Armatures transversales(A_t) :

Diamètre des armatures A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{t \min}; \frac{b}{10}\right) [mm]$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; 10 \text{ mm}; \frac{300}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(11.42 \text{ mm}; 10 \text{ mm}; 30 \text{ mm})$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \text{ Donc : on adopte } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement des S_t :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) :

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) [cm]$$

$$S_t \leq \min(0.9 \times 36; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 32.4 \text{ cm}$$

$$\text{En zone nodale } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; \phi_{l \min}\right) = \min(10 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 10 \text{ cm}) S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante } S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

Disposition de ferrailage :

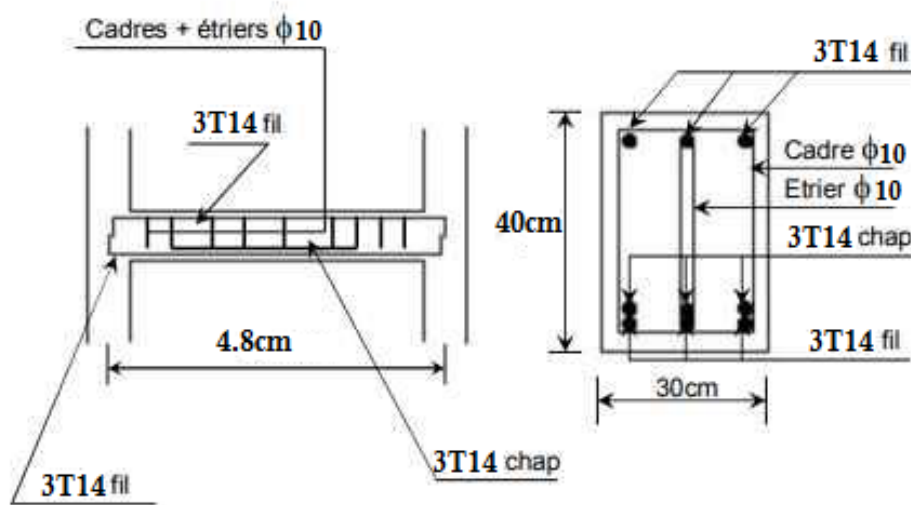


Figure IV.12. Ferrailage de la poutre palière

IV.4. L'ascenseur :

Introduction :

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

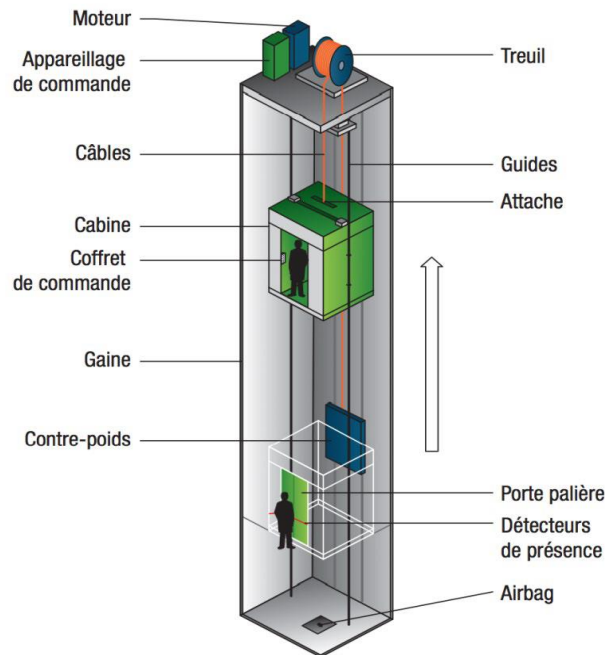


Figure IV.12. Schéma d'un ascenseur

Les caractéristiques :

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contreponds tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 6 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

IV.4.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes :

- Une largeur de la cabine : 1,3 m
- Une longueur de la cabine : 1,51 m
- Une hauteur de cabine de : 2,20 m
- Une largeur libre de passage de : 0,8 m
- Une hauteur libre de passage de : 2,00 m
- Une hauteur de course de : 36,72 m
- Une surface latérale $S = [(2 \times 1,51) + 1,3] \times 2,2 = 9,5 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $H = 15 \text{ cm}$

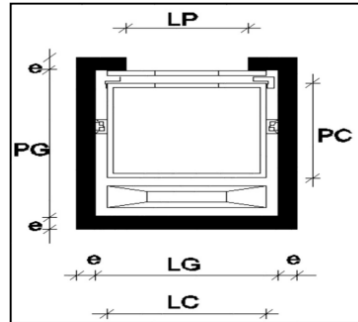


Figure IV.13. Vue en plan de l'ascenseur

Descente des charges :

a) Charges d'exploitation: 675 kg \Rightarrow pour 09 personnes

b) Charges permanentes :

➤ Masse de la cabine : est composé de la somme des masses suivantes :

Masse des côtés :

La masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 kg/m^2

$$S_1 = (L_c + 2P_c)H_c = (1.3 \times 2 \times 1.51) \times 2.2 = 9.504 \text{ kg/m}^2$$

$$M_1 = 11.5 \times 9.504 \times 1.3 = 142.08 \text{ kg}$$

Masse du plancher :

$$S_2 = 2.2 \times 2 = 4.4 \text{ kg/m}^2$$

$$M_2 = 4.4 \times 110 = 484 \text{ kg}$$

Masse du toit :

$$S_3 = L_c \cdot P_c = 1.3 \times 1.51 = 1.963 \text{ kg/m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1.963 = 39.26 \text{ kg}$$

Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + (80 + 1.3) = 164 \text{ kg}$$

Masse du parachute : 50 kg

Poids des accessoires : 80 kg

Poids des poules de mouflage : $30 \times 2 = 60 \text{ kg}$

Poids de la porte de la cabine : $S = 2 \times 0.8 = 1.6 \text{ m}^2$, $M = 80 + (1.6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

Poids mort total : $P_m = \sum M_i = 1139.34 \text{ kg}$

Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1139.34 + \frac{675}{2} = 1476.84 \text{ kg}$

IV.4.2 Calcul de la charge total q_u :**IV.4.2.1 Calcul de la charge de rupture :**

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité est de 10 et

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40

qu'elle que soit le nombre des tirons

$$\frac{D}{d} = 12.22mm$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M \dots \dots (1)$$

Avec :

$C_s = 12$: coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe. $M = Q + P_m + M_g \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$

$$\text{Donc : } C_r = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1476.84) = 25822.08Kg$$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage

$$\ll 0,85 \gg : \Rightarrow C_r = 25822.08 / 0,85 = 30378.917 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $C_r = C_{r(1cable)} \times m \times n$

Avec : m : type de moulage (2brins, 3brins,...)

n : nombre des câbles

Pour un câble de $d=12,22mm$ et $m=2$ on a : $C_{r(1cable)} = 8152 \text{ kg}$

$$n = C_r / C_{r(1cable)} \times m = 30378.917 / 8152 \times 2 = 1.8632 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câbles. Le nombre de câble doit être un nombre pair.

IV.4.2.2 Le poids des câbles (M_g) :

$$M_g = m \times n \times l$$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$

L : Longueur du câble : $L = 28.22 \text{ m}$

n : nombre des câbles : $n = 2$

$$M_g = 0.515 \times 2 \times 28.22 = 29.06 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + Pm + M_g = 675 + 1139.34 + 29.06 = 1843.4 \text{ kg}$$

IV.4.2.3 Vérifications de C_r :

$$C_r = C_{r(1cable)} \times m \times n = 8152 \times 0.515 \times 2 \times 0.85 = 27716.8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716.8}{1843.4} = 15.03 > 12 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

IV.4.2.4 Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

La charge permanente totale : $G = 1139.34 + 1476.84 + 1200 + 29.06$

Les surcharges : $Q = 675 \text{ kg}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 6203.57 \text{ kg}$$

IV.4.3. Vérification de dalle au poinçonnement :

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u = 6203.57 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui, alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6203.57}{4} = 1550.89 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U.

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = (10 + 15) = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = q_0 = 11250 \text{ kg} \leq 1550.89$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

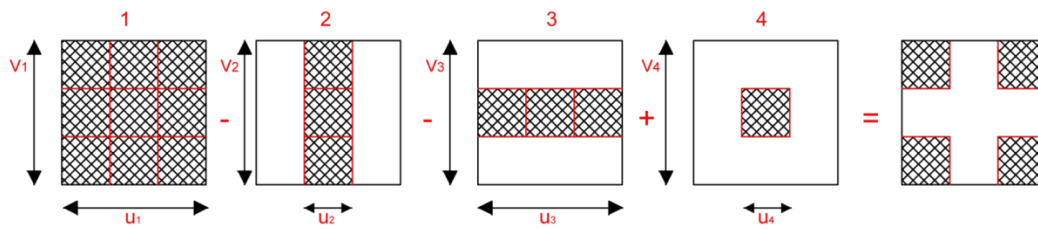


Figure IV.13. Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

1. Distances des rectangles :

- Rectangle 1
 - $\begin{cases} u = 108 \text{ cm} \\ v = 115 \text{ cm} \end{cases}$
- Rectangle 2
 - $\begin{cases} u = 58 \text{ cm} \\ v = 115 \text{ cm} \end{cases}$
- Rectangle 3
 - $\begin{cases} u = 108 \text{ cm} \\ v = 65 \text{ cm} \end{cases}$
- Rectangle 4
 - $\begin{cases} u = 58 \text{ cm} \\ v = 65 \text{ cm} \end{cases}$

2. Les moments suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.08}{2.15} = 0,97$$

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1)P$$

Avec: v : coefficient de Poisson

À L'E.L.U. ($v = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1P \\ M_y = M_2P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = 24814.24 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1, 2, 3, 4 sont résumés dans le tableau

Ci-dessus :

Tableau IV.6. Les résultats des moments isostatiques des rectangles (E.L.U) (E.L.S)

Tableaux de Pigeaud						ELU			ELS		
Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	surface (m ²)	$P = P' \cdot S$ (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)	$P = P' \cdot S$ (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,52	0,53	0,09	0,09	1,242	30819,356	2773,74	2773,74	22456,55	2425.307	2425.307
2	0,28	0,53	0,115	0,098	0,667	16551,135	1903,38	1622,01	12060,00	1623.276	1459.26
3	0,52	0,30	0,098	0,115	0,702	17419,636	1707,12	2003,26	12692,83	1535.832	1708.45
4	0,28	0,30	0,129	0,129	0,377	9354,990	1206,79	1206,79	6816,52	1055.197	1055.197

3. Les moments dus aux charges concentrées :

$$\text{ELU : } M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 370.031 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 355.266 \text{ kg. m}$$

$$\text{ELS : } M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 269.623 \text{ kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 258.865 \text{ kg. m}$$

4. Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):**a) Chargement :**

$$L_x = 2.08 \text{ m}$$

$$L_y = 2.15 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.08}{2.15} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

c) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 370.031 + 111.297 = 468,22 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 355.266 + 103.751 = 459.017 \text{ kg. m}$$

5. Moments retenus :**a-En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 360.996 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 344.263 \text{ kg. m}$$

b- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 240.664 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 116,69 \text{ kg. m}$$

b- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 240.664 \text{ kg. m}$$

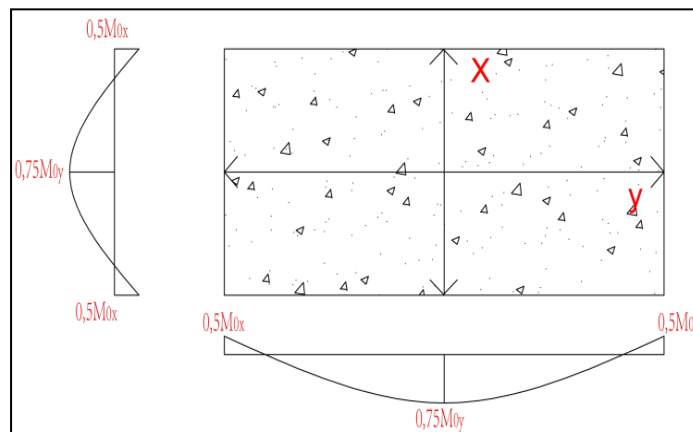


Figure IV.14. Les moments appliqués à la dalle

IV.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

a) En travée :

Sens k:

Le moment ultime : $M_{tx} = 3609.96 \text{ N. m}$

Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3609.96}{100 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.00139 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,013 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9935$$

La section d'acier (As_x) :

$$As_x = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{3609.96}{0,9935 \times 13,5 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens Ly :

Le moment ultime : $M_{ty} = 2626.36 \text{ N} \cdot \text{m}$

$$\text{Le moment réduit : } \mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2626.36}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,010 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

La section d'acier (As_x) :

$$As_y = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2626.36}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

a) Sur appui :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 2406.64 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2406.64}{100 \times 13,5^2 \times 14,20} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$$

$$\mu = 0,116 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9955$$

La section d'acier (As_x) :

$$Aa = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2406.64}{0,9955 \times 13,5 \times 348} = 0,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures :

Puisque : $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

Sens ly:

$$Ay_{\min} = 8 \cdot h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} At_y = 1,069/\text{ml} < Ay_{\min} = 1,2 \rightarrow At_y = Ay_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ Aa_y = 0,50/\text{ml} < Ay_{\min} = 1,2 \rightarrow Aa_y = Ay_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens lx:

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x_{\min}} = 1,42 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{x_{\min}} = 1,42 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

$$\text{On a : } \emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée :**Sens lx:**

$$\begin{cases} A_{t_x} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_x} \leq \min(2h_0; 33 \text{ cm}) \\ S_{t_x} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p.m} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ tS_{t_x} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens Ly :

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0.22.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_y} \leq \min(4h_0; 45 \text{ cm}) \\ S_{t_y} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{t_y} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_a = 1.54 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise

$$2. \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_{\text{utot}}}{b.d}; \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y; \text{ Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u; \text{ Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 656.25 \times \frac{2.08}{2(1 + \frac{0.97}{2})} = 459.595 \text{ N} = 0.4595 \text{ Kn}$$

$$V_y = 656.25 \times \frac{2.08}{3} = 455 \text{ N} = 0.455 \text{ Kn}$$

$$V_x < V_y$$

On calcule V_v et V_u :

$$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1550.89}{2 \times 0.25 + 25} = 20.67 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} = \frac{1550.89}{3 \times 0.25} = 20.678 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 30,29 \text{ KN}$$

• **L'effort total V_{tot} :**

– Sens l_x : $V_{tot} = V_x + V_v = 0.459 + 20.678 = 21.137 \text{ Kn}$

– Sens l_y : $V_{tot} = V_y + V_u = 0.455 + 20.678 = 21.133 \text{ Kn}$

Donc : $V_{tot} = \max(V_{tot x} ; V_{tot y}) = 21.137 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{21.137 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,156 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,62$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.6. Les vérifications à L'E.L.S. :

1. Calcul des sollicitations à L'E.L.S. :

Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec : } v = 0,2 \text{ (E. L. S)}$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot S' = \frac{P_{a ser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \cdot v}; P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4520.24 + 675) \frac{1}{4} = 1130.06 \text{ kg}$$

$$\text{Donc: } q_{ser} = \frac{1130.06}{0,25^2} = 18080.96 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 18080.96 \times S'$$

2. Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 321.396 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 312.794 \text{ kg. m}$$

3. Moment dû aux charges réparties (Poids propre) :**➤ Chargement :**

$$L_x = 2.08 \text{ m}; L_y = 2,15 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
- $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

4. Moment dû aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,976 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 0,64 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0392 \\ \mu_y = 0,9322 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0xr} = 80.55 \text{ kg. m} \\ M_{0yr} = 75.09 \text{ kg. m} \end{cases}$$

Donc :

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,0392 \times 475 \times 2.08^2 = 80.55 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} = 0,9322 \times 80.55 = 75.09 \text{ kg/m}$$

5. Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 321.396 + 80.55 = 401.946 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 312.794 + 75.09 = 387.884 \text{ kg. m}$$

a) Les moments retenus :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 401.946 = 341.654 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 387.884 = 329.701 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

- **Sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 200.973 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

IV.4.7 Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

- **En travée :**

$$M_{tx} = 341.654 \text{ N} \cdot \text{m} ; A_{tx} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a) **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0 \Rightarrow y = 3.68 \text{ cm}$$

b) **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 9792.86 \text{ cm}^4$$

c) **La contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = (M_{ser}/I)y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4019.46}{9792.86} \times 3.68 = 1.51 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 1,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U. conviennent.

- **Sur appuis :**

$$M_{app} = 4019.46 \text{ N} \cdot \text{m} ; A_a = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

a) **Position de l'axe neutre (y) :**

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0 \Rightarrow y = 3.68 \text{ cm}$$

b) **Moment d'inertie (I) :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 9792.86 \text{ cm}^4$$

c) **La contrainte dans le béton σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = K \times y = (M_{ser}/I) y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4019.46}{9792.86} \times 3.68 = 1.51 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U. sont convenables.

Suivant L_y :

- **En travée :**

$$M_{app} = 4019.46 \text{ N.m} ; A_a = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A' = 0$$

b) Position de l'axe neutre (y) :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 84.75y - 1144.125 = 0 \Rightarrow y = 3.68 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie (I) :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = 9792.86 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = (M_{ser}/I) y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4019.46}{9792.86} \times 3.68 = 1.51 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,51 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U. sont convenables.

IV.4.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

$$\text{On a : } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

b) Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\psi^2 f_{tj}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max\{L_s; 0.2L_x\}$$

$$L_1 = \max\{35.21; 41.6\} = 41.6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \max = \max\left\{L_s; \frac{L_1}{2}\right\}$$

$$L_1 = \max\{35.21; 20.8\} = 35.21 \text{ cm} \approx 35 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{208}{10} = 20.8 \text{ cm}$$

d) Armatures finales :

- **Suivant L_x :**

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}12\text{p. avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10\text{p. avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Suivant L_y :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10\text{p. avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10\text{p. avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.4.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$

On adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 4T10/ml soit : $A_{\text{adop}} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

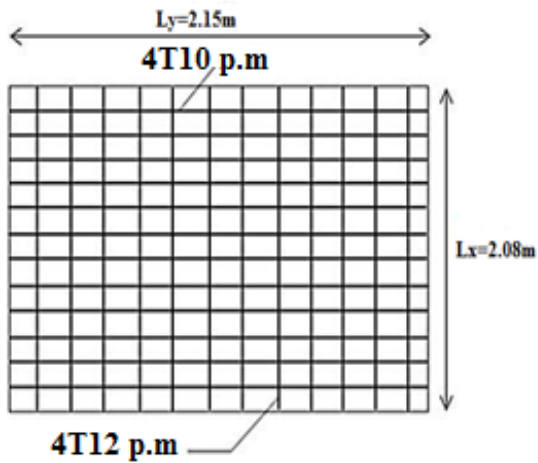


Figure IV.15: Armatures inférieures

(en travée)

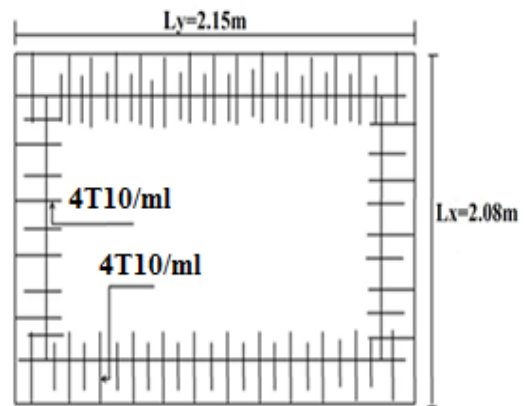


Figure IV.16: Armatures supérieures

(sur appuis)

Chapitre V :

L'étude sismique du bâtiment

V.1. Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS représente un logiciel de modélisation et d'analyse structurale, utilisé dans l'ingénierie civile et la conception des bâtiments. Le nom "ETABS" est une abréviation de "Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems" traduit littéralement par "Analyse Tridimensionnelle Étendue des Systèmes de Bâtiments" en français. Fondée en 1975 à l'Université de Berkeley, en Californie (États-Unis). Ce logiciel permet aux ingénieurs de modéliser et d'analyser la réponse structurale des bâtiments sous diverses charges telles que les charges gravitationnelles, sismiques, éoliennes,etc. Il est largement utilisé pour la conception de structures résistantes aux séismes, aux vents et à d'autres forces naturelles, ainsi que pour l'analyse de la stabilité et de la performance des bâtiments.

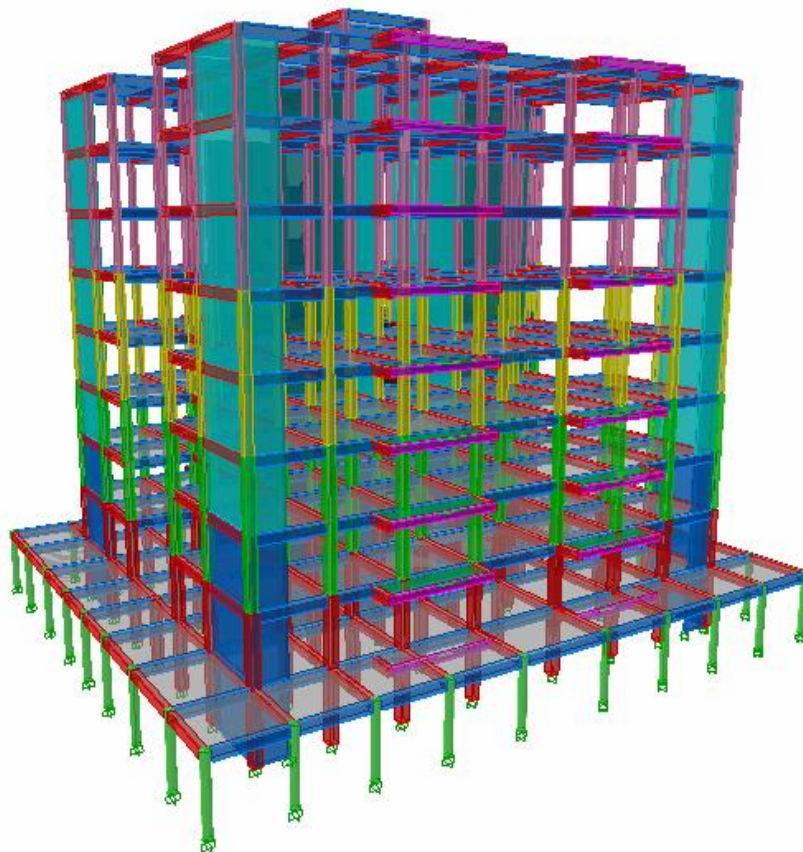


Figure V.1 : Modélisation de la structure à l'aide de logiciel ETABS

V.3 Méthode de calcul :

Deux méthodes principales sont utilisées pour analyser la réponse sismique d'une structure : l'analyse statique équivalente et l'analyse modale spectrale. Dans ce projet, l'analyse modale spectrale a été choisie, via la méthode **Response Spectrum Function** intégrée au logiciel **ETABS**. Cette méthode dynamique permet de considérer la réponse de la structure selon ses modes propres, en s'appuyant sur plusieurs hypothèses :

- ↪ Les masses sont concentrées aux nœuds principaux ;
- ↪ Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- ↪ Les planchers et fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- ↪ Le nombre de modes retenus doit couvrir au moins 90 % de la participation modale

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1 Principe de la méthode :

La méthode modale spectrale consiste à analyser, pour chaque mode de vibration, les effets maximaux induits par les forces sismiques à partir d'un **spectre de réponse**. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure. Très utilisée en calcul dynamique, cette méthode est particulièrement appropriée lorsque l'analyse statique équivalente n'est pas applicable. Le **programme "spectre RPA"** est utilisé pour déterminer la fonction du spectre de réponse en fonction des périodes de vibration

1. **Spectre de réponse de calcul** : Le RPA99/version 2003 (art.4.13) impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0\text{s} \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$ spectre de réponse de calcul.

A: Coefficient d'accélération de zone.

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suit :

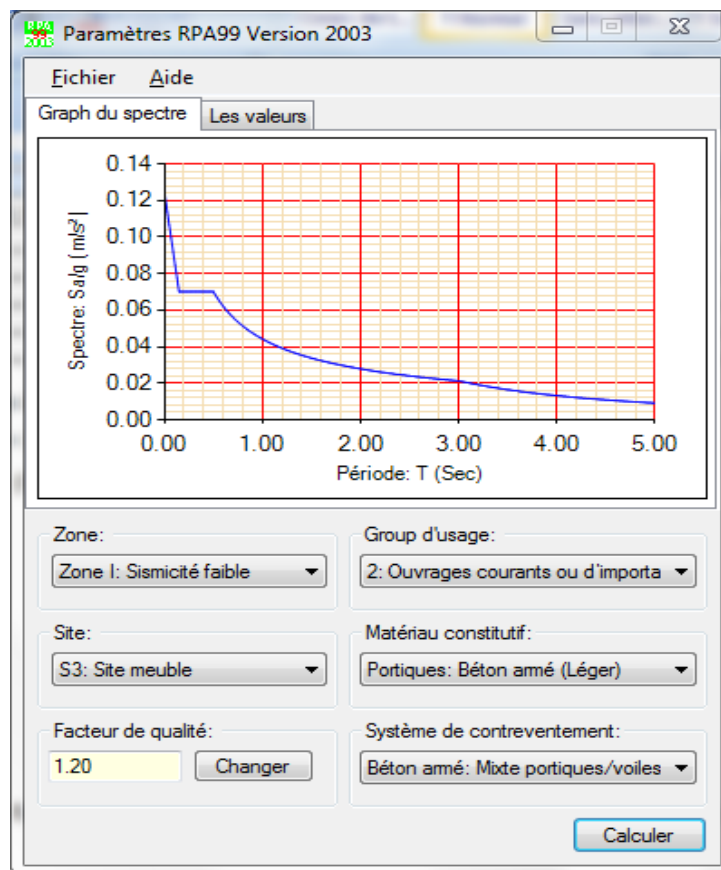


Figure V.2: Diagramme de Spectre de réponse

Tableau V-1: Coefficient d'accélération de zone « A ».

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	30	40
1B	0.12	0.20	25	30
2	0.10	0.15	20	25
3	0.07	0.10	14	18

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a : $\begin{cases} \text{Zone sismique I} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Leftrightarrow (A = 0.1)$
 g : Accélération de la pesanteur ; $g=9,81\text{m/s}^2$.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

données par la formule $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, il est donné par le tableau suivant :

Tableau V-2 : Pourcentage d'amortissement critique.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

R: Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est fonction du système de contreventement. [RPA99/V2003-Tableau 4.3]

T1, T2: Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Tableau V-3 : Valeurs de T1 et T2.

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0.15	0.15	0.15	0.15
T _{2(sec)}	0.3	0.4	0.5	0.7

Sol meuble ⇒ Site 3 , donc : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

Q:Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau V-4 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critères « q »	P _q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Les critères à prendre en compte :

$$Q_x = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) \rightarrow Q_x = 1.20$$

$$Q_y = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1) \rightarrow Q_y = 1.20$$

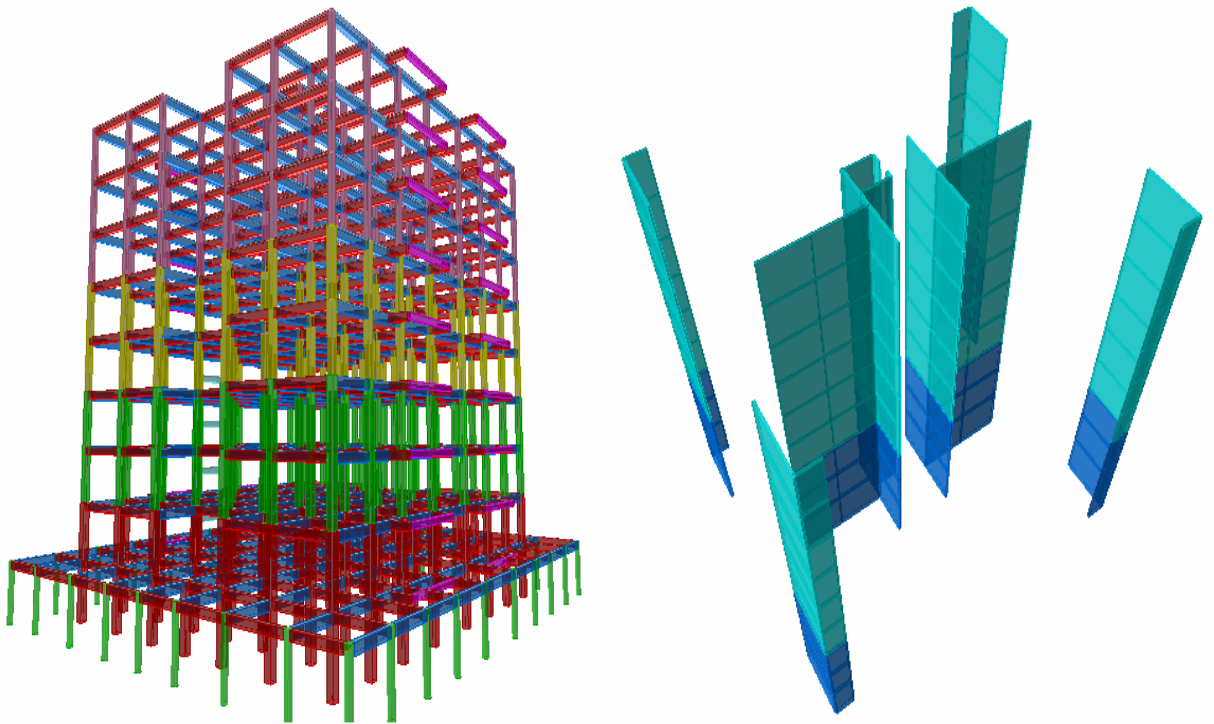


Figure V.3 : Vue en 3D Mixte portiques / voiles

Vérification de la période : [RPA99 (version 2003) /4.2.4.4] :

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et(4-7) du RPA99.

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left(C_t h_n^{3/4}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} \right)$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$$h_n = 28.2m$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_t = 0.05$; (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

$$T = C_t h_n^{3/4} \text{ d'ou : } \begin{cases} C_t = 0.05 \\ h_n = 28.2m \end{cases}$$

$$\text{Donc: } T = 0.05 \times 28.2^{3/4} = 0.611s$$

$$DX = 26.5m ; DY = 22.4m$$

$$T = \begin{cases} T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 28.2}{\sqrt{22.4}} = 0.49s \\ T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 28.2}{\sqrt{22.4}} = 0.53s \end{cases}$$

$$T_x = \min\left(C_t h_n^{3/4}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}\right) \Rightarrow T_x = \min(0.611s ; 0.49s) = 0.49s \rightarrow T_x = 0.49s$$

$$T_y = \min\left(C_t h_n^{3/4}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}}\right) \Rightarrow T_y = \min(0.611s ; 0.53s) = 0.53s \rightarrow T_y = 0.53s$$

V.6. Les vérifications vis-à-vis du RPA99/2003 :

V.6.1 Mixte portiques/voiles :

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

D: Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau

:[RPA99/V2003-Tableau 4.7]

$$\text{Site 3} \Rightarrow T_2 = 0.50s, \quad T_1 = 0.15s$$

$$T_x = 0.49s \text{ Donc : } 0 \leq T_x \leq T_2 \rightarrow D_x = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 0.76 = 1.9$$

$$T_y = 0.53s \text{ Donc : } T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ sec} \rightarrow D_y = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.50}{0.53}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.83$$

Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi=10\%$; (Voiles ou murs en Béton armé / empiissage en Maçonnerie)[RPA99/V2003

Tableau 4.2]

Dans notre cas $\xi=10\%$; Donc $\eta = 0,76$

Coefficient d'accélération de zone A : [RPA99/V2003-Tableau 4.1]

Dans notre cas $A = 0,1$

Coefficient de comportement R : [RPA99/V2003-Tableau 4.3]portique / voiles avec interaction ($R = 5$)

Calcul de poids total de la structure t W :

W: poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaire de la structure ;

W_{Qi} : Charges d'exploitation ;

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau suivant :

Tableau VI.5: Coefficient de pondération.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	Salles d'exposition, ...	0,30
	Salles de classes, ...	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archive, bibliothèques, réservoirs et ouvrage assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

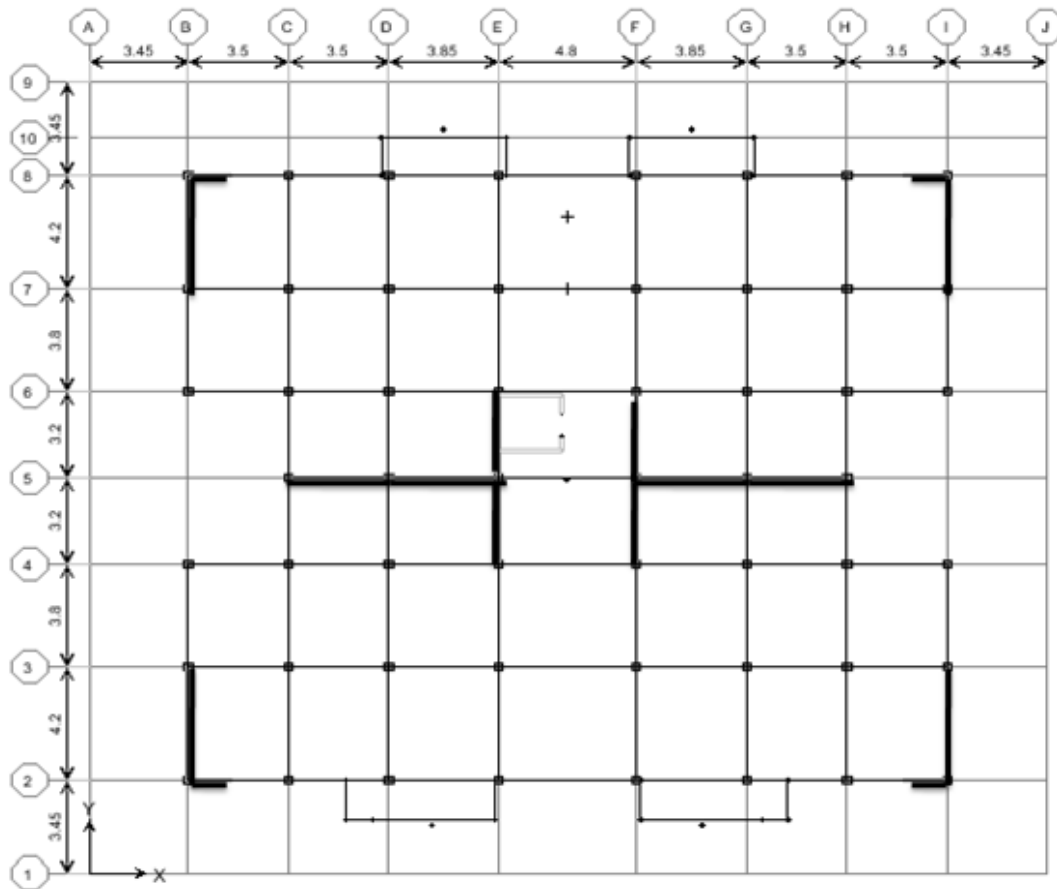


Figure V.3: Disposition des voiles de contreventement

Pour un bâtiment d'habitation : $\beta = 0.20$

Dans ce cas, le poids a été tiré directement du logiciel ETABS :

Poids total du bâtiment : $W = 52414.068 \text{ KN}$

Calcul de l'effort tranchant : on a :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Donc:

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,9 \times 1,20}{5} \times 52414.068 = 2390.08 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \times W = \frac{0,1 \times 1,83 \times 1,20}{5} \times 52414.068 = 2302.026 \text{ KN}$$

Tableau V.6: l'effort tranchant à la base

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	Vt>0.8V
Sens X	2225.73	2390.08	1912.065	vérifie
SensY	2042.36	2302.026	1841.62	vérifie

Vérification de participation massique :

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 d'excitation doit être tel que : - La somme des masses modales effectives 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.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$ (4-14)

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Tableau V.7 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (Mixte portique / voiles avec interaction)

Mode	Period	SumU _x	SumU _y
1	0.574695	2.7424	63.115
2	0.523998	7.9108	63.5251
3	0.483867	68.0303	65.8393
4	0.18249	68.457	65.8572
5	0.181303	68.4573	66.8699
6	0.170975	68.4662	66.8699
7	0.133678	73.7431	80.9732
8	0.128841	76.7041	83.1991
9	0.124517	88.2573	86.5251
10	0.095228	88.2573	86.5251
11	0.09222	88.3446	86.5827
12	0.089063	88.3478	86.6565
13	0.072919	88.4656	86.6951
14	0.068789	88.5767	86.9585
15	0.062972	93.9839	87.7349
16	0.058707	94.306	93.2143

La structure est dissipée plus de **90%** de l'énergie stocke au **16ème** mode

a- Sens longitudinal: $\sum \alpha_x = 93.9839\% > 90\%$; *Condition vérifiée*

b- Sens transversal: $\sum \alpha_y = 93.2143\% > 90\%$; *Condition vérifiée*

V.6.1.2 Vérification de comportement des trois premiers modes :

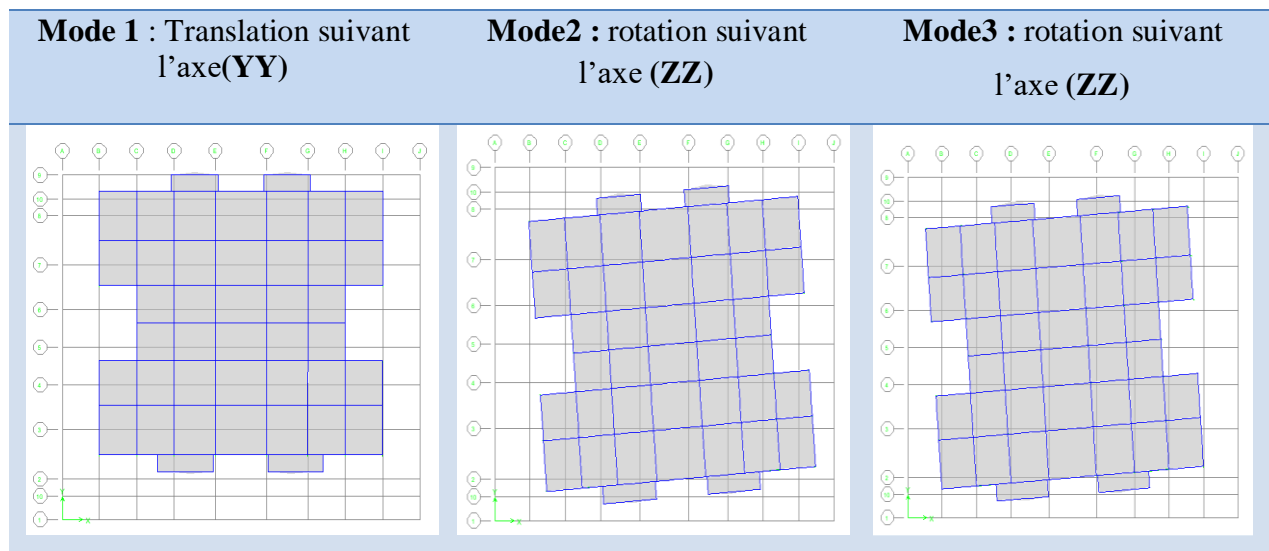
Avant ajoute les voiles :

$$T_{etabs} = 1.18s$$

$$T_x = 0.49s \times 1.3 = 0.63s < T_{etabs} = 1.18s \quad \text{pas vérifier}$$

$$T_y = 0.53s \times 1.3 = 0.68s < T_{etabs} = 1.18s \quad \text{pas vérifier}$$

Tableau V.8 : trois premiers modes

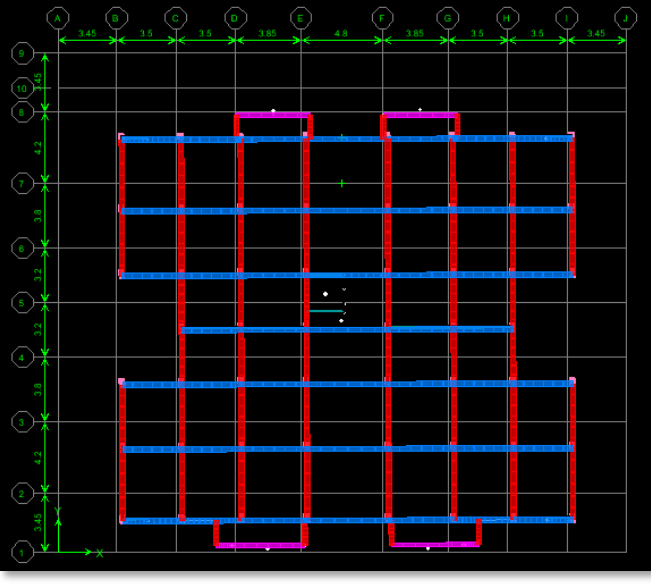
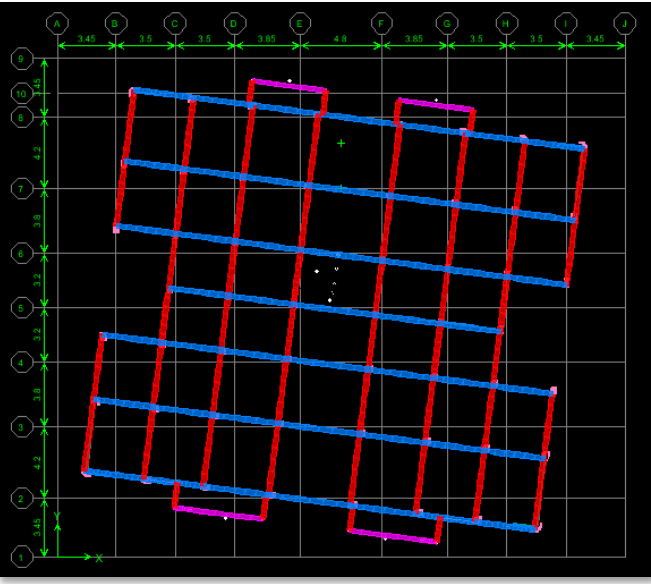
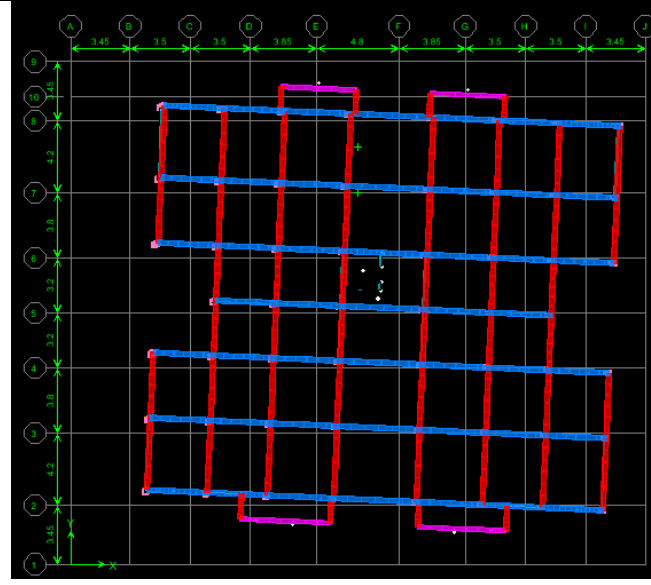


Après ajout les voiles :

Tableau V.9 : Vérification de période

Sens	(S) T_{RPA}	T_{etabs}	$1.3 \times T_{RPA}$	$T_{etabs} \leq 1.3 \times T_{RPA}$
X	0.49	0.57	0.63	C vérifier
Y	0.53	0.57	0.68	C vérifier

Tableau V.10 : trois premiers modes

<p>Mode 1 Translation (YY)</p>	<p>T=0.574sec</p>		<p>UY=63.115>50</p>
<p>Mode2 : rotation (ZZ)</p>	<p>T=0.523sec</p>		<p>RZ=60.33>50</p>
<p>Mode 3 Translation (XX)</p>	<p>T=0.483sec</p>		<p>UX=68.03>50</p>

V.6.1.3. Vérification des déplacements inter étages :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

On note, pour chaque niveau k :

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement ; R = 5
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$: Déplacement admissible (égale à 1% h_k)

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens, longitudinal et transversal.

Tableau V.11: Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens(X et Y)

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	0.01*he	Observation
ETAGE8	DT	EX	0.00470744	0.0235372	0.003141127	<0.031	C.V
ETAGE7	D7	EX	0.00407922	0.02039608	0.003039523	<0.031	C.V
ETAGE6	D6	EX	0.00347131	0.01735655	0.003627025	<0.031	C.V
ETAGE5	D5	EX	0.00274591	0.01372953	0.003040751	<0.031	C.V
ETAGE4	D4	EX	0.00213776	0.01068878	0.00304025	<0.031	C.V
ETAGE3	D3	EX	0.00152971	0.00764853	0.00254951	<0.031	C.V
ETAGE2	D2	EX	0.0010198	0.00509902	0.00254951	<0.031	C.V
ETAGE1	D1	EX	0.0005099	0.00254951	0.00154951	<0.031	C.V
RDC	DRDC	EX	0.0002	0.001	0.001	<0.034	C.V

Story	Diaphragm	Load	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	$\Delta_k=\delta_k-\delta_{k-1}$	0.01*he	Observation
ETAGE8	DT	EY	0.00588558	0.02942788	0.004026106	<0.031	C.V
ETAGE7	D7	EY	0.00508035	0.02540177	0.004605137	<0.031	C.V
ETAGE6	D6	EY	0.00415933	0.02079663	0.004026125	<0.031	C.V
ETAGE5	D5	EY	0.0033541	0.01677051	0.004111521	<0.031	C.V
ETAGE4	D4	EY	0.0025318	0.01265899	0.004027651	<0.031	C.V

ETAGE3	D3	EY	0.00172627	0.00863134	0.003041168	<0.031	C.V
ETAGE2	D2	EY	0.00111803	0.00559017	0.002548789	<0.031	C.V
ETAGE1	D1	EY	0.00060828	0.00304138	0.002041381	<0.031	C.V
RDC	DRDC	EY	0.0002	0.001	0.001	<0.034	C.V

V.4.1.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ:

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_k}$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Di})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12: l'effet P-Δ aux différents niveaux dans les deux sens : (X et Y)

Story	Diaphragm	MassX	Pk	Δk	Vk	hk	θk	Observation
ETAGE8	DT	798.998	7838.17038	0.00314113	711.08722	3.1	0.011169	C.V
ETAGE7	D7	537.7551	5275.37753	0.00303952	1063.0895	3.1	0.00486	C.V
ETAGE6	D6	538.4056	5281.75894	0.00362702	1339.1820	3.1	0.004614	C.V
ETAGE5	D5	544.3331	5339.90771	0.00304075	1570.4345	3.1	0.003335	C.V
ETAGE4	D4	551.2678	5407.93712	0.00304025	1763.2175	3.1	0.003007	C.V
ETAGE3	D3	557.8125	5472.14063	0.00254951	1921.7086	3.1	0.002341	C.V
ETAGE2	D2	576.1865	5652.38957	0.00254951	2048.0181	3.1	0.002269	C.V
ETAGE1	D1	594.1417	5828.53008	0.00154951	2153.7492	3.1	0.001352	C.V
RDC	DRDC	644.0239	6317.87446	0.001	2225.7327	3.4	0.000834	C.V

Story	Diaphragm	MassY	Pk	Δk	Vk	hk	θk	Observation
ETAGE8	DT	798.998	7838.1703	0.00402611	678.3631	3.1	0.015006	C.V
ETAGE7	D7	537.7551	5275.3775	0.00460514	991.925783	3.1	0.007900	C.V
ETAGE6	D6	538.4056	5281.7589	0.00402612	1237.39596	3.1	0.005543	C.V
ETAGE5	D5	544.3331	5339.9077	0.00411152	1445.37547	3.1	0.004899	C.V
ETAGE4	D4	551.2678	5407.9371	0.00402765	1617.65344	3.1	0.004343	C.V
ETAGE3	D3	557.8125	5472.1406	0.00304117	1758.28613	3.1	0.003053	C.V
ETAGE2	D2	576.1865	5652.3895	0.00254879	1870.27816	3.1	0.002484	C.V
ETAGE1	D1	594.1417	5828.5300	0.00204138	1970.63692	3.1	0.001947	C.V
RDC	DRDC	644.0239	6317.8744	0.001	2042.3595	3.4	0.000909	C.V

($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets P-delta peuvent être négligés pour notre cas.

V.6.1.5. Vérification l'excentricité accidentelle

Tableau V.13 : calcul de l'excentricité

Sens X	Story	MassX	XCM	XCR	ex	5%LX
	ETAGE1	594.1417	16.685	16.582	0.103	1.325
	ETAGE8	798.998	16.351	16.501	0.15	1.325
	ETAGE7	537.7551	16.69	16.503	0.187	1.325
	ETAGE6	538.4056	16.678	16.504	0.174	1.325
	ETAGE5	544.3331	16.687	16.504	0.183	1.325
	ETAGE4	551.2678	16.688	16.507	0.181	1.325
	ETAGE3	557.8125	16.688	16.516	0.172	1.325
	ETAGE2	576.1865	16.686	16.536	0.15	1.325
	RDC	644.0239	16.685	16.656	0.029	1.325
Sens Y	Story	MassY	YCM	YCR	ey	15%LY
	ETAGE1	594.1417	14.508	15.109	0.601	3.36
	ETAGE8	798.998	15.171	15.299	0.128	3.36
	ETAGE7	537.7551	14.476	15.309	0.833	3.36
	ETAGE6	538.4056	14.483	15.295	0.812	3.36
	ETAGE5	544.3331	14.492	15.268	0.776	3.36
	ETAGE4	551.2678	14.494	15.234	0.74	3.36
	ETAGE3	557.8125	14.496	15.193	0.697	3.36
	ETAGE2	576.1865	14.502	15.15	0.648	3.36
	RDC	644.0239	14.461	15.064	0.603	3.36

Conclusion :

Les valeurs d'excentricité e_x et e_y restent inférieures aux limites autorisées (5 % de L_x et 15 % de L_y). La distribution des masses et des rigidités est régulière dans les deux directions, ce qui indique un risque de torsion faible et un comportement sismique satisfaisant

Chapitre VI:

Ferraillage des portiques

VI.1. Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

$$\begin{aligned}
 - \text{ Poutres : } & \begin{cases} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases} \\
 - \text{ Poteaux : } & \begin{cases} \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}
 \end{aligned}$$

Avec :

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Effort sismique

VI.2. Ferrailage des poutres :**VI.2.1. Méthode de calcul :**

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91):

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003):

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$)

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.2.2. Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

Les poutres

Tableau VI .1. Section minimal et maximal des poutres principales et secondaires.

Poutres principales	b (cm)	h (cm)	Section (cm²)
A_{min} = 0.5% b.h_t	30	45	6.75
A_{max1} = 4% b.h_t (Zone courante)	30	45	54
A_{max2} = 6% b.h_t (Zone de recouvrement)	30	45	81
Poutres secondaires	b (cm)	h (cm)	Section (cm²)
A_{min} = 0.5% b.h_t	30	40	6
A_{max1} = 4% b.h_t (Zone courante)	30	40	48
A_{max2} = 6% b.h_t (Zone de recouvrement)	30	40	72

↪ Le diamètre minimum est de **12 mm**

↪ La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$

↪ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à **90°**

↳ Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable)

VI.2.3. Exemple de calcul:

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1. Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive (terrasse) (30x45) cm², les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS

Ferrailage sur appuis : ELU

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = -83.361 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = -60.679 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0.73 < 1.1 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40.5 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{83.361 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.17} = 0,120 < \mu_1 \Rightarrow A' = 0 \rightarrow \beta = 0,936$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{83.361 \times 10^3}{0,936 \times 36 \times 348} = 6.32 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **5T14** ce qui nous donne **A = 7.70 cm²**

Verification a ELS: On a : $M_{ser} = -60.679 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 7.95 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 220.38 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 177.60 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : **calcule ferrailage a l'ELS**

$$A_s = 10.09 \text{ cm}^2 > 6.32 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **6T14+1T12** ce qui nous donne **A = 10.37 cm²**

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 60.928 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 44.851 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,74 < 1,1 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{60.928 \times 10^3}{30 \times 40.5^2 \times 14.17} = 0,087 < \mu_1 \rightarrow A' = 0 \rightarrow \beta = 0,954$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{60.928 \times 10^3}{0,954 \times 40.5 \times 348} = 4.53 \text{ cm}^2$$

Donc on prend: **3T14 + 2T12** ce qui nous donne $A_s = 6.88 \text{ cm}^2$

Vérification à ELS : On a : $M_{ser} = 44.404 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{bc} = 6.99 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 262.27 \text{ Mpa} \geq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 177.60 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc: **calcule ferrailage a l'ELS**

$$A_s = 7.85 \text{ cm}^2 > 6.88 \text{ cm}^2$$

Donc on prend: **5T14** ce qui nous donne $A = 7.70 \text{ cm}^2 < 7.85 \text{ cm}^2$ avec $\Delta = 2\% < 3\%$

VI.2.3.2. Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,1}{400} = 1.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6.75 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée sur toute la section.}$$

b) Contrainte de cisaillement: $T = 57.15 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{57.15 \times 10}{30 \times 40.5} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1 \right\} = \min \{ 11.42 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$\text{d) } \underline{\text{L'espacement}} : S_t \leq \min \{ 0,9d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36.45 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le RPA 99/2003 :

-Zone nodale : $S_t \leq \min\{h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_1\} = \min\{15 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

-Zone courante : $S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,235 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \dots (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3 K f_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,47 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,026 \text{ cm} \dots (2)$$

On prend le max (1) et (2) : $\begin{cases} A_t \geq 0,05 S_t \\ \text{On prend: } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2 \end{cases}$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis: $T = 57.15 \text{ KN}$; $M_{ap} = 75.89 \text{ KN.m}$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{83.361}{0,9 \times 40.5 \times 10^{-2}} = 228.69 \text{ KN} > 57.15 \text{ KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de:

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est longueur d'appui de la bielle}$$

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 57.15 \times 1.5}{0.8 \times 30 \times 25 \times 10} \\ = 0.028 \text{ m} = 2.8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0.9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36.45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 2.8 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

h) Entraînement des armatures :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : L'effort tranchant maximum ; $T = 57.15 \text{ KN}$

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 7$

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1.4 = 4.40 \text{ cm}$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{57.15 \times 10^3}{36.45 \times 4,40 \times 7 \times 10^2} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{\text{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0.51 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,47 \text{ cm} \qquad L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r »:

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$$

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,2 = 6.6 \text{ cm}$$

- Calcul des crochets : Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r)$$

$$L_1 \geq L_s - 2.19r - L_2/1.87$$

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 28.3 \text{ cm} \\ L_1 = 19.87 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 27.1 \text{ cm} \\ L_1 = 18.10 \text{ cm} \end{cases}$$

- La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est

$$\text{de:} \begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS:

$$M_{\text{ser}} = 60.679 \text{ KN.m} ; A = 10.09 \text{ cm}^2$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - nA(d - y) = 0 \Rightarrow 15y^2 + 70.63y - 2860.515 = 0 \Rightarrow y = 15.79 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13.60^3}{3} + 15 \times 10.09 \times (40.5 - 15.79)^2 = 131.780 \text{ cm}^4$$

- Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{60.679 \times 10^3}{131.780} \times 15.79 = 7.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.27 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont notés dans les tableaux suivants:

a) Sens longitudinal : « poutre principale (30× 45) cm² »

Tableau VI.2: Ferraillage et coffrage poutre principale (30×45) cm²

Rive	Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptées (cm ²)
			M _{sp1}	M _{sp2}			
	RDC → 8 ^{ème} étage	Appui	20.443	14.859	1.47	6.75	3T14 + 3T12 = 8.01 cm ²
		Travée	28.385	20.7	2.06	6.75	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
	Terrasse	Appui	83.361	60.679	10.09	6.75	6T14 + 1T12 = 10.37 cm ²
		Travée	60.928	44.851	7.85	6.75	5T14 = 7.70 cm ²
Inter	Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptées (cm ²)
			M _{sp1}	M _{sp2}			
	RDC → 8 ^{ème} étage	Appui	14.764	10.765	1.47	6.75	3T14 + 3T12 = 8.01 cm ²
		Travée	8.803	6.356	1.47	6.75	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
	Terrasse	Appui	43.72	39.975	3.21	6.75	3T14 + 3T12 = 8.01 cm ²
		Travée	32.02	24.831	2.33	6.75	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²

b) Sens transversal : « poutre secondaire (30×40) cm² »

Tableau VI.3: Ferrailage et coffrage poutre secondaire (30×40) cm²

Rive	Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptées (cm ²)	
			M _{sp1}	M _{sp2}				
	RDC → 8 ^{ème} étage	Appui	21.447	15.589	1.75	6	3T14 + 3T12 = 8.01 cm ²	
		Travée	15.481	11.252	1.30	6	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²	
	Terrasse	Appui	51.787	39.495	7.38	6	5T14 = 7.70 cm ²	
		Travée	22.877	17.045	1.87	6	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²	
	Inter	RDC → 8 ^{ème} étage	Appui	47.931	38.661	4.01	6	3T14 + 3T12 = 8.01 cm ²
			Travée	35.344	29.57	2.92	6	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²
Terrasse		Appui	60.33	44.64	6.98	6	5T14 = 7.70cm ²	
		Travée	41.89	31.00	4.71	6	3T14 + 2T12 = 6.88 cm ²	

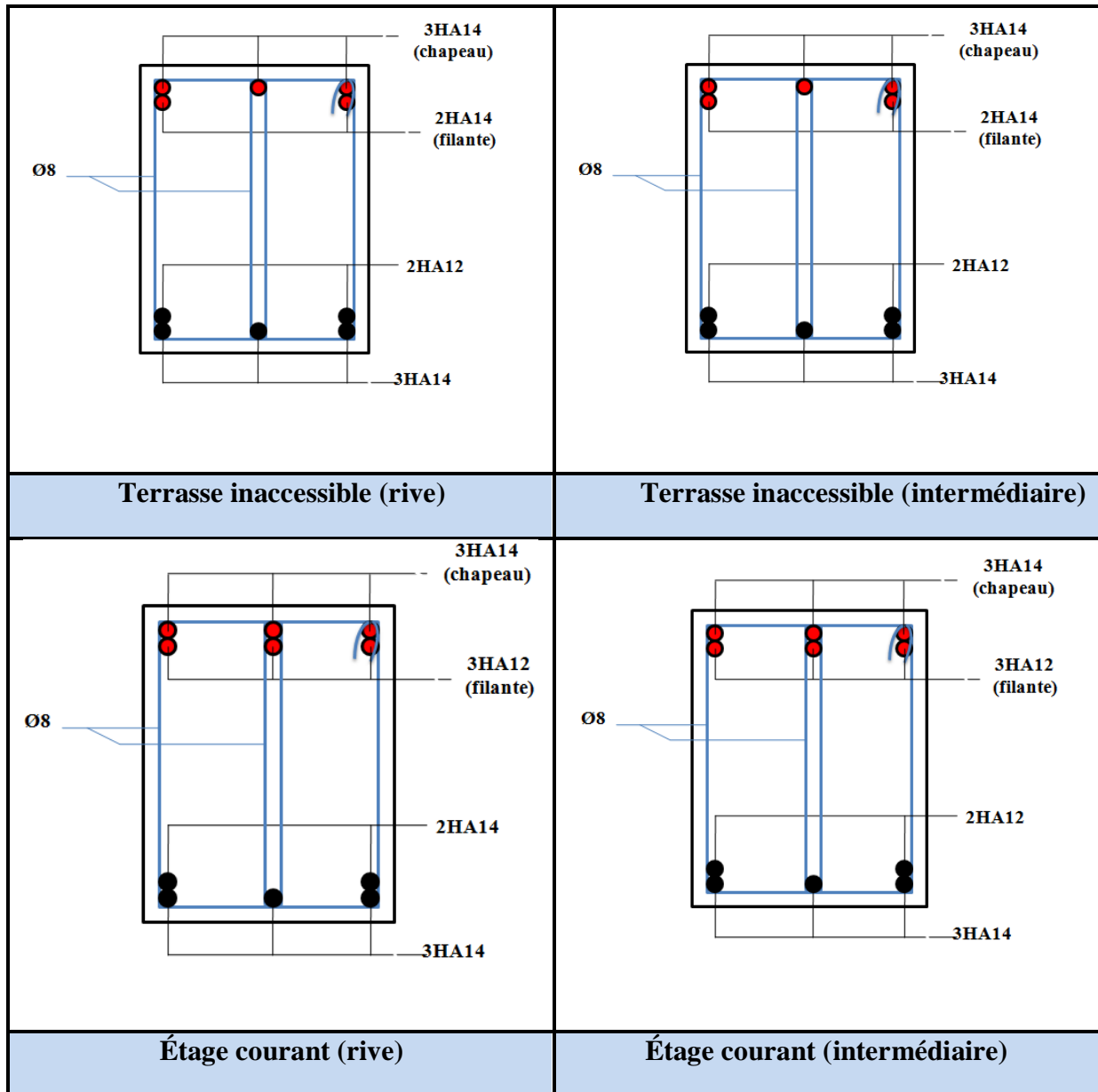
Poutre principale (30×45) cm²:

Tableau VI.3 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

<p>Terrasse inaccessible (rive)</p>	<p>Terrasse inaccessible (intermédiaire)</p>
<p>Étage courant (rive)</p>	<p>Étage courant (intermédiaire)</p>

Poutre secondaire (30×40) cm²:

Tableau VI.4 : Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires



VI.3. Ferraillage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Situation normale : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

b) Ferraillage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante
0,6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003:

Tableau VI.6: Armatures minimales pour les poteaux rectangulaires

Type de poteaux	$A_{\min} = 0,7\% \times S$	$A_{\max 1} = 4\% \times S$	$A_{\max 2} = 6\% \times S$
Type 1 (45×45 cm ²)	14.17 cm ²	81 cm ²	121.5 cm ²
Type 2 (40 × 40 cm ²)	11.2 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
Type 3 (35×35 cm ²)	8.57 cm ²	49 cm ²	73.5 cm ²
Type 4 (30 ×30 cm ²)	6.3 cm ²	36cm ²	54 cm ²

Tableau VI.7 : Armatures minimales pour les poteaux circulaires

Type de poteaux	$=0.7\% \times \pi \times r^2 A_{\min}$	$= 4\% \times \pi \times r^2 A_{\max 1}$	$= 6\% \times \pi \times r^2 A_{\max 2}$
Type1 (40cm)	8.79cm ²	50.26cm ²	75.39cm ²

VI.3.1. Exemple de calcul :

VI.3.1.1. Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de KN.m

Tableau VI.8: Sollicitations du premier genre du poteaux rectangulaires

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Combinaison		(45×45) cm ²	(40 × 40) cm ²	(35 × 35) cm ²	(30 × 30) cm ²
A	(KN)N _{max}	1787.94	1433.66	1023.07	620.8
	(KN.m)M _{cor}	6.346	4.066	6.365	7.879
B	(KN)N _{min}	66.81	174.23	116.23	45.87
	(KN.m)M _{cor}	4.231	0.534	8.684	7.986
C	(KN)M _{max}	15.493	22.099	25.581	23.834
	(KN.m)N _{cor}	1727.2	564.79	414.24	248.78

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre.

Tableau VI.9: Sollicitations du deuxième genre du poteaux rectangulaires

Etages		Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Combinaison		(45×45) cm ²	(40 × 40) cm ²	(35 × 35) cm ²	(30 × 30) cm ²
A	(KN)N _{max}	1300.92	1042.7	744.35	452.02
	(KN.m)M _{cor}	4.694	3.168	4.816	5.877
B	(KN)N _{min}	48.27	122.11	79.65	30.24
	(KN.m)M _{cor}	3.23	0.372	5.88	5.411
C	(KN)M _{max}	11.32	16.059	18.552	17.297
	(KN.m)N _{cor}	1255.96	412.2	301.69	181.26

Tableau VI.10: Sollicitations du premier genre du poteau circulaire

Combinaison		Type 1 (40 cm)
A	(KN)N _{max}	600.7
	(KN.m)M _{cor}	7.5

B	(KN)N_{min}	108.8
	(KN.m)M_{cor}	18
C	(KN)M_{max}	119.32
	(KN.m)N_{cor}	20

Tableau VI.11: Sollicitations du deuxième genre du poteaux circulaires

Combinaison		Type 1 (40 cm)
A	(KN)N_{max}	990.02
	(KN.m)M_{cor}	24.8
B	(KN)N_{min}	48.6
	(KN.m)M_{cor}	22
C	(KN)M_{max}	18.53
	(KN.m)N_{cor}	40.21

VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2.5$ cm
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{array} \right.$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,7\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max \{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Ferrailage des poteaux rectangulaires

Niveau x	cas	1 ^{ier} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{Acc} (KN)	M _{Acc} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		

Type 1 (45 × 45) cm ²	A	1787.94	6.346	0	1300.92	4.694	0	14.18	4T16 +4T14 = 14.20
	B	66.81	4.231	2.2	48.27	3.23	2.2		
	C	1727.2	15.493	0	1255.96	11.32	0		
Type 2 (40 × 40) cm ²	A	1433.66	4.066	0	1042.7	3.168	0	11.2	8T14 = 12.32
	B	174.23	0.534	0	122.11	0.372	0		
	C	564.79	22.099	0	412.2	16.095	1.74		
Type 3 (35 × 35) cm ²	A	1023.07	6.365	0	744.35	4.816	0	8.58	8T12 = 9.05
	B	116.23	8.684	1.33	79.65	5.88	1.33		
	C	414.24	25.581	2.4	301.69	18.552	1.49		
Type 4 (30 × 30) cm ²	A	620.8	7.879	0	452.02	5.877	0	6.3	6T12= 6.79
	B	45.87	7.986	0.98	30.24	5.411	0.98		
	C	248.78	23.834	2.64	181.26	17.297	1.64		

Tableau VI.13 : Ferraillage des poteaux circulaires

Niveau x	cas	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{Acc} (KN)	M _{Acc} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 40 cm	A	600.7	7.5	0	990.02	24.8	0	8.79	6T14 = 9.24
	B	108.8	18	A _{min}	48.6	22	A _{min}		
	C	119.32	20	0	18.53	40.21	0		

VI.3.1.3. Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 × 45) cm²: $T_{max}=13.8KN$

Contrainte tangente :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{13.8 \times 10^2}{45 \times 40.5} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

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

$$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{C.V.Pas de risque de cisaillement}$$

VI.3.1.4. Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \text{ Donc le choix adopté est : } \Phi 8$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

{ Zone nodale : $S_t \leq \min\{10\Phi_1 ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

{ Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 = 24 \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

c) Calcul de l'élanement géométrique : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du béton.

B : dimension de la section droite du poteau. $L_f = 0,7L_0$

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,4}{0,45} = 5,28 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 1,38 \times 10^2}{45 \times 235} = 0,48 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / T \times b$: En % est donné comme suit : $\lambda_g > 5$ donc $0,3\% \lambda_g < 5$ donc $0,8\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 9\Phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = 0,425 \text{ MPa}$$

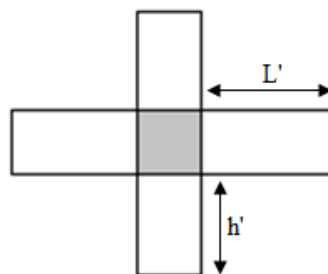
$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 45 \times 15}{235} = 1,15 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{cases} h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 56.6 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm} \\ L' = 2h = 2(45) = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

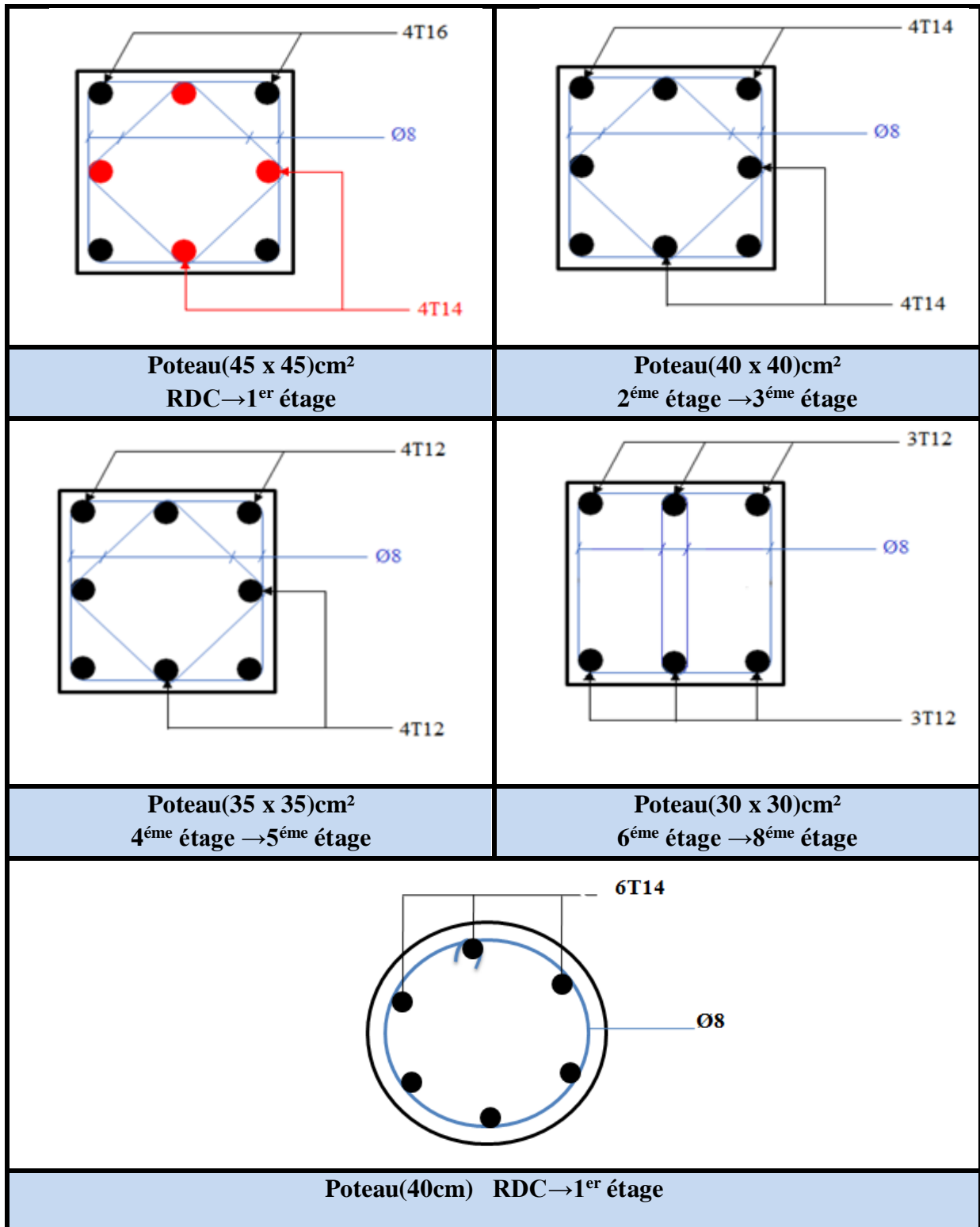
Figure VI.2: La zone



nodale

Dessin de ferrailages des sections des poteaux carré et circulaire :

Tableau VI.14:Ferrailage des sections des poteaux



Chapitre VII :

Calcul des voiles

VII.1. Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'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. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 3.1 m du 1^{er} au 8^{ème} étage, et la hauteur de RDC est de 3.4m à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 310 / 25 = 12.4 \text{ cm}, \text{ L'épaisseur des voiles a été prise égale à } 15 \text{ cm.}$$

$$e = h_{RDC} / 25 = 340 / 25 = 13.6 \text{ cm}, \text{ L'épaisseur des voiles a été prise égale à } 20 \text{ cm}$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile.

VII.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement se sont juste des voiles, il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante ainsi la structure est considéré d'un système tunnel.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V_u et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

Procédés de calcul :

Le calcul des sections d'aciers des voiles à l'aide du logiciel ETABS suit les étapes suivantes :

- détermination d'effort normal maximum de traction N , dans une section du voile.
- tant que l'effort N est donné par mètre linéaires, la section calculée c'est en mètre linéaire aussi.
- calcul de la section minimale pour une bande de 1 mètre linéaire.
- après on détermine la section d'armatures pour un seul élément du voile, en multipliant la section calculée par la longueur d'élément.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

V : distance entre le centre de gravité du

M : moment fléchissant appliqué ;

voile et la fibre la plus éloignée ;

A : section du voile ;

I : moment d'inertie.

➤ On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si: $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue "

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0.15 \times a \times L$$

2^{eme} cas :

Si: $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le RPA.99 (version 2003)}$$

-Si: $A_v < A_{\min} = 0.15 \% a \times L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si: $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v

3^{eme} cas:

\underline{Si} : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

3.2. Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA.99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

3.3. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

3.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4. Ferrailage des voiles de 20 cm d'épaisseur :

Type 1: RDC

Tableau VII.1:Analyse du voile

Caractéristiques géométriques	e(m)	L(m)	A (m ²)	I(m)	V(m)
	0.20	3.7	0.74	0.844	1.85
Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	Vu'(KN)	
	-422.6	1.02	-0.46	1.4Vu	
Matériaux	(Mpa) f_e	(Mpa) f_{c28}			
	400	25			

a. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-422.6}{0.74} + \frac{1.02 \times 1.85}{0.844} = -568.84 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-422.6}{0.74} - \frac{1.02 \times 1.85}{0.844} = -573.31 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

Calculer la contrainte moyenne σ_m :

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{568.84 + 573.31}{2} = 571.075 \text{ kN/m}^2$$

b. Calculer la force de traction totale : $F_t = \sigma_m \times A$

Où : A = surface de la section du voile (en m^2)

$$A = e \times b = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$F_t = 571.075 \times 0.2 = 114.215 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} = \frac{114.215 \times 10^3}{400} = 2.85 \text{ cm}^2$$

La section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L=1\text{m}$).

$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

↳ Épaisseur du voile

↳ Largeur du mur

Donc : $A_v = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on ferraille avec la section minimale

On prend (5T12) p.m $A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

c. Détermination des armatures horizontale :

$$A_H = \frac{2}{3} A_v = \frac{2}{3} \times 5.65 = 3.76 \text{ cm}^2$$

L'espacement:

↳ Selon le BAEL 91, on a: $St \leq \min\{2 \times a; 33 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min\{2 \times 20; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

↳ Selon le RPA 99/2003: $St \leq \min\{1.5 \times a; 30 \text{ cm}\}$

$$St \leq \min\{1.5 \times 20; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

Donc: $St \leq \min\{St.BAEL; St.RPA99\}$

$$St \leq \min\{33 \text{ cm}; 30 \text{ cm}\}$$

$St \leq 30 \text{ cm}$ On adopte un espacement de 25 cm.

d. Les armatures de coutures (horizontale):

$$A_c = \frac{2}{3}(A_{vchoisi}) = \frac{2}{3} \times 5.65 = 3.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

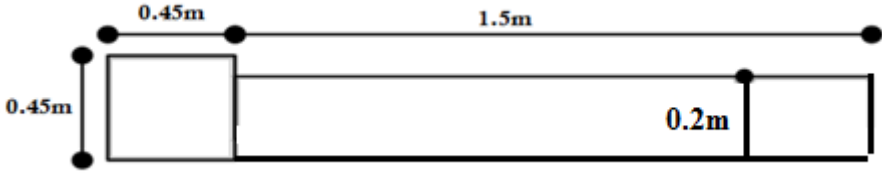
$$A_{min} = 0,15\% \times a \times L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_c = 3.7 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ on ferraille avec la section A_c

On prend (5T12) p.m $A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Type2: RDC

Tableau VII.2:Analyse du voile



Caractéristiques géométriques	e(m)	L(m)	A (m ²)	I(m)	V(m)
	0.20	1.5	0.3	0.056	0.75
Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	Vu'(KN)	
	-399.63	0.89	-0.39	1.4Vu	
Matériaux	(Mpa) f_e	(Mpa) f_{c28}			
	400	25			

a.Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-399.63}{0.3} + \frac{0.89 \times 0.75}{0.056} = -1320.233 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-399.63}{0.3} - \frac{0.89 \times 0.75}{0.056} = -1343.967 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

Tableau VII.3:ferraillage du voile

σ_m kN/m ²	F_t KN	A_v cm ²	A_{min} cm ² /ml	A_{adopt}	$A_v/2$	A_c cm ² /ml	A_{adopt}
1332.1	266.42	6.66	3	6T12 =6.79cm ² /ml	3.33	4.52	5T12 =5.65cm ² /ml

VII.4.1. Disposition des armatures :

VII.4.1.1. Armatures verticales :

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL.91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a: $St = 30 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Type1: $L = 370 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 37 \text{ cm}$

Type2: $L = 150 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 15 \text{ cm}$

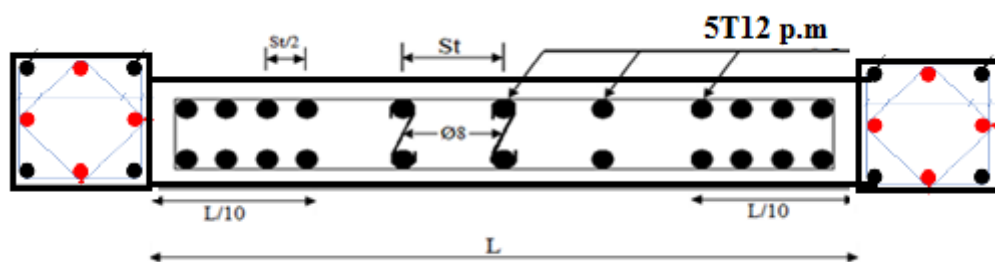


Figure VII.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles ($e = 20 \text{ cm}$)

VII.4.1.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a ; 30 \text{ cm})$

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.4.1.3. Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

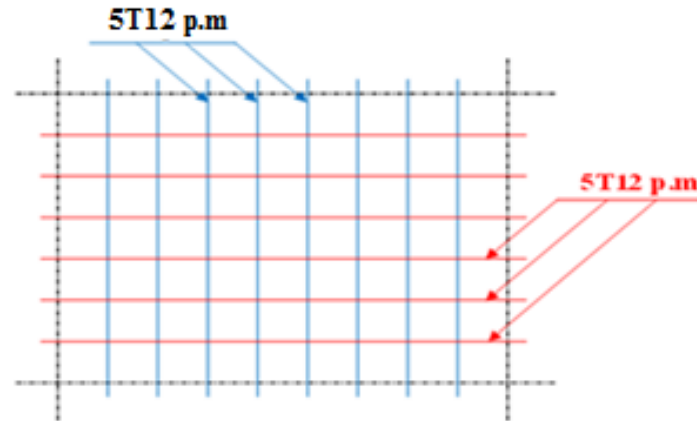


Figure VII.2 : Disposition du ferrillage dans les voiles (e = 20 cm)

VII.5. Ferrillage des voiles de 15 cm d'épaisseur :

Type 3 : étage courant

Tableau VII.4:Analyse du voile

Caractéristiques géométriques	e(m)	L(m)	A (m ²)	I(m)	V(m)
Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	Vu'(KN)	
Matériaux	(Mpa) <i>f_e</i>	(Mpa) <i>f_{c28}</i>			
	0.15	3.7	0.555	0.633	1.85
	-281.4	2.79	-1.67	1.4Vu	
	400	25			

a.Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-281.4}{0.555} + \frac{2.79 \times 1.85}{0.633} = -498.875 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-281.4}{0.555} - \frac{2.79 \times 1.85}{0.633} = -515.179 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

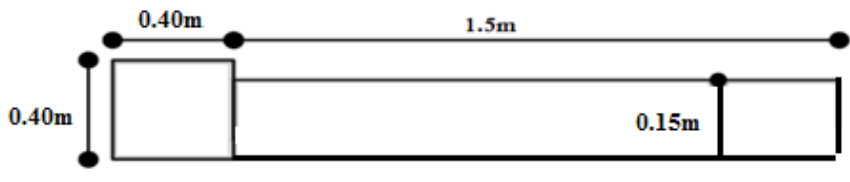
(σ_1 et σ_2) < 0 ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

Tableau VII.5 :ferrillage du voile

σ_m kN/m ²	F_t KN	A_v cm ²	A_{min} cm ² /ml	A_{adopt}	$A_v/2$	A_c cm ² /ml	A_{adopt}
507.027	76.045	1.90	2.25	5T12 =5.65cm ² /ml	0.95	4.52	5T12 =5.65cm ² /ml

Type 4 : étage courant

Tableau VII.6:Analyse du voile



Caractéristiques géométriques	e(m)	L(m)	A (m ²)	I(m)	V(m)
	0.15	1.5	0.225	0.042	0.75
Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	Vu(KN)	Vu'(KN)	
	-296.29	1.29	-0.78	1.4Vu	
Matériaux	(Mpa) f _e	(Mpa) f _{c28}			
	400	25			

a. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{-296.29}{0.225} + \frac{1.29 \times 0.75}{0.042} = -1293.911 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{-296.29}{0.225} - \frac{1.29 \times 0.75}{0.042} = -1339.778 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

(σ₁ et σ₂) < 0 ; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

Tableau VII.7:ferraillage du voile

σ _m kN/m ²	F _t KN	A _v cm ²	A _{min} cm ² /ml	A _{adopt}	A _v /2	A _c cm ² /ml	A _{adopt}
1316.84	197.53	4.93	2.25	5T12 =5.65cm ² /ml	2.46	3.76	5T12 =5.65cm ² /ml

VII.5.1. Disposition des armatures :

VII.5.1.1. Armatures verticales :

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL.91, et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a : St = 30 cm → St/2 = 15 cm < 20 cmCondition vérifiée

Voile de rive : L = 370 cm → L/10 = 37.0cm

Voile intermédiaire : L = 150cm → L/10 = 15 cm

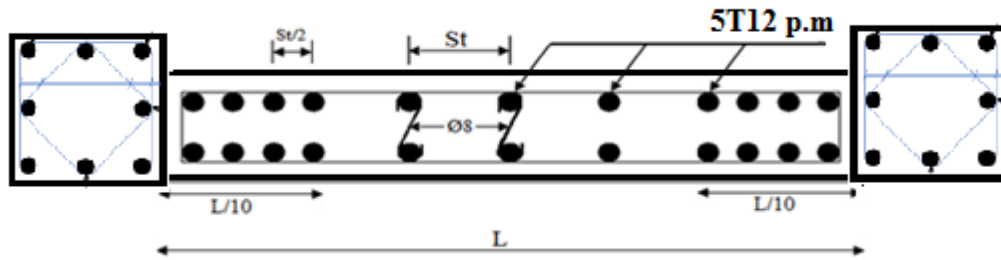


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles ($e = 15\text{ cm}$)

VII.5.1.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$. Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1.5a ; 30\text{ cm})$

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.5.2.3 Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

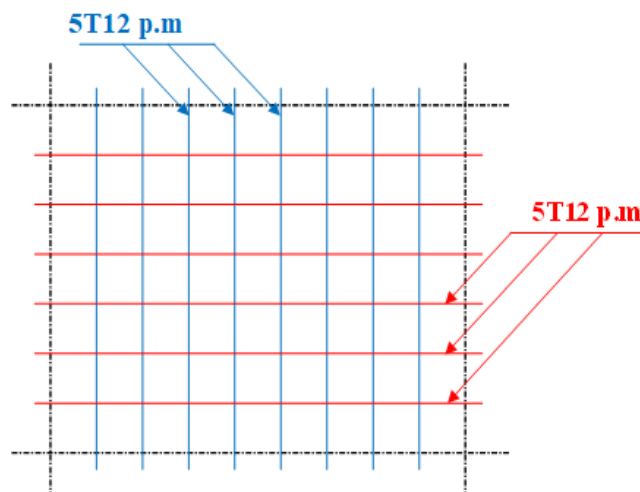


Figure VII.4 : Disposition du ferrailage dans les voiles ($e = 15\text{ cm}$)

Chapitre VIII :

Étude de l'infrastructure

Etude des fondations :**VIII.1. Introduction :**

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

La répartition des contraintes dans le sol est supposée être généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire).

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ↳ Reprendre les charges et les surcharges supportées par la structure ;
- ↳ Transmettre les charges et les surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VIII.2. Importance de l'étude des fondations :

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de première importance.

La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit. En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation.

VIII.3. Élément de base à déterminer :

Au premier stade de l'étude des fondations, l'ensemble des charges que l'on a à faire porter par le sol est indépendant du type de structure mais en fonction de la finalité de l'ouvrage.

Aussi en même temps que l'on commencera l'étude des sols on devra faire une descente de charges qui donnera un premier élément du problème sur les conditions futures du travail du sol et orientera le programme de reconnaissance.

L'importance des bâtiments très souvent ne justifie pas une approche du problème en deux étapes.

VIII.4. Choix du Type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend de :

- ↳ Type d'ouvrage à construire.
- ↳ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ↳ La capacité portante du terrain de fondation.
- ↳ La raison économique.
- ↳ La facilité de réalisation.

↳ La distance entre axes des poteaux.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2,5 bars. Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante sous voile.

Le choix des semelles se fait en fonction des conditions suivantes :

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} < 50\% \right)$$

VII.5. Surface nécessaire pour édifier ce bâtiment :

On veut voir une idée générale sur la surface d'un radier général s'il est possible de le mettre ou non :

↳ La surface de la semelle est donnée par: $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec:

- S: la surface totale de la semelle
- $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Donc : } \begin{cases} N_u = 80282.708 \text{ KN} \Rightarrow S = 321.131 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 58606.777 \text{ KN} \Rightarrow S = 234.43 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.6. Vérification du chevauchement : La surface du bâtiment est de: $S = 645.93 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{234.43}{645.93} = 0.36 = 36\% < 50\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vu que les semelles occupent moins de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte le choix d'une semelle isolée sous le poteau circulaire et semelle filante sous voile et poteau rectangulaire.

Donc on n'a pas besoin de prévoir un radier général

- Semelles filantes sous voiles
- Semelles filantes sous poteaux

a) Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située entre deux poteaux et un voile.

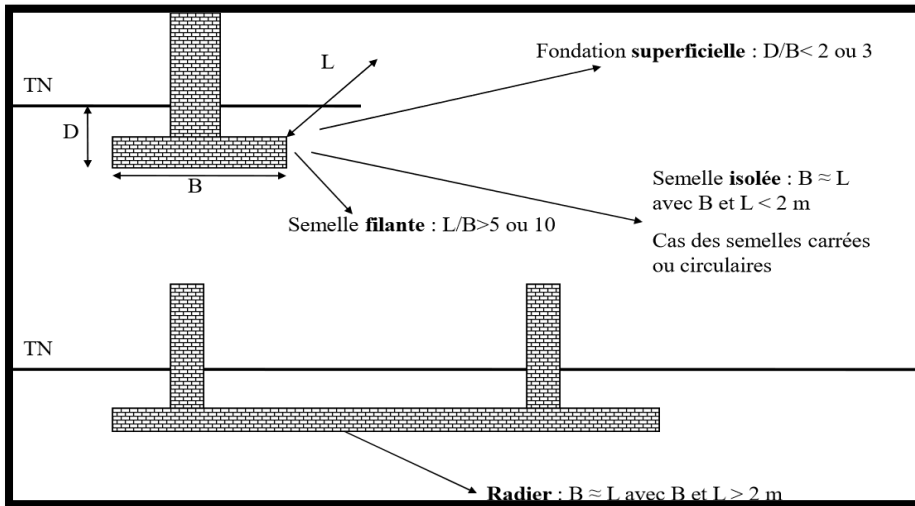


Figure VIII-1 :Types des fondations superficielles.

Les chargements sur la structure concèdent des moments faibles à la base des poteaux au niveau de leurs encastrement- et avec la présence des longrines qui absorbent un pourcentage important de ces moments, on les faillit pour la facilité du calcul. Tous les efforts normaux maximaux sont obtenus par la combinaison G+Q.

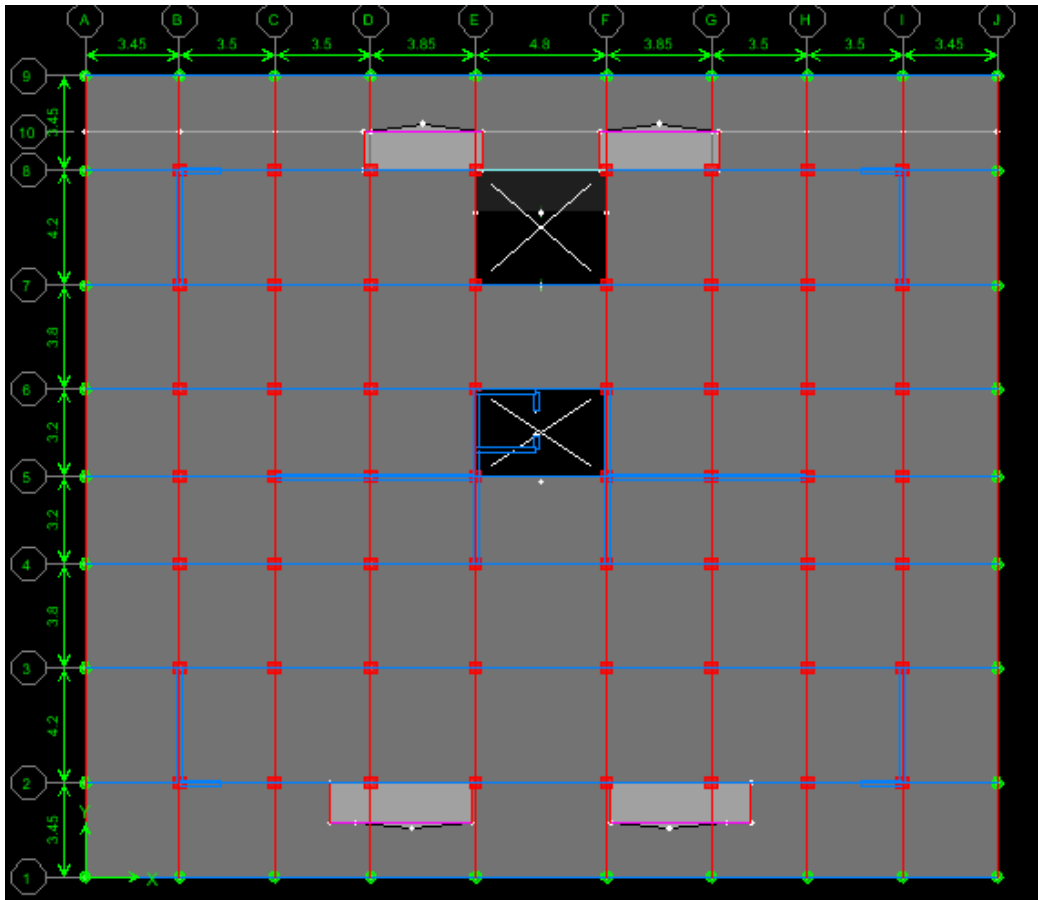


Figure VIII.2 : vue en plan des poteaux et voiles.

VIII.7. Prédimensionnement des semelles:

Tableau VIII.7.1: les sollicitations des poteaux et des voiles appliquées sur les semelles sous mur voile

Semelle	Combinaison		Poteaux							
			P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈
S ₁ (File B)	ELS	N (KN)	455.97	81.78	464.94	308.11	287.66	288.72	298.8	/
		M(KN.m)	2.26	4.37	2.23	2.79	-0.15	-0.224	2.83	/
	ELU	N (KN)	623.61	111.38	635.38	419.92	393	393.43	408.51	/
		M(KN.m)	3.08	5.95	3.04	3.82	-0.219	-0.309	3.87	/
S ₂ (File E)	ELS	N (KN)	1267.04	422	408.74	443.7	1281.13	1277.45	1230.63	/
		M(KN.m)	1.93	-0.099	-0.191	-0.632	0.744	-4.886	-0.259	/
	ELU	N (KN)	1737.74	574.39	557	605.96	1759.44	1756.1	1693.62	/
		M(KN.m)	2.65	-0.143	-0.231	-0.881	1.01	-6.59	-0.327	/
S ₃ (File 5)	ELS	N (KN)	81.75	406.09	404.67	408.74	387.65	389.63	397.85	81.78
		M(KN.m)	-4.32	-0.165	-0.15	-0.191	-0.137	-0.188	-0.181	-2.707
	ELU	N (KN)	111.32	554.74	552.21	557	530.14	532.18	542.76	111.38
		M(KN.m)	5.75	-0.228	-0.208	-0.263	-0.19	-0.26	-0.25	-3.691
S ₃ (File 2)	ELS	N (KN)	382.92	610.06	1088.0	1228.26	1230.63	1088.9	617.84	287.66
		M(KN.m)	0.197	-6.94	2.502	-0.301	-0.259	1.327	7.359	-0.156
	ELU	N (KN)	394.23	837.16	1498.4	1690.83	1693.62	1499.7	847.64	393
		M(KN.m)	0.197	-9.55	3.43	-0.398	-0.327	1.817	10.124	-0.216

Semelle	Combinaison		Voiles			
			V ₁	V ₂	V ₃	V ₄
S ₁ (File B)	ELS	N (KN)	298.55	/	/	308.13
		M(KN.m)	0.75	/	/	0.74
	ELU	N (KN)	408.33	/	/	420.07
		M(KN.m)	1.02	/	/	1.01
S ₂ (File E)	ELS	N (KN)	/	414.78	416.81	/
		M(KN.m)	/	0.21	0.2	/
	ELU	N (KN)	/	566.82	571.22	/
		M(KN.m)	/	0.29	0.28	/
S ₃ (File 5)	ELS	N (KN)	392	400.45	411.67	408.93
		M(KN.m)	0.04	0.01	0.1	0
	ELU	N (KN)	535.56	546.44	561.09	558.76
		M(KN.m)	0.05	0.01	0.14	0
S ₄ (File 2)	ELS	N (KN)	289.83	/	/	292.48
		M(KN.m)	0.25	/	/	-0.5
	ELU	N (KN)	395.9	/	/	393.64
		M(KN.m)	-0.68	/	/	-0.69

↪ A titre d'exemple on va faire le calcul de la semelle S₁

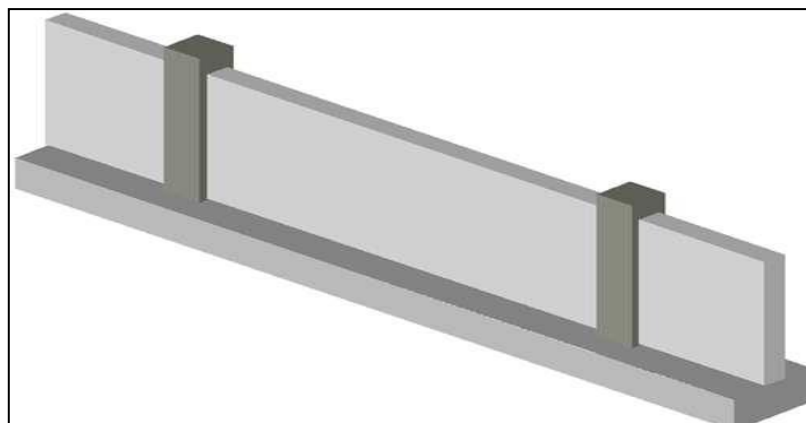


Figure VIII.3: Schémas d'une semelle filante sous mur voile.

VIII.3.3.1.1. Dimensionnement:

$$N_s = \sum N_i = 4906.95 \text{ KN} = 490.695 \text{ t}$$

$$L = 26.5 \text{ m}$$

➤ **Largeur :**

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{\text{sol}}} = \frac{490.695}{26.5 \times 25} = 0.741 \text{ m}$$

On adopte: **B = 100 cm**

➤ **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}} = 582.2 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} \times l_e = 914.6 \text{ cm}$$

$$l_{\text{max}} = 480 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} \times l_e = 914.6 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{semelle rigide}$$

➤ **Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow e_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur moyenne :**

$$h_{\text{moy}} = \frac{h + e}{2} = \frac{50 + 15}{2} = 32.5 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des poids de la semelle, le remblai et du mur voile :**

$$P_s = h_{\text{moy}} \cdot \gamma_b \cdot B \cdot L = 17.225 \text{ t}$$

$$P_r = (h - h_{\text{moy}}) (B \cdot L - 9b \cdot a - e_{\text{voil}} \cdot \sum L_{\text{voil}}) \rho_{\text{sol}} = 86.985 \text{ t}$$

$$P_v = \gamma_b \cdot e \cdot (h - h_{\text{moy}}) \sum L = 22.6013 \text{ t}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{Q}{B L} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right)$$

➤ **Condition de raideur :**

$$h_{\text{min}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 L_{\text{max}}}{\pi} \right)^4 \times \frac{3 k}{E_b}} = 0.148 \text{ cm}$$

On prend: **h = 50 cm**

$$0.5 < k < 12 [\text{kgcm}^2] \text{ on prend: } k = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Combinaison	N_T (t)	M_t (t.m)	$(m)e = \frac{M_T}{N_T}$	$(m)\frac{L}{6}$	σ_{moy} (t/m ²)	σ_{sol} (t/m ²)
G + Q	490.695	0.819	0.002	4.41	2.25	2.5
1.35G + 1.5 Q	569.358	1.628	0.003		3.49	

On adopte:

$$\begin{cases} B = 100 \text{ cm} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \\ h_{\text{moy}} = 32.5 \text{ cm} \\ h_u = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

VIII.3.3.1.2. Calcul des armatures:

Vu la présence du mur voile périphérique, la semelle va travailler que dans un seul sens celui de la largeur B et elle sera calculé par la méthode des consoles:

❖ **Suivant la largeur :**

Pour une bande de 1 m:

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{m}$$

$$q = 349 \times 1 = 349 \text{ KN/ml}$$

$$M = \frac{qx^2}{2} \text{ avec : } x = \frac{B}{2} = 0.5 \text{ m}$$

$$M = \frac{349 \times 0.5^2}{2} = 43.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.015 \Rightarrow \mu = 0.015 < \mu_{\text{ultime}} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_u = \frac{M_0}{\beta d \sigma_{\text{acier}}} = 2.81 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** $A_{\min} = 0.23B d \frac{f_{tj}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2$
- **Armatures finales :** $A_f = \max(A_u ; A_{\min}) = 5.43 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Soit $\begin{cases} 4T14 = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$
- **Armature de répartition :** $A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Soit $\begin{cases} 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$

Tableau VIII.7.2: le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous murs voile

	Combinaison	N_T (t)	M_T (t. m)	$e = \frac{M_T}{N_T}$ (m)	L (m)	σ_{moy} t/m ²	σ_{sol} t/m ²	B (cm)	h (cm)	h_{moy} (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (cm)	l_{max} (cm)
S ₂ (File B)	G + Q	588.483	0.07	0	22.4	23.4	25	150	50	32.5	865.1	4.20
	1.35G + 1.5 Q	982.229	-0.39	0		37.2						
S ₃ (File E)	G + Q	279.266	1.559	0.006	22.4	21.5	25	100	50	32.5	865.1	4.20
	1.35G + 1.5 Q	381.363	2.126	0.006		29.1						
S ₄ (File 2)	G + Q	711.67	0.12	0	26.4	24.0	25	150	50	32.5	865.1	4.8
	1.35G + 1.5 Q	964.42	0.371	0		32.4						

Tableau VIII.7.3: ferrailage des semelles continues sous murs voiles

	Q (t/ml)	M (t. m)	μ	β	A_u (cm ² /ml)	A_{min} (cm ²)	A_{adpt} (cm ² /ml)	$A_r = \frac{A_{adpt}}{4}$ (cm ²)	A_r (cm ² /ml)
S ₁ (File B)	34.9	4.362	0.015	0.992	2.81	5.43	6T14 A = 9.24cm ²	2.31	4T12 A = 4.52 cm ²
S ₂ (File B)	31.84	8.962	0.031	0.984	5.82	5.43	6T14 A = 9.24cm ²	2.31	4T12 A = 4.52 cm ²
S ₃ (File E)	29.1	3.637	0.013	0.994	2.34	5.43	6T14 A = 9.24cm ²	2.31	4T12 A = 4.52 cm ²
S ₄ (File 2)	32.4	9.113	0.021	0.989	5.89	8.15	6T14 A = 9.24 cm ²	2.31	4T12 A = 4.52 cm ²

Calcul de la poutre de libage:**Dimensionnement:**

La hauteur h de la poutre de libage doit satisfaire la condition suivante:

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

Avec: $L_{max} = 4.80m$ la longueur de la poutre

$$\frac{430}{9} \leq h \leq \frac{430}{6} \Rightarrow 47.7 \leq h \leq 71.6$$

Donc on prend : $h = 60\text{cm}$ $d = 54\text{cm}$ $b = 40$

Ferraillage de la poutre:

$$\sigma_{\text{moy}} = 23.4 \text{ t/m}^2$$

$$Q_u = \sigma_{\text{moy}} \times B = 23.4 \times 1.5 = 35.1 \text{ t/m}$$

Les moments:

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{35.1 \times 4.2^2}{8} = 77.39 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 0.40 \times 77.39 = 30.95 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 77.39 = 65.78 \text{ t.m}$$

Ferraillage sur appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.072$$

$$\mu = 0.072 < \mu_{\text{ultime}} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{\text{app}} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{\text{acier}}} = 20.54 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T20+6T16; $A_s=21.49\text{cm}^2$

Ferraillage en travée:

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.153$$

$$\mu = 0.153 < \mu_{\text{ultime}} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.917$$

$$A_{\text{travé}} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{\text{acier}}} = 45.85 \text{ cm}^2$$

Choix: 6T25+6T20; $A_s=48.30\text{cm}^2$

Tableau VIII.7.4: ferraillage de la poutre de libage

semelle	σ_{moy} (t/m ²)	Q (t/ml)	M ₀ (t.m)	A _{app} (cm ²)	A _{adapté} (cm ²)	A _{trav} (cm ²)	A _{adapté} (cm ²)
S ₁ (FileB)	22.5	22.5	64.8	17.38	4T16+6T14 A = 17.28 cm ²	39.43	4T25+6T20 A = 38.48cm ²
S ₂ (File B)	23.4	35.1	77.39	20.54	6T16+3T20 A = 21.49 cm ²	45.85	6T25+6T20 A = 48.3 cm ²
S ₃ (File E)	21.5	21.5	47.401	12.54	4T14+3T16 A = 12.19 cm ²	27.86	6T16+5T20 A = 27.77 cm ²
S ₄ (File 2)	24	36	103.68	27.91	6T16+5T20 A = 27.77 cm ²	63.68	10T25 + 5T20 = 64.8 cm ²

VIII.7.2. Semelle continue sous poteaux (semelle filante):

Tableau VIII.7.5: les sollicitations appliquées sur les semelles sous poteaux

Semelle	Combinaison		Poteaux							
			P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇	P ₈
S ₂ (File C)	G + Q	N (KN)	1029.02	816.77	406.09	818.4	1031.21	617.84	577.08	/
		M (KN.m)	2.84	1.46	0.165	1.43	2.83	7.35	4.66	/
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	1412.33	1119.32	554.74	1121.6	1415.13	847.64	790.22	/
		M (KN.m)	3.907	2.013	-0.228	1.978	3.905	10.124	6.431	/
S ₃ (File 3)	G + Q	N (KN)	1029.02	1214.74	1267.0 4	1267.35	1216.77	1024.7 5	299.2	298.8
		M (KN.m)	2.84	0.635	1.935	-1.31	-0.446	-2.61	-2.621	2.83
	1,35 G +1,5 Q	N (KN)	1412.33	1667.66	1737.7 4	1737.07	1670.32	1406.1 1	409.25	408.51
		M (KN.m)	3.9	0.863	2.65	-1.755	-0.607	-3.599	-3.589	3.87

On prend la semelle S₂ comme exemple de calcul détaillé et les autres semelles seront résumées dans un tableau.

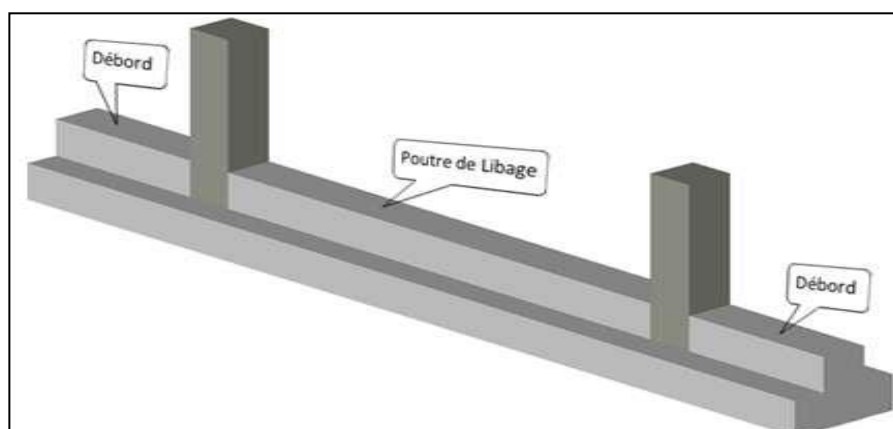


Figure VIII.4: Schéma d'une semelle filante sous poteaux

VIII.3.3.2.1. Dimensionnement:

$$B \geq \frac{N_s}{L \sigma_{sol}} = \frac{529.641}{22.4 \times 25} = 0.946 \text{ m}$$

On prend: B = 150 cm

➤ **Rigidité :**

$$\frac{l}{9} < h < \frac{l}{6} \Rightarrow 46.7 < h < 70$$

On prend : h = 60cm

➤ **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b I}{k B}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{B h_{moy}^3}{12} = 0.0065.92 \text{ m}^3 \\ k = 4 \text{ Kg/cm}^2 \\ B = 150 \text{ cm} = 1.5\text{m} \\ E_b = 32164.2 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow l_e = 6.132 \text{ m}$$

➤ **Type de répartition :**

$$M = \sum M_i + \sum N_i x_i$$

$$M = 2.0735 + [(102.902 \times 0.284) + (81.677 \times 0.146) + (40.609 \times 0.0165) + (81.84 \times 0.143) + (103.121 \times 0.283) + (61.784 \times 0.735) + (57.708 \times 0.466)]$$

$$M = 157.08\text{t}$$

Type de répartition :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.04 \text{ cm} \\ \frac{L}{6} = \frac{22.4}{6} = 3.73 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 = 0.04\text{cm} < \frac{L}{6} = 3.73 \text{ cm} \dots\dots\text{Répartition trapézoïdale}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{3/4} = \frac{Q}{B L} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = 21.4\text{t/m}^2 < \sigma_{sol} = 25\text{t/m}^2 \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.3.2.2. Calcul des armatures:

- **Sens transversal :** on utilise la méthode des bielles

$$A_B = \frac{\dot{N}_i (B - b)}{8 d_b \sigma_s}$$

Avec:

$$\dot{N}_i = N_T \left(1 + 3 \frac{e_0}{B} \right)$$

$L_{max} = 4.20 < \frac{\pi}{2} l_e = 9.631 \Rightarrow$ Semelle rigide (répartition linéaire des contraintes)

➤ **Patin :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{min} = 15 \text{ cm}$$

➤ **Hauteur moyenne :**

$$h_{moy} = \frac{h + e}{2} = \frac{60 + 15}{2} = 37.5 \text{ cm}$$

➤ **Poids propre de la semelle et du remblai :**

$$P_s = h_{moy} \cdot \gamma_b \cdot B \cdot L = 31.50 \text{ t}$$

$$P_r = (h - h_{moy})(B L - 6 b^2) \rho_{sol} = 147.39 \text{ t}$$

Donc :

$$Q_{ser} = N_s + P_s + P_r = 529.641 + 31.5 + 147.39 = 708.53 \text{ t}$$

$$N_{tu} = 529.64$$

$$\dot{N}_i = 529.64 \left(1 + 3 \frac{0.04}{150} \right) = 530.06 \text{ t}$$

Donc :

$$A_B = \frac{530.06 \times 10^4 (150 - 45)}{800 \times (60 - 0.05) \times 348} = 33.35 \text{ cm}^2$$

Soit: 7T25; $A_s = 34.36 \text{ cm}^2$; *Espacement* = 15cm

- **Sens longitudinal :**

La semelle est calculée comme une poutre renversée chargée par la contrainte moyenne du sol.

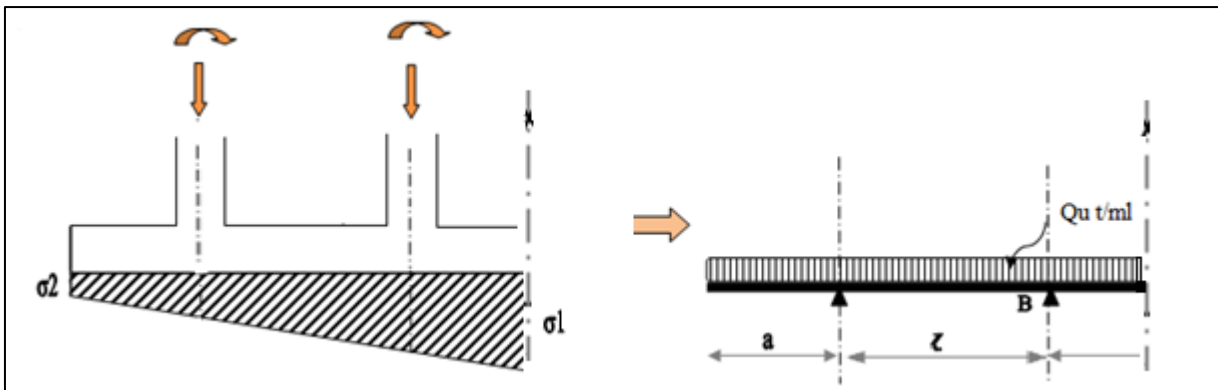


Figure VIII.5: Exemple de chargement de la semelle

Avec:

$$\sigma_{moy} = \frac{N_T}{B L} \left(1 + 3 \frac{e_0}{L} \right) = \frac{529.64}{1.5 \times 22.4} \left(1 + 3 \frac{0.04}{22.4} \right) = 15.85 \text{ t/m}^2$$

Ferraillage de la poutre de libage:

$$Q_u = \sigma_{moy} \times B = 15.85 \times 1.5 = 23.77 \text{ t/m}$$

Les Moments:

$$M_0 = \frac{Q_u \cdot l^2}{8} = \frac{23.77 \times 4.2^2}{8} = 52.41 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0.4M_0 = 0.40 \times 52.41 = 20.96 \text{ t.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 52.41 = 44.55 \text{ t.m}$$

Ferraillage sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_{ultime} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{app} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{acier}} = 13.73 \text{ cm}^2$$

Choix : 9T14; $A_s = 13.85 \text{ cm}^2$

Ferraillage en travée:

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0.104$$

$$\mu = 0.104 < \mu_{ultime} = 0.392 \Rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_{travé} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{acier}} = 30.11 \text{ cm}^2$$

Choix : 10T20; $A_s = 31.42 \text{ cm}^2$

Pour les autres cas les résultats sont résumés sur le tableau suivant:

Tableau VIII.7.6: le dimensionnement et les vérifications des semelles continues sous poteaux

	comb	N_T (t)	M_T (t.m)	$e = \frac{M_T}{N_T}$ (m)	L (m)	B (cm)	h (cm)	l_{max} (cm)	$\frac{\pi}{2} l_e$ (m)	h_{moy} (cm)	Ms (t.m)	Q_{ser} (t)	$\sigma_{3/4}$ (t/m ²)
S ₃ (File 3)	ELS	761.76	-0.16	0.002	26.5	150	70	480	10.579	42.5	13.14	966.964	24.3
	ELU	1045	0.17	0.002									

Tableau VIII.7.7.Ferraillage des semelles continues sous poteaux

Semelle	N_u (t)	N_i (t)	A_B (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)	A_{apr} (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)
S ₂ (File C)	529.641	530.06	33.35	7T25 A = 34.36cm ²	8.59	5T16 A = 10.05cm ²
S ₃ (File 3)	761.76	761.79	41.05	9T25 A = 44.18cm ²	11.04	6T16 A = 12.06 cm ²

Tableau VIII.7.8: ferraillage de la poutre de libage

Semelle	σ_{moy} (t/m ²)	Q (t/ml)	M_0 (t.m)	A_{app} (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)	A_{trav} (cm ²)	$A_{adapté}$ (cm ²)
S ₂ (File C)	13.85	23.77	52.41	13.73	9T14 A = 13.85 cm ²	30.11	10T20 A = 31.42 cm ²
S ₃ (File 3)	24.3	51.32	147.798	27.98	6T16+5T20 A = 27.77 cm ²	62.27	10T25+5T20 A = 64.8 cm ²

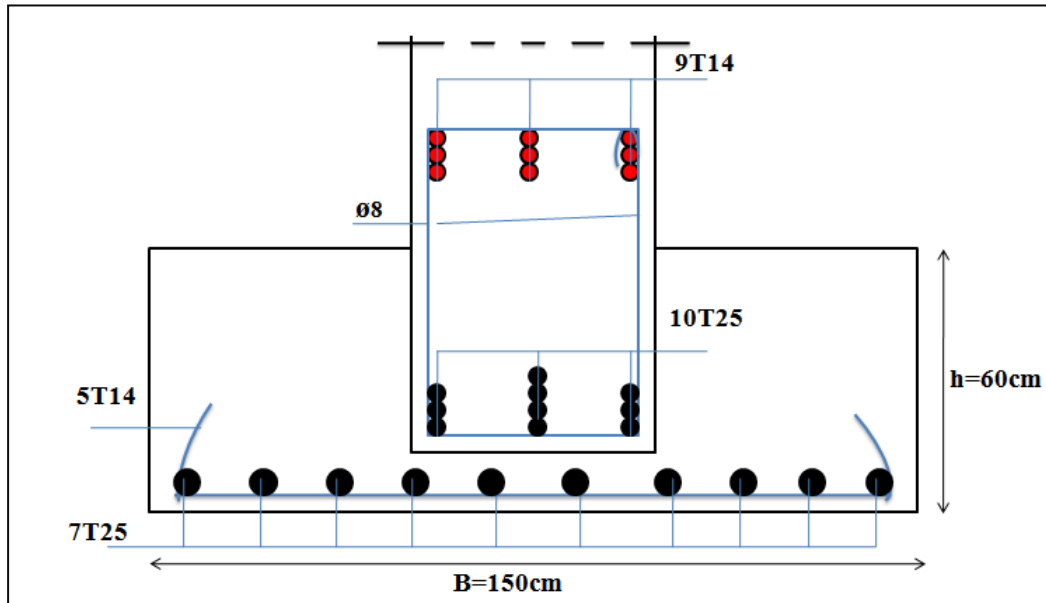


Figure VIII.7. Ferrailage de semelle continue sous murs voiles

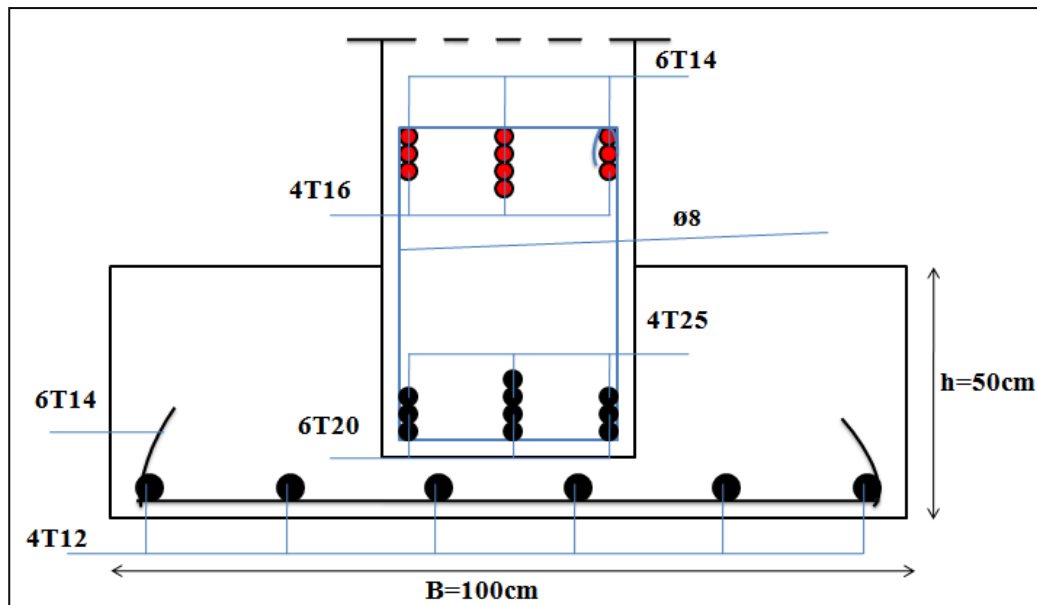


Figure VIII.8. Ferrailage de semelle continue sous poteaux

B) lasemelle isolée sous poteau circulaire :

VIII.8. Dimensionnement de la semelle:

Calcul de la section du poteau circulaire :

$$S = \pi \times \left(\frac{d}{2}\right)^2 = 3.14 \times (0.2)^2 = 0.125m^2$$

Calcul de la charge ultime N_U :

$$N_{ser} = q_{ser} = 497.1KN ; M_{ser} = 2.6 KN.m$$

$$\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} = 250 KN$$

$$S = \frac{497.1}{250} = 1.9m^2$$

On adopte : $S = 200 \text{ cm}$

$$A = B = \sqrt{S} = 1.41m = 141cm$$

Redimensionner :(150x150) cm

$$a = b = \frac{B - D}{2} = \frac{150 - 40}{2} = 55cm$$

Puisque $A = B \rightarrow d_D$

La hauteur utile d : $d_D \geq \frac{A-D}{4}$

$$da \geq \frac{150 - 40}{4} = 27.5cm \rightarrow d = 30 \text{ cm}$$

Poids propre de la semelle et du remblai :

$$P_s = h_{moy} \cdot \gamma_b \cdot A^2 = 25 \times 1.50^2 \times 0.25 = 14.06KN$$

$$P_r = (D - h_{moy})(A^2 - D^2)\rho_{sol} = (2 - 0.25)(1.50^2 - 0.4^2) \times 17 = 62.18KN$$

Donc :

$$Q_{ser} = N_s + P_s + P_r = 497.1 + 14.06 + 62.18$$

$$Q_{ser} = 573.34KN$$

Type de répartition :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{2.06 \times 10^2}{497.1} = 0.52 \text{ cm} \\ \frac{B}{6} = \frac{150}{6} = 25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 = 0.52cm < \frac{B}{6} \text{ (Répartition trapézoïdale)}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Alors : $h = d + C$

Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; on prend $C = 5 \text{ cm}$.

$$h = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$$

Le patin e :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 6\Phi + 6 \text{ cm} \\ \Phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

Hauteur moyenne :

$$h_{moy} = \frac{h + e}{2} = \frac{35 + 15}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \quad e = \frac{M}{N}$$

Où :

- N : effort vertical (ici $N_S=497.1$ KN)
- M : moment (ici $M_S=2.6$ KN.m)
- S: surface de la semelle (en m^2)
- A: dimension de la semelle dans la direction du moment (en m)
- σ_{sol} : pression admissible du sol à l'ELS (en KN/m^2)

$$\sigma_1 = 222KN/m, \sigma_2 = 217KN/m$$

$$\sigma_{moy} = 219.5KN/m \leq \sigma_{sol} = 250 KN/m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On adopte : Coffrage 150x150x35

Ferrailage :

Calcul des armatures:(à L'ELU) :

Avec : $M_u=3.5$ KN.m ; $N_u=680.4$ KN

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{350}{680.4} = 0.51 \text{ cm} \\ \frac{D}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 = 0.5\text{cm} < \frac{B}{6} \text{(Répartition trapézoïdale)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0.65 \text{ cm} \\ \frac{A}{24} = \frac{150}{24} = 6.25 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 = 65\text{cm} < \frac{B}{6} \text{(Répartition trapézoïdale)}$$

On utilise la méthode des bielles

La première direction : Lit inférieur ($A_A \parallel B$).

Deuxième direction : Lit supérieur ($A_B \parallel A$).

Les semelles carrées donc $A_A=A_B$

$$A_A = A_B = \frac{N_u(B - D)}{8 \times d_D \times \sigma_s} = \frac{680.4 \times 10^3(150 - 40)}{8 \times 30 \times 348 \times 10^2} = 8.96\text{cm}^2$$

On adopte : 8T12 = (9,05 cm^2), Espacement : 20cm

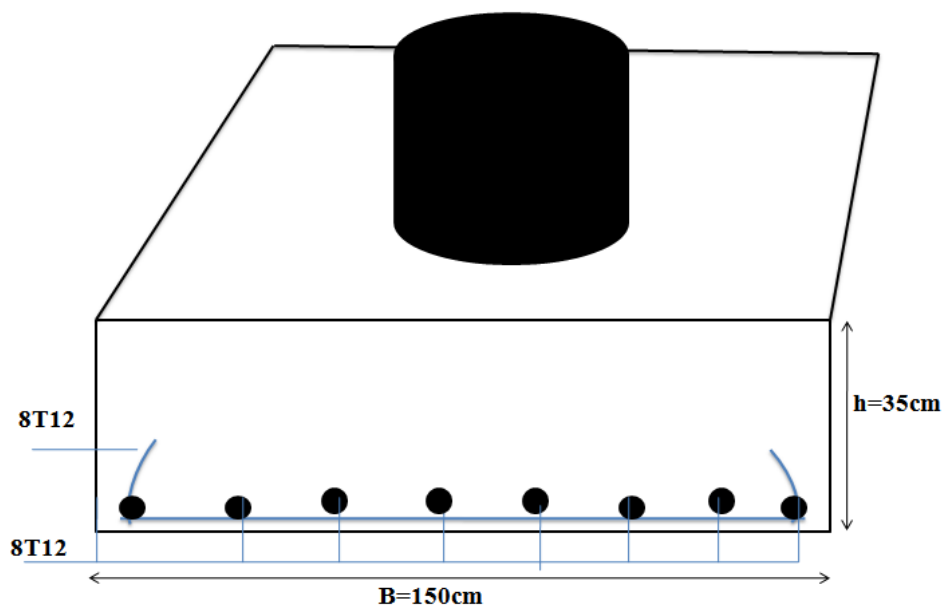


Figure VIII.9. Ferrailage de semelle isolé

VIII.9. Etude des Longrines :

A) -Introduction : Le rôle de longrine est de relier les points d'appuis du bâtiment, à tout dispositif équivalant tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.

B) -Dimensionnement de longrine: Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont:

- Site de catégorie S3 → (30 cm×30 cm) Donc la section de la longrine est:

$(B \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$ Le choix de notre fondation nous oblige à utiliser les longrines pour la construction et assuré un chaînage de base permettant la rigidité de l'ensemble des fondations.

Le type de site est (meuble), donc pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à:

$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN}$ (d'après RPA 99 / version 2003) et comme notre zone est la zone sismique I d'où $\gamma = 15$ avec N présente la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidaires α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée

Selon le RPA99/2003 on a:

Site meuble (S3) $\Rightarrow \min (b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

On prend: $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

VIII.3.4.2. Ferrailage:

$$A = \frac{F}{\sigma_s}$$

Avec:

- $F = N/\alpha \geq 20 \text{ KN}$
- $\alpha = 15$ (Zone I ; S3)
- $N = 1737.74 \text{ KN}$

On a:

$$F = N/\alpha = \frac{1737.74}{15} = 115.84 \geq 20 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u = \frac{F}{\sigma_s} = 115.84 \times \frac{10}{348} = 3.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% \mathbf{b} \times \mathbf{h} = \mathbf{5.4} \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_u ; A_{\min}) = 5.40 \text{ cm}^2$$

On adopte: **4T14** ; $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \left(\frac{f_t}{f_e} \right) \times b \times d$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) 30 \times 27 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6.16 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

L'espacement des cadres:

L'espacement est inférieur à la min (20 cm, 15 \emptyset) d'après **RPA 99 / version 2003.**

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15\emptyset) = \min (20 \text{ cm}, 21 \text{ cm}) \leq 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Les armatures transversales:

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On choisit forfaitairement: $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Condition des armatures transversales:

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \rightarrow \frac{14}{3}$$

$8 \text{ mm} \geq 5 \text{ mm} \dots\dots$ Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage:

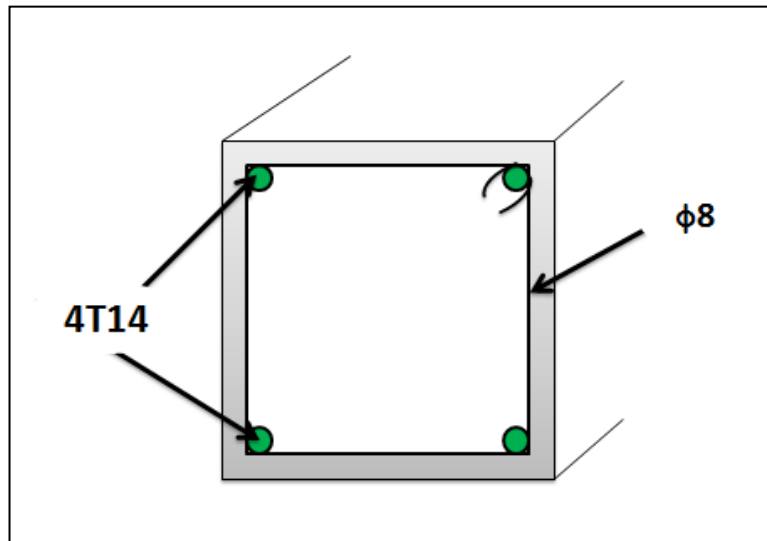


Figure VIII.10. Ferrailage de longrine

Conclusion générale

Conclusion

La réalisation de ce projet de fin d'études a représenté une opportunité concrète de mobiliser l'ensemble des compétences théoriques et pratiques acquises tout au long de notre formation. Elle nous a permis non seulement de consolider nos connaissances en conception et calcul des structures, mais aussi d'approfondir notre maîtrise des normes techniques et réglementaires en vigueur.

L'évolution des outils numériques et la puissance croissante des logiciels de calcul ont profondément transformé les approches traditionnelles, en offrant une précision et une efficacité accrues dans la modélisation des structures complexes. L'usage de ces outils s'est révélé essentiel dans notre étude, notamment dans l'analyse sismique qui a conduit à l'adoption d'un système de contreventement mixte (voiles et portiques), garantissant une meilleure stabilité de l'ouvrage face aux sollicitations dynamiques.

Par ailleurs, ce travail a mis en évidence l'importance d'une collaboration étroite entre les différents acteurs du projet, notamment l'ingénieur civil et l'architecte, dès les phases initiales de conception. Cette synergie est indispensable pour concilier les impératifs techniques, les contraintes économiques et les exigences de sécurité, en particulier dans les zones à risque sismique.

En définitive, cette étude nous a permis de prendre conscience des enjeux réels liés à la conception d'un bâtiment de grande hauteur à usage mixte, et de proposer une solution structurelle à la fois fiable, optimisée et réaliste, répondant pleinement aux attentes fonctionnelles, sécuritaires et architecturales du projet.

Références bibliographiques

Livres et règlements :

1. Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
2. DTU BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et Constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).

Logiciels :

3. Logiciel d'analyse des structures (ETABS)
4. Autodesk AutoCAD 2014
5. SOCOTEC
6. RDM.6
7. EXEL2007
8. WORD2007
9. Le spectrel RPA2003
10. Paint
11. POWERPOINT

