



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université de Tissemsilt



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme
De Master académique en

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présentée par : BELDJILALI NOUREDDINE
ABBA MOHAMED

Thème

Étude d'un bâtiment en béton armé (R+7) dans la wilaya
de Tissemsilt

Soutenu le, 11 JUIN 2023

Devant le Jury :

Besseglier Abderrahmane	Président	Prof.	Univ-Tissemsilt
Benceur raouf	Encadreur	Prof.	Univ-Tissemsilt
BOUZRIBA .A	Examinatrice	M.C.B.	Univ-Tissemsilt

Année universitaire : 2022-2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

dédicace

Je dédie ce présent mémoire :

A mes parents ;

A toutes ma famille sans exception ;

A mes amies ;

A toutes la promotion 2023 ;

A tous les enseignants qui sont dirigé vers la porte de la réussite ;

*A mon binôme « **beldjilali** » qui à contribuée à la réalisation de
ce modeste travail ;*

Enfin : A tous ceux qui nous sont très chers.



abba



dédicace

Je dédie ce présent mémoire :

A mes parents ;

A toutes ma famille sans exception ;

A mes amies ;

A toutes la promotion 2023 ;

A tous les enseignants qui sont dirigé vers la porte de la réussite ;

*A mon binôme « **abba** » qui à contribué à la réalisation de ce
modeste travail ;*

Enfin : A tous ceux qui nous sont très chers.

✻ *beldjilali* ✻



Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notions et symboles	
Introduction générale	1
Chapitre I :présentation de l'ouvrage	
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1.1.Caractéristiques géométriques (dimensions des plans).....	2
I.1.1.1.Dimensions en élévation.....	2
I.1.1.2.Dimensions en plan.....	2
I.1.2.Ossature et système constructif adopté.....	7
I.1.2.1.Ossature.....	7
I.1.2.2.Les Plancher.....	7
I.1.2.3.Terrasse.....	7
I.1.2.4.Escaliers.....	7
I.1.2.5.Maçonnerie.....	7
I.1.2.6.Balcon.....	8
I.1.2.7.Acrotère.....	8
I.1.3.Caractéristiques géotechniques du sol.....	8
I.1.4.Caractéristiques mécanique des matériaux.....	8
I.1.4.1.Le béton.....	8
I.1.4.2.Aciers de construction.....	15
I.2.Hypothèses de calcul	16
I.2.1.États limite ultime de résistance	16

I.2.2.États limite de service.....	16
I.2.1.2 Règles des trois pivots.....	16
I.2.2.2.Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	18
I.3. Conclusion.....	19

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1. Introduction	
II.2.Pré-dimensionnement des planchers.....	20
II.2.1.Plancher à corps creux.....	20
II.2.1.1.Condition de rigidité.....	20
II.2.2.Dalle plein.....	21
II.2.2.1.Condition de sécurité contre l'incendie.....	21
II.2.2.2.Condition d'isolation acoustique.....	22
II.2.2.3.Condition de résistance à la flexion.....	22
II.2.2.4.Condition de flèche.....	22
II.3. Pré-dimensionnement des poutres.....	23
II.3.1.Poutres principales.....	24
II.3.1.1.Pré-dimensionnement des poutres principales.....	24
II.3.2.Poutres secondaires.....	24
II.3.2.1.Pré-dimensionnement des poutres secondaires.....	24
II.4.Descente de charge.....	25
II.4.1.Charges permanentes.....	25
II.4.1.1.Plancher terrasse inaccessible.....	25

II.4.1.2.Plancher étage courants.....	26
II.4.1.3.Plancher (dalle pleine).....	27
II.4.1.4.Mur extérieur (double cloison).....	28
II.4.1.5.Mur intérieur.....	29
II.4.2.Charges d'exploitation.....	29
II.4.2.1.Loi de dégression des charges d'exploitations.....	29
II.5.Pré-dimensionnement des poteaux	
II.5.1.Exemple de calcul.....	30
II.5.1.1.Poteau le plus sollici.....	32
II.5.1.2.Surface reprise par poteau à chaque étage.....	32
II.5.1.3.Effort normal ultime due à chaque niveau N_u	32
II.5.1.4.Détermination de (a).....	34
II.5.1.5.Détermination de (b).....	34
II.5.1.6.Vérification selon (R.P.A99/version 2003).....	35
II.6.Pré-dimensionnement des voiles.....	35
II.6.1.Pour RDC, 1 ^{er} au 5 ^{eme} étage.....	36
II.7.Conclusion.....	37

Chapitre III :Calcul des planchers

III.1.Introduction.....	38
III.2.Dimensionnement des poutrelles.....	38
III.2.Dimensionnement des poutrelles.....	39
III.3.Méthode de calcul des poutrelles.....	39

II.3.1 Méthode forfaitaire.....	39
III.3.1.1. Les conditions d'application de la méthode forfaitaire	39
III.3.1.2. Principe de calcul	40
III.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis.....	40
III.3.1.4. Effort tranchant	41
III.3.2. Méthode des trois moments.....	41
III.3.2.1. Principe de calcul de la méthode des trois moments.....	41
III.3.2.2. Évaluation de l'effort tranchant.....	43
III.4. Calcul du ferrailage	43
III.4.1. Planchers étages courant.....	43
III.4.1.1. Étude des poutrelles Planchers RDC, étages courants.....	43
III.4.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles	49
III.4.1.2.1. Ferrailage en travée	49
III.4.1.3. Vérifications	52
III.4.1.4. Schémas de ferrailage des poutrelles(Étage courant)	57
III.4.2. Planchers terrasse.....	57
III.4.2.1. Étude des poutrelles Planchers terrasse	57
III.4.2.2. Ferrailage en travée	63
III.4.2.3. Ferrailage Sur appuis.....	64
III.4.2.4. Vérifications.....	65
III.4.2.5. Schémas de ferrailage des poutrelles(Terrasse).....	73
III.5. Conclusion.....	74

Chapitre IV: Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

IV.2. Acrotère.....	75
IV.2.1. Calcul les sollicitations.....	75

IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue.....	77
IV.2.3 Calcul du ferrailage (E. L. U. R)	77
IV.2.3.1.Vérification de l'existence des armatures comprimés A'.....	78
IV.2.3.2.Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire..	78
IV.2.4.Vérification des contraintes (E. L. S).....	78
IV.2.4.1..Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	78
IV.2.4.2..Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}	78
IV.2.4.3.Contrainte de cisaillement.....	79
IV.2.4.4.Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	79
IV.3. Balcon.....	80
IV.3.2. Exemple de calcul Type 01	80
IV.3.2.1.Descente de charge : (Balcon).....	81
IV.3.3. Vérifications.....	83
IV.3.3.1. Condition de non fragilité.....	83
IV.3.3.2. Contrainte de cisaillement.....	83
IV.3.3.3. Contrainte d'adhérence.....	83
IV.3.3.4. La vérification des contraintes à l'E.L.S.....	83
IV.3.3.5. Détermination de la position de l'axe neutre.....	83

IV.3.3.6. Vérification de la flèche.....	85
IV.4. Escaliers.....	87
IV.4.1. Définition.....	87
IV.4.2. Terminologie.....	87
IV.4.3. Dimensions des escaliers.....	88
IV.4.4. Étude l'escalier.....	88
IV.4.4.1. Cas de volée.....	88
IV.4.5. Étude de la poutre palière.....	95
IV.4.5.1. Dimensionnement.....	95
IV.4.5.2. Charges supportées par la poutre.....	96
IV.4.5.3. Calcul des sollicitations à l'E.L.U.....	96
IV.4.5.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U.....	96
IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière.....	97
IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales.....	98
IV.4.5.7.Calcul de la flèche.....	99
IV.4.5.8.Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	99
IV.4.6. Calcul de la poutre palière à la torsion.....	100
IV.4.6.1.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	100
IV.5.Conclusion.....	101

Chapitre V:Étude Sismique

V.1.Introduction.....	102
V.1.1.Causes du séisme.....	102
V.1.2.Effets du séisme sur les structures.....	102
V.2.Objectif de l'étude dynamique.....	102
V.3.Méthodes de calcul.....	102
V.3.1.Analyse statique équivalente.....	103
V.3.2.Analyse modale spectrale.....	103
V.3.3.Choix de la méthode.....	103
V.4.Modélisation.....	103
V.4.1. Modélisation des structures	104
V.4.2.Présentation du logiciel ETABS V9.6.0.....	105
V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.6.0à suivre.....	106
V.5.Évaluation des efforts sismiques.....	108
V.6.Calcul de la force sismique totale.....	108
V.6.1.Coefficient d'accélération de zone «A ».....	108
V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne« D».....	109
V.6.3.Pourcentage d'amortissement critique« ξ ».....	109
V.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η ».....	109
V.6.5.La valeur de la période fondamentale« T».....	109
V.6.6.Coefficient de comportement de la structure« R».....	110

V.6.7.Le facteur de qualité de la structure est fonction de «Q ».....	110
V.6.8.La masse de la structure «W».....	110
V.6.9.Coefficient de pondération«β».....	111
V.7.Définition des masses.....	113
V.8.Disposition des voiles.....	114
V.9.Vérifications.....	117
V.9.1.Calcul de la force tranchant.....	117
V.9.2.Calcul des coefficients de participation modale.....	117
V.9.3.Vérification de la période.....	118
V.9.4.Vérification des déplacements.....	119
V.9.5.Vérification de l'effet P-Delta.....	120
V.10.Conclusion.....	122

Chapitre VI:Étude des portiques

VI.1.Introduction.....	123
VI.2.Étude charges verticales et horizontales.....	123
VI.3.Les combinaisons de calcul.....	123
VI.3.1.Poutres.....	123
VI.3.2.Poteaux.....	123
VI.4. Ferrailage des poutres.....	123
VI.4.1. Méthode de calcul.....	123
VI.4.2. Les armatures minimales.....	124

VI.4.3. Poutre principale (35x50) cm ²	124
VI.4.3.1.Exemple de calcul	124
VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.....	126
VI.4.4.Poutre secondaire (35x40) cm ²	126
VI.4.4.1. Armatures minimales.....	126
VI.4.4.2.Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux.....	127
VI.4.5. Calcul les armatures transversales.....	127
VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales.....	127
VI.4.5.2. Calcul de L'espaceement.....	127
VI.4.6. Ancrage des armatures tendues.....	128
VI.4.7. Calcul des crochets.....	128
VI.4.8. La longueur de recouvrement.....	128
VI.4.9. Les vérifications.....	129
VI.4.9.1. Vérifications des contraintes(ELS).....	129
VI.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant.....	130
VI.4.9.3. Vérification de la flèche.....	131
VI.5. Ferrailage des poteaux.....	132
VI.5.1. Méthode de calcul.....	132
VI.5.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99(version 2003).....	132
VI.5.3. Sollicitations de calcul.....	133
VI.5.4.Exemple de calcul.....	134

VI.5.4.1. Calcul les armatures longitudinale.....	134
VI.5.4.2. Calcul des armatures transversales.....	138
VI.6. Les vérifications.....	140
VI.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme.....	140
VI.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement.....	141
VI.7.Conclusion.....	142

Chapitre VII:Étude des voiles.

VII.1. Introduction.....	143
VII.2.Le système de contreventement.....	143
VII.2.1. Conception.....	143
VII.3. Calcul du système de contreventement.....	143
VII.3.1.Principe de calcul du voiles.....	144
VII.3.2.La méthode de calcul du voiles.....	144
VII.4.Les recommandations du R.P.A99 (version 2003).....	145
VII.4.1.Armatures verticales.....	145
VII.4.2. Armatures horizontales.....	145
VII.4.3.Armatures transversales.....	145
VII.4.3.Armatures transversales.....	145
VII.4.4 Armatures de couture.....	145
VII.5.Calcul ferrailage des voiles.....	146
VII.5.1.Exemple de calcul (voiles).....	146

VII.5.1.1.Détermination des contra.....	146
VII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E).....	146
VII.5.1.3.Longueur de la zone tendue.....	147
VII.5.1.4.Calcul de la contrainte σ_3	147
VII.5.1.5.Détermination des armatures verticales.....	147
VII.5.1.6.Calcul des armatures verticales.....	147
VII.5.1.7Calcul des armatures horizontales.....	148
VII.5.1.8. Calcul des armatures transversales.....	148
VII.5.1.9.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	148
VII.6.Conclusion.....	149
Chapitre VIII: Etude de l'infrastructure.	150
VIII.1.Introduction.....	150
VIII.2.Le voile périphérique.....	150
VIII.2.1.Dimensionnement.....	151
VIII.2.2.Calcul des charges.....	151
VIII.2.3.Ferraillage du voile périphérique.....	151
VIII.2.4.Les vérifications.....	153
VIII.3.Calcul des fondations.....	155
VIII.3.1.Introduction.....	155
VIII.3.2.Choix du type de fondations.....	156
VIII.3.3.Définition du radier.....	160

VIII.3.4.Calcul du radier.....	160
VIII.3.5.Pré-dimensionnement du radier.....	160
VIII.4.Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	162
VIII.4.1.Vérification de la poutre de libage.....	162
VIII.4.2.Evaluation des charges pour le calcul du radier.....	164
VIII.4.3.Ferraillage du radier.....	164
VIII.4.4.Ferraillage des poutres de libage.....	167
VIII.5.Conclusion.....	172

Références

Résumé

L'objectif de ce travail est de faire une étude technique d'un bâtiment (hôtel) en béton armé R+7+Entre-sol implanté à la commune Tissemsilt dans la wilaya de Tissemsilt.

Cette dernière est classé en zone IIa selon le Règlement Parasismique Algérien R.P.A 99/Version 2003. Notre intérêt est d'assurer la stabilité et la résistance de notre ouvrage aux différents effets tout en tenant compte de l'aspect économique. Le calcul se fait aux états limites des structures en béton armé contreventés par des voiles et portiques auto-stables (poteaux, poutres).

Notre étude, consiste à :

- Reconnaître et présenter les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés.

- Etudier le côté technique c'est-à-dire faire un pré-dimensionnement des éléments horizontaux (poutres, chainages et planchers) et des éléments verticaux (poteaux, voiles), et faire un calcul détaillé des différents éléments non structuraux (acrotère, escalier, balcon ... etc.), tout on suivant les règlements et les méthodes connues (B.A.E.L 91 modifié 99 et D.T.U associés, R.P.A 99/Version 2003 et DTR B.C. 2.2) existés.

- Faire une modélisation numérique en utilisant le logiciel Etabs version 9.7.4 (l'analyse du comportement de la structure sous l'action sismique et calcul des caractéristiques dynamiques - mode propre de vibration et la rigidité-), afin de vérifier la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

- Calculer le ferrailage de tous ces éléments.

- Etude de l'infrastructure qui a pour but d'assurer l'équilibre de la structure.

Mots clés : hôtel, RPA, Béton armé, voile, poteaux, poutres.

Abstract

***Key words :hotel , reinforced concrete ,Pre-sizing .**

The objective of this work is to make a technical study of building reinforced concrete(hotel) R + 7 + Between-ground implanted in the commune Tissemsil wilaya of Tissemsilt. The latter is classified in zone IIa according to the Algerian Earthquake Regulation R.P.A 99 / Version 2003. Our interest is to ensure the stability and the resistance of our work to the various effects while taking into account the economic aspect. The calculation is done at the limit states of reinforced concrete structures braced by self-stable sails and gantries (columns, beams).

Our study consists of:

- Recognize and present the characteristics of the structure and the materials used.
- Study the technical side, mean the pre-dimensioning of the horizontal elements (beams, channels and floors) and vertical elements (columns, sails), and make a detailed calculation of the different non-structural elements (acroterion, stairs, balcony ... etc.), everything according to the regulations and known methods (BAEL 91 modified 99 and associated DTU, RPA 99 / Version 2003 and DTR BC 2.2) existed.
- Make a numerical modeling using the software Etabs version 9.7.4 (the analysis of the behavior of the structure under the seismic action and computation of the dynamic characteristics - clean mode of vibration and the rigidity-), in order to check the stability and the safety of the structures according to the resistance of the different structural elements (posts, beams, sails ...) to the different stresses (compression, bending ...).
- Calculate the reinforcement of all these elements.
- Study of the infrastructure that aims to ensure the balance of the structure.

Keywords: hotel, RPA, Reinforced concrete, sail, posts, beams,

المخلص

الهدف من هذا العمل هو اجراء دراسة تقنية لبنائية من الخرسانة المسلحة (فندق) متكونة من طابق ارضي + 7 طوابق مع قبو مزروع في بلدية تيسمسيلت ولاية تيسمسيلت تم تصنيف هذا الأخير المنطقة IIa وفقا للائحة الجزائرية للتطفل R.P.A 99 اصدار 2003 مصلحتنا هي ضمان استقرار ومقاومة عملنا لمختلف اثار مع مراعات الجانب الاقتصادي. يتم الحساب عند الحدود القصوى للهياكل الخرسانية المسلحة التي تستعدها الاشرعة العملاقة و الثابتة (اعمدة روافد).

تتكون دراستنا من :

- التعرف خصائص الهيكل والمواد المستخدمة وعرضه.

- دراسة الجانب الفني اي تحديد ابعاد العناصر الافقية (الحزم القنوات و الارضيات

(والعناصر الراسية (النشرات الاشرعة) واجراء حساب مفاصل العناصر غير الهيكلية المختلفة)

الاكروتويوم الشرفة الدرج ...اخ) كل شيء وفقا للوائح والأساليب المعروفة (BAEL91 تعديل

99 و ما يرتبط بها RPA 99 DTU / الاصدار 2003 و DTR BC2.2)

القيام بعمل نموذجة رقمية باستخدام برنامج ETBS الاصدار 9.7.4) تحليل سلوك الهيكل في ضل

النشاط الزلزالي و حساب الخصائص الديناميكية. الوضع النظيف للاهتزاز والصلابة) من اجل

التحقق من الثبات و سلامة الهيكل وفقا لمقاومة العناصر الهيكلية المختلفة (المشاكات الاشرعة

الحزم) لمختلف الضغوط (الضغط و الانحاء ...)

- حساب تعزيز كل هذه العناصر.

- دراسة البنية التحتية التي تهدف الى ضمان توازن الهيكل .

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة, RPA الشراع, الاعمدة , الحزم , فندق

Liste des tableaux

Tableau I.1: Les déformations limitent du pivot.....	17
Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.....	26
Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.....	27
Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher(dalle pleine).....	28
Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	28
Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.....	29
Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.....	30
Tableau III.1: Rapport entre les travées successives.....	44
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitation des poutrelles (etage courant)	48
Tableau III.3 : Vérification des compressions.....	55
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).....	62
Tableau III.5 : Vérification des compressions.....	68
Tableau IV.1 : La descente des charges d'une dalle pleine.....	82
Tableau IV2: Ferrailage du balcon.....	83
Tableau IV.3 :récapitulatif des armatures des différents types des balcon.....	86
Tableau IV.4: Charges et surcharge du pailasse.....	90
Tableau IV.5: Charges et surcharge du palier.....	90
Tableau IV.6: Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	98
Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).....	112
Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau	113
Tableau V.3: Participation massique cumulée.....	118
Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.....	119
Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	120
Tableau V.6: Vérification à l'effet P- Δ	121
Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.....	125
Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.....	126
Tableau VI.3:Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).....	126
Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).....	127
Tableau VI.5: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.....	133
Tableau VI.6: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.....	134
Tableau VI.7: Les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.....	134

Tableau VI. 8:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	138
Tableau VI.9: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.....	141
Tableau VI. 10:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.....	141
Tableau VIII.1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.....	142
Tableau VIII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.....	158
Tableau VIII.3 : Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle.....	164
Tableau VIII. 4: les moments fléchissant suivant les deux sens.....	166
Tableau VIII.5: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.....	169
Tableau VIII.6: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	171

Liste des figures :

Figure I.1 : Plan de masse.....	3
Figure I,2:plan de situation	4
Figure I.3: Façade principale.....	5
Figure I.4: vue Plan étage courant.....	6
Figure I.5 : vue Plan RDC.....	6
Figure I.6:Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	11
Figure I.7:Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion.....	12
Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	13
Figure I.9: Diagramme déformation contraintes-de l'acier.....	14
Figure I.10: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.	17
Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.....	21
Figure II.2:Plancher terrasse.....	25
Figure II.3:Plancher étage courant, R.D.C.	26
Figure II.4: Plancher (dalle pleine).....	27
Figure II.5:Détail mur extérieur.....	28
Figure II.6:Détail d'un mur intérieur.....	29
Figure II.7 : Le poteau le plus sollicité.....	32
Figure II.8: Coupe de voile en élévation.....	36
Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles.....	38
Figure III .2: Diagrammes du moment corrigé.....	40
Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant.....	41
Figure III.4: La section de la poutrelle calculée (en T).....	49
Figure III.5: position de l'axe neutre.....	50
Figure III.6:Compression de la bille d'about.....	54
Figure III.7: Ferrailage des poutrelles de rive.....	57
Figure III.8: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.....	57
Figure III.9:Compression de la bille d'about.....	67
Figure III.10: Ferrailage des poutrelles de rive.....	73
Figure III.11: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.....	73
Figure III.12 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	74
Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.....	75
Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère.....	80
Figure IV. 3: Schéma représente les types des balcons.....	81

Figure IV. 4: Schéma représente détaille d'une dalle pleine.....	81
Figure IV. 5 : Schéma de ferrailage du : (a) balcon ; (b) Séchoir.....	85
Figure IV. 6 : Schéma de l'escalier.....	87
Figure IV. 7 : Vu en plan de l'escalier.....	88
Figure IV. 8 : Schéma statique de l'escalier.....	88
Figure IV. 9 : Schéma statique des charges de l'escalier.....	91
Figure IV. 10 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier.....	92
Figure IV. 11 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	95
Figure IV. 12. Diagramme du moment pour la poutre palière.....	96
Figure IV. 13 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	99
Figure IV.14 : La poutre palière à la torsion.....	99
Figure V.1 : Organigramme de la première étape de la modélisation.....	106
Figure V.2 : Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.....	107
Figure V.3: Organigramme de la troisième étape de la modélisation.....	107
Figure V.4: Spectre de réponse.....	108
Figure V.5: Poids de chaque étage.....	111
Figure V.6: Disposition des voiles.....	114
Figure V.7: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.....	115
Figure V.8: Modes principaux de la vibration.....	116
Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.....	128
Figure VI 2: zone nodale.....	133
Figure VII.1 : Schéma de ferrailage d'un trumeau.....	149
Figure VIII.1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.....	151
Figure VIII.2: Schéma d'une semelle isolée.....	157
Figure VIII.3: Schéma d'une Semelle filante.....	158
Figure VIII4: Radier général.....	160
Figure VIII.5: Schéma du panneau le plus défavorable.....	165
Figure VIII.6 : Ligne de rupture d'un panneau.....	167
Figure VIII.7 Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	168
Figure VIII.8: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	168
Figure VIII.9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	172
Figure VIII.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	172

Notations et symboles

Symboles	Signification
E.L.S	État Limite De Service ;
E.L.U	État Limite Ultime ;
C^{te}	Valeur Constance ;
A_s	Section D'aciers ;
A_s'	Section D'aciers Comprimés ;
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale ;
A.N	Axe Neutre ;
A_s	Armatures Supérieures ;
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales ;
B_r	Section Réduite ;
B_o	Section Homogène Totale ;
E_s	Module D'élasticité ;
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton ;
G	Action Permanente ;
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène ;
M_a	Moment Sur Appuis ;
M_{ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S ;
M_u	Moment Fléchissant A L'E.L.U ;
$M_{\alpha x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé ;
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y ;
N_{ser}	Effort Normal De Service ;
N_u	Effort Normal Ultime ;
P_{ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S ;
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U ;
V_u	Effort Tranchant A L'E.L.U ;

A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale ;
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau ;
B	Largeur D'une Table De Compression ;
b_0	Largeur d'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T ;
b_1	Largeur d'une aile de tension en T ;
d	Hauteur utile d'une section ;
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton ;
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression à j- jours ;
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j ;
f_e	Limite d'élasticité de l'acier ;
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à j- jours ;
f_{r28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j ;
h	Hauteur totale d'une section ;
h_0	Hauteur d'une table de compression ;
i	Rayon de giration ;
l_a	Portée d'ancrage ;
l_f	Hauteur de flambement ;
l_i	Portée de travée ;
l_r	Longueur de recouvrement ;
l_s	Longueur de scellement ;
l_o	Longueur fictive ;
$\eta=15$	Coefficient d'équivalence ;
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 ;

ε_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s) ;
π	Coefficient de fissuration ;
λ	Élancement géométrique ;
μ	Coefficient de frottement acier /béton ;
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit ;
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton ;
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S ;
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite ;
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle ;
ϕ	Diamètre d'une barre ;
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale ;
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale ;
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes ;
ψ_s	Coefficient de scellement ;

The page features a decorative border with ornate, swirling corner designs in shades of red, orange, and yellow. A central, horizontal, rounded rectangular button with a light-to-dark purple gradient contains the text.

Annexes

Annexe01

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm.

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe02

Les valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 1$.

<i>U/lx</i>											
<i>V/ly</i>	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

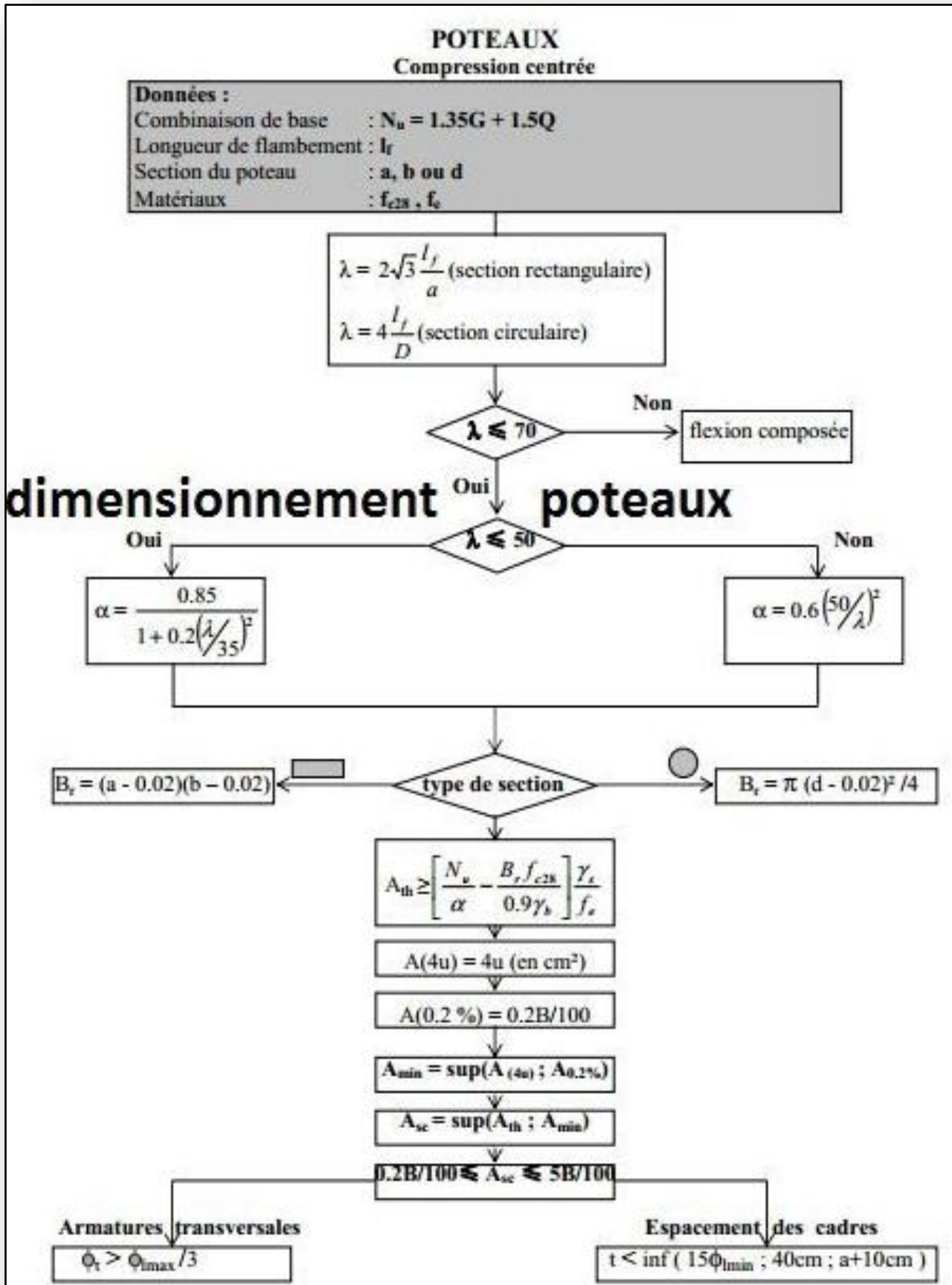
NOTA: Pour avoir les valeurs de M2; IL suffit de permuter U et V

Annexe 03

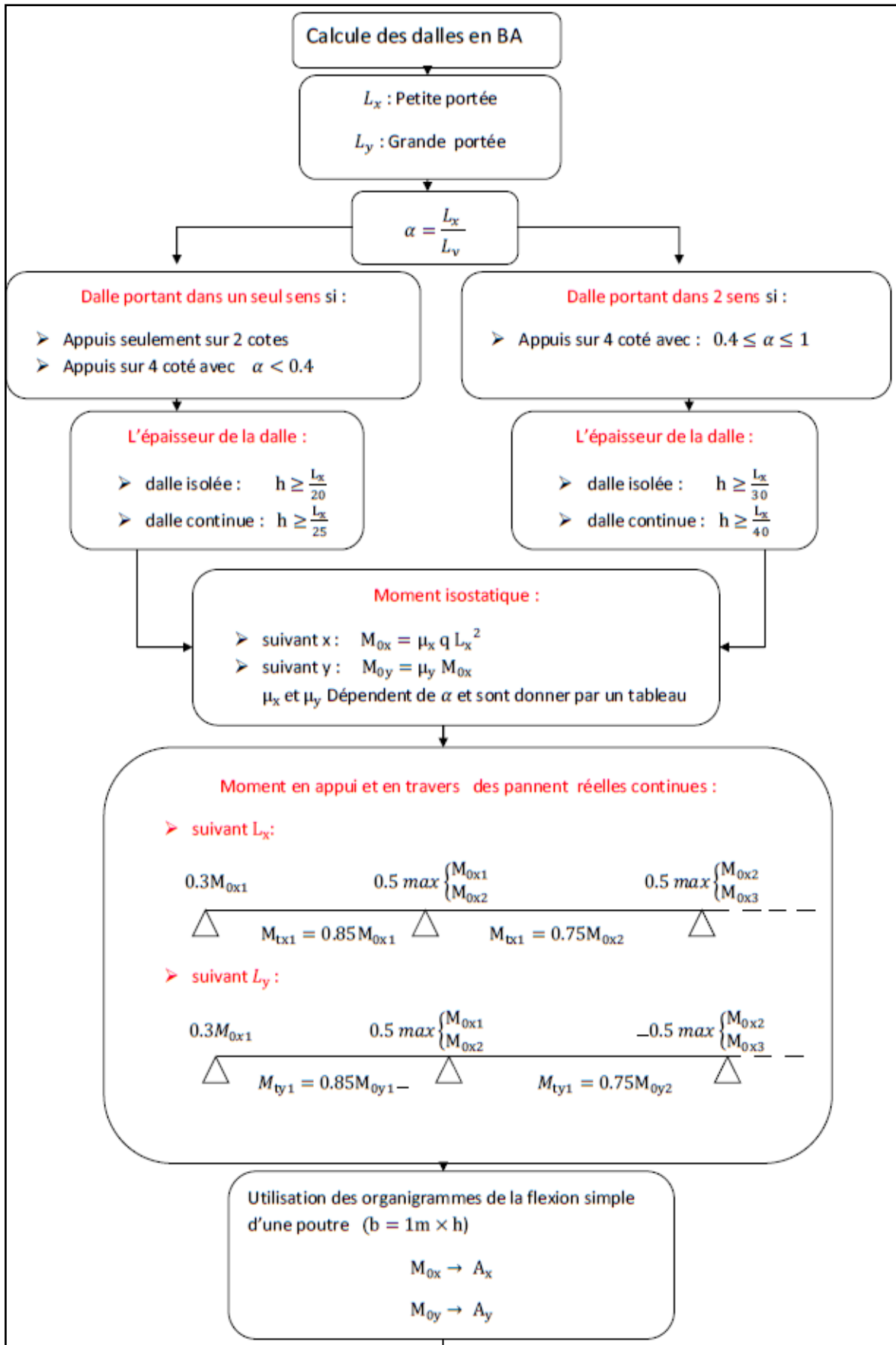
Dalle rectangulaire uniformément chargées articulée sur leur contour.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 04



Annexe 05



Section minimale des armatures

➤ selon L_y :

$$A_{ymin} (\text{cm}^2/\text{m}) \begin{cases} 12h & \text{pour RL} \\ 8h & \text{pour HA 400} \\ 6h & \text{pour HA 500} \end{cases} \quad h \text{ en metre}$$

➤ selon L_x :

$$A_{xmin} (\text{cm}^2/\text{m}) = \frac{3 - \alpha}{2} A_{ymin}$$

Effort tranchant

➤ $\alpha < 0.4$:

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = 0$$

➤ $0.4 \leq \alpha \leq 1$:

$$V_{ux} = \frac{q_u L_x L_y}{L_x + 2L_y} \quad \text{Et} \quad V_{uy} = q_u \frac{L_x}{3}$$

besoin d'armature transversale

$$\tau_u = \frac{V_u}{d b} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Pas d'armature transversale

Espacement maximale

FPP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$
$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 4h \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

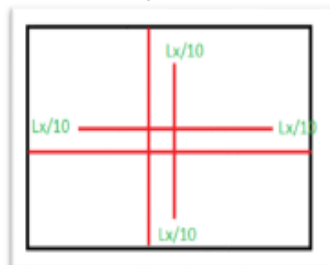
FP ou FTP

$$S_{tx} \leq \min \begin{cases} 2h \\ 25 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_x$$
$$S_{ty} \leq \min \begin{cases} 3h \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Pour les As parallèle à } L_y$$

Les arrêts des barres

En travée :

Les arrêts en travée sont arrêtés 1 sur 2 à $\frac{L_x}{10}$

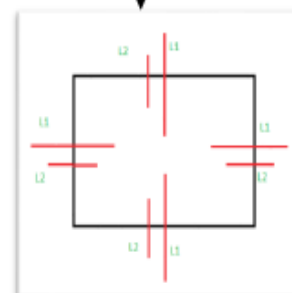


En appui :

Les armatures sur appuis sont arrêtées 1 sur 2 de L1 et L2

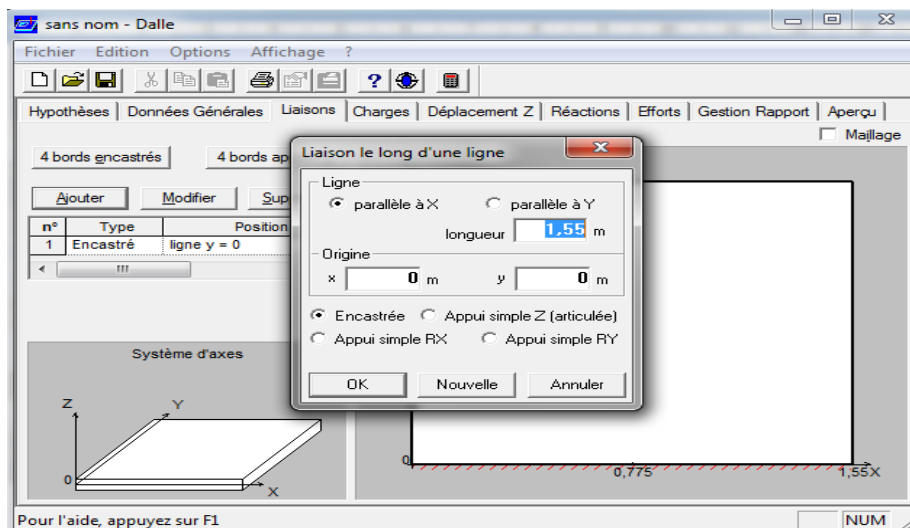
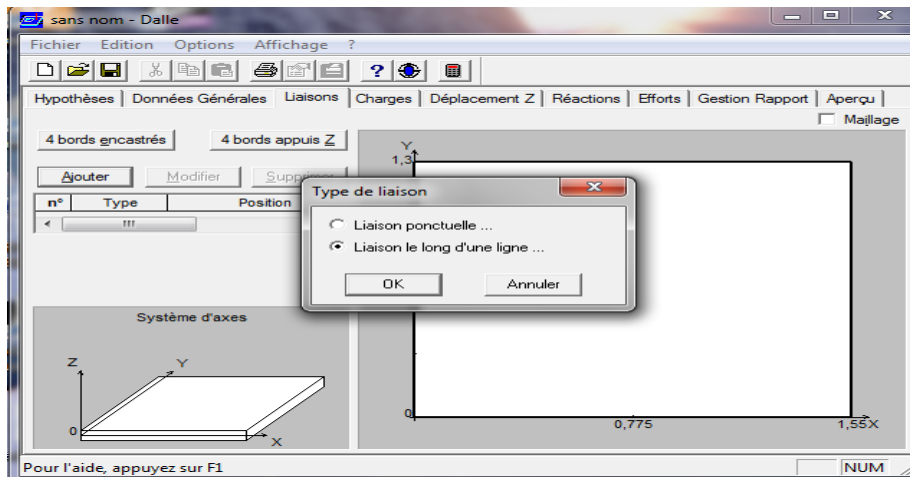
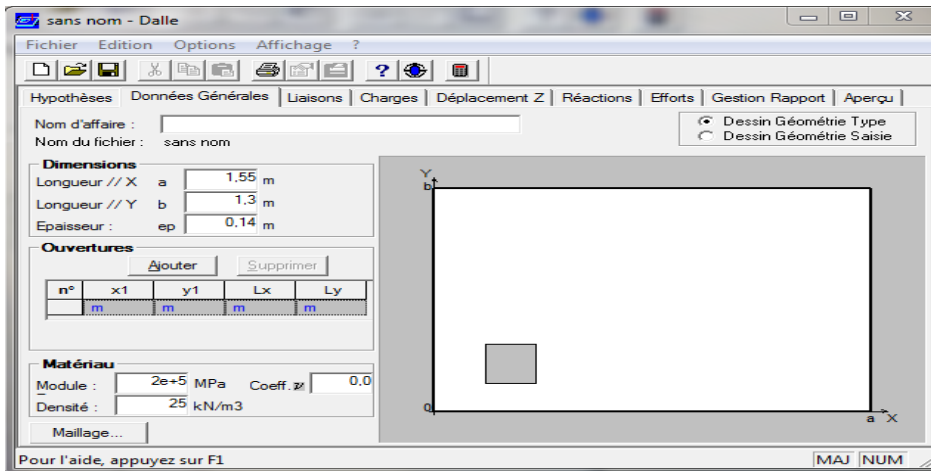
$$L_1 = \max \begin{cases} L_s & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.2L_x & \text{pour un panneau intermédiaire} \\ 0.25L_x & \text{pour un panneau de rive} \end{cases}$$

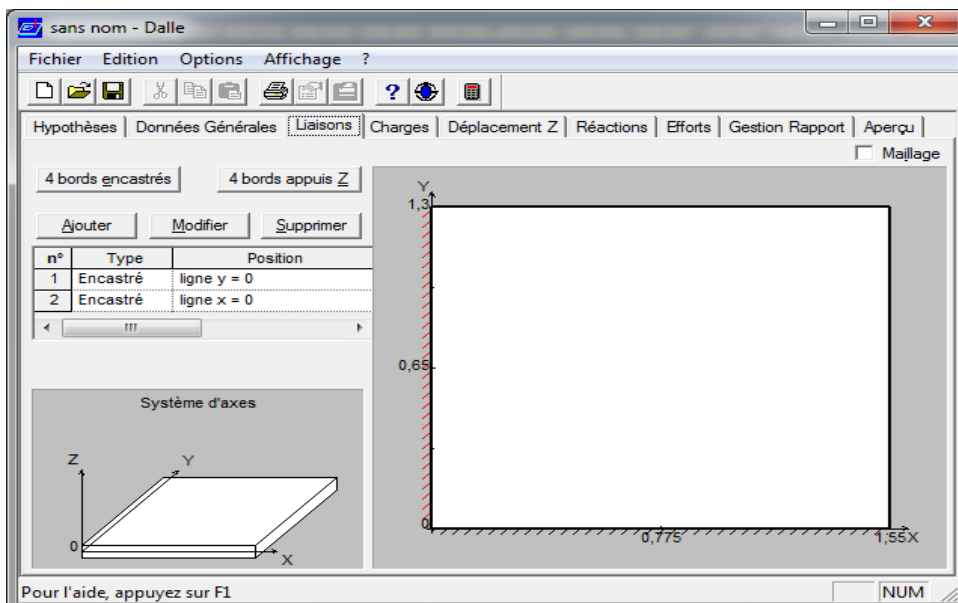
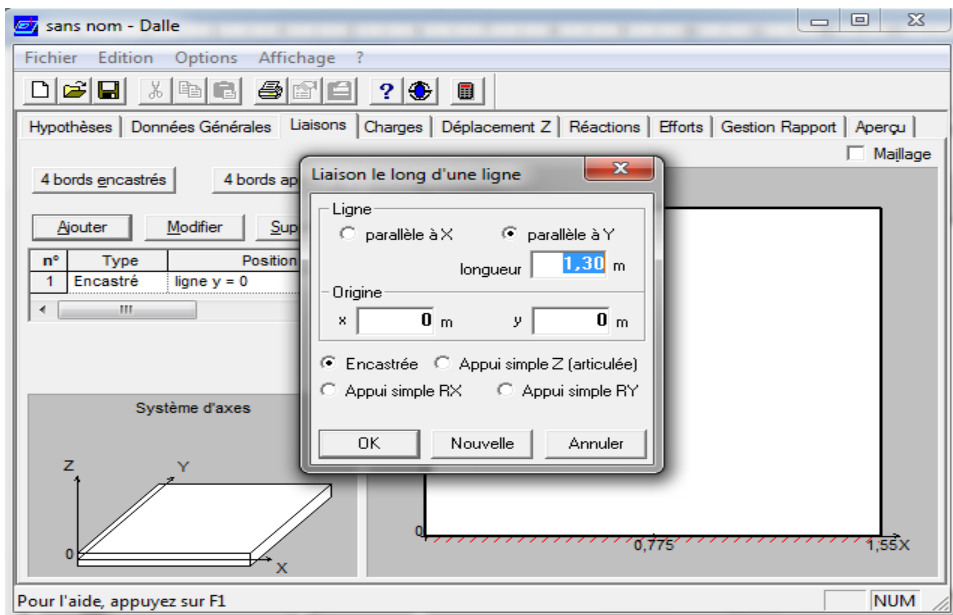
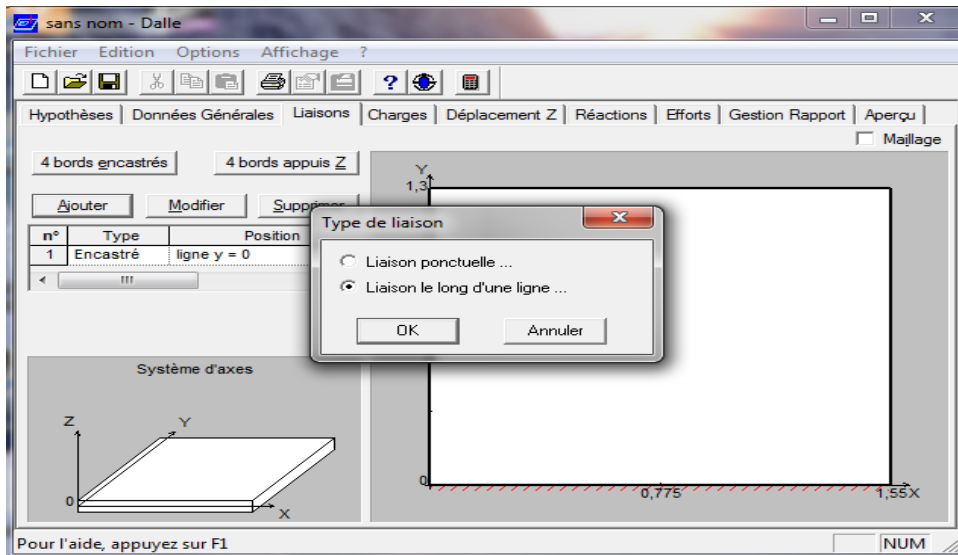
$$L_2 = \max \left\{ \frac{L_s}{2} \right\}$$

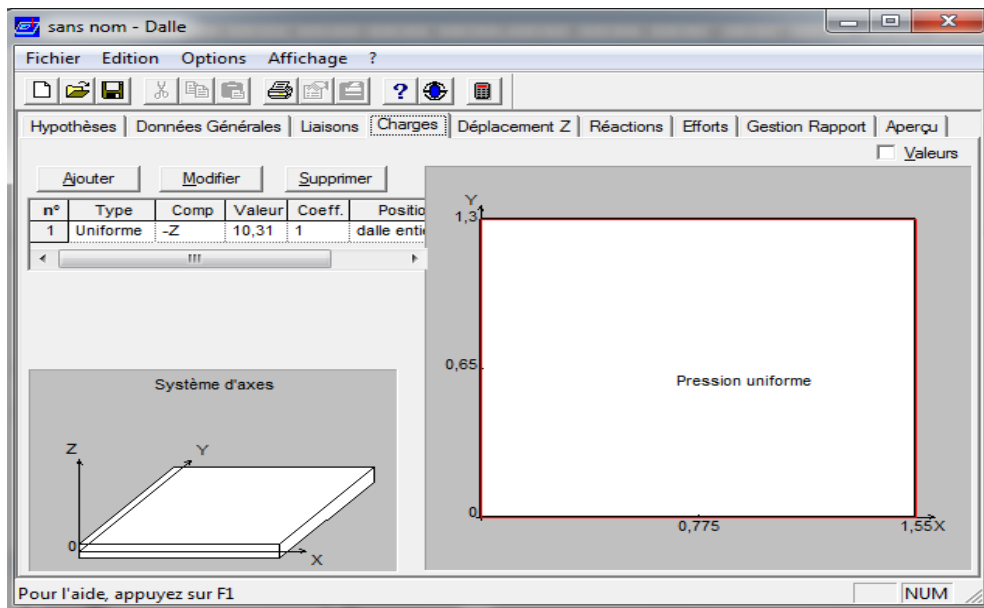
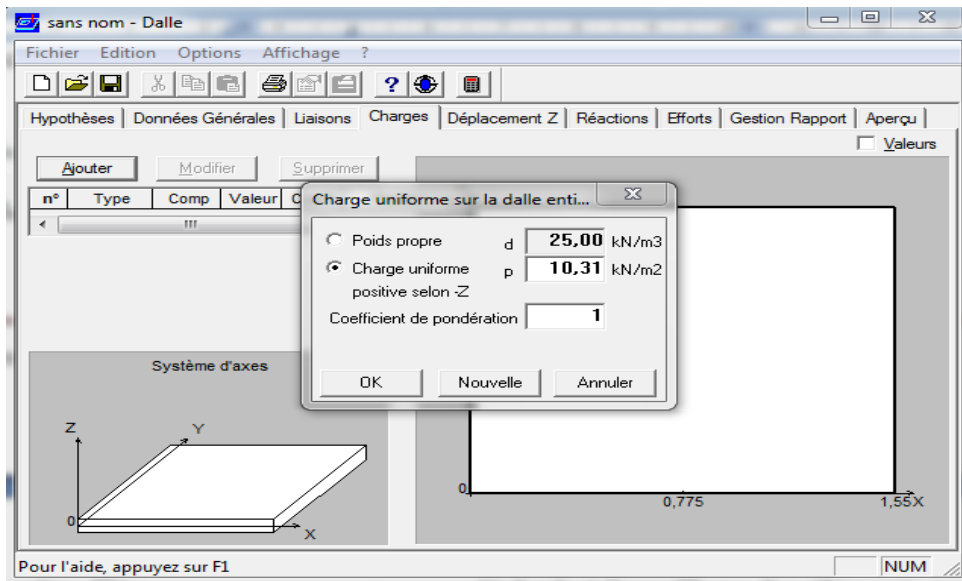
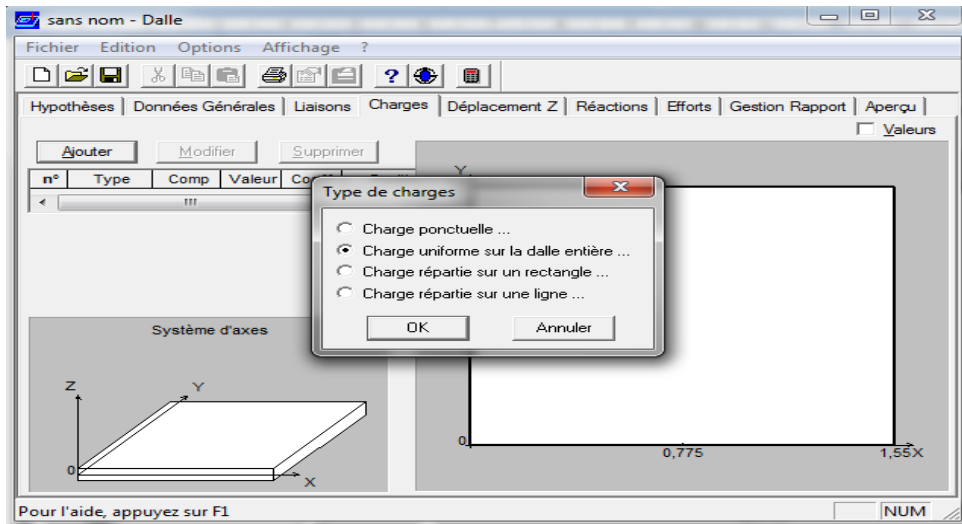


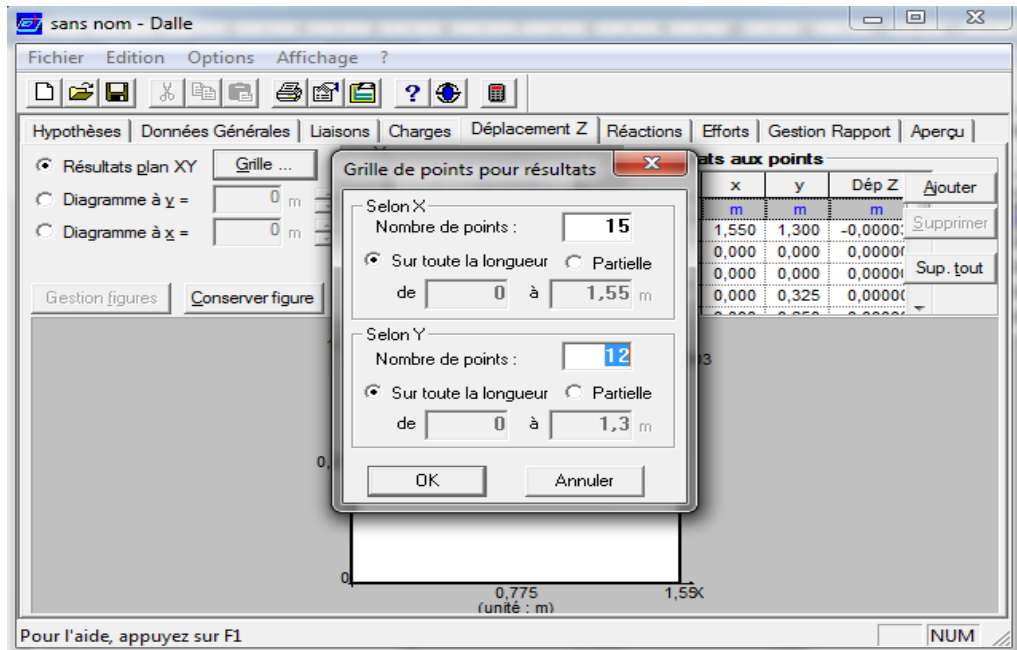
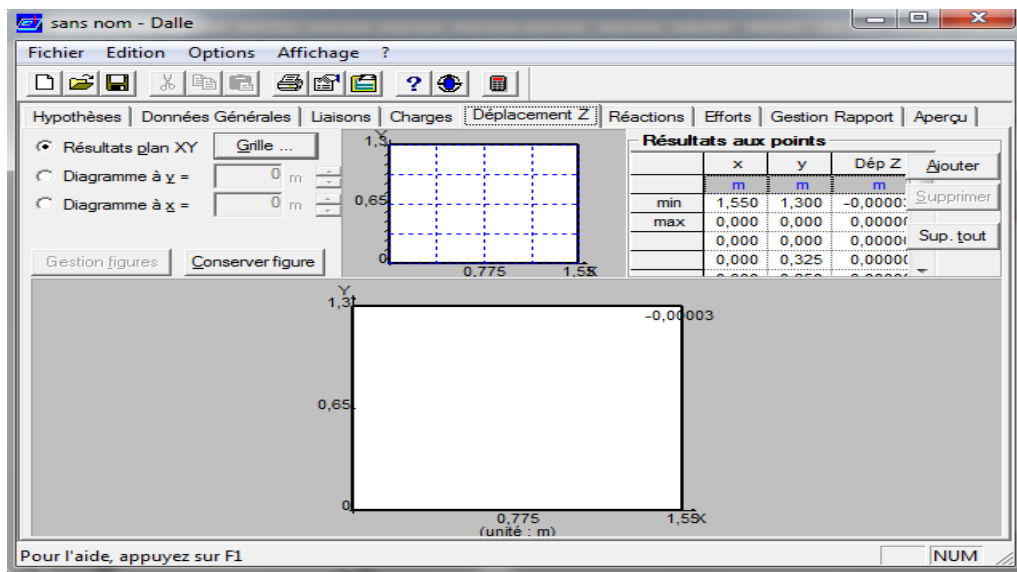
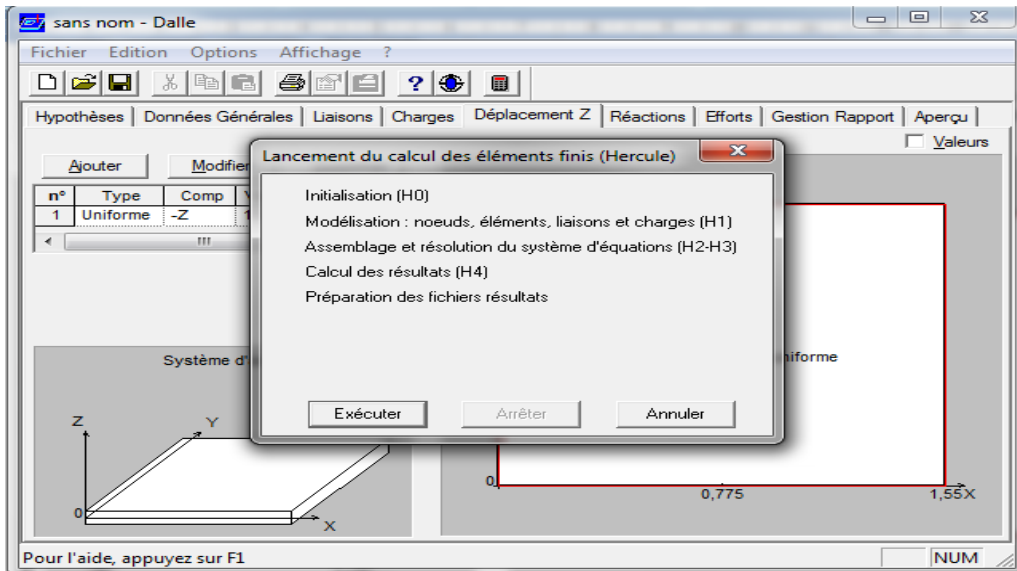
Annexe06

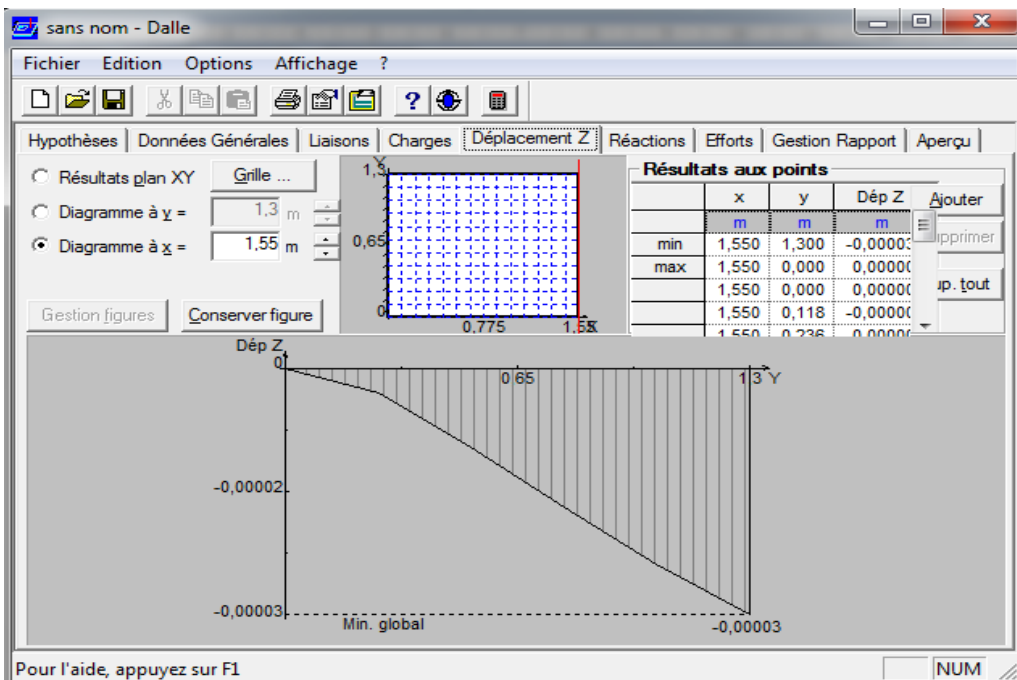
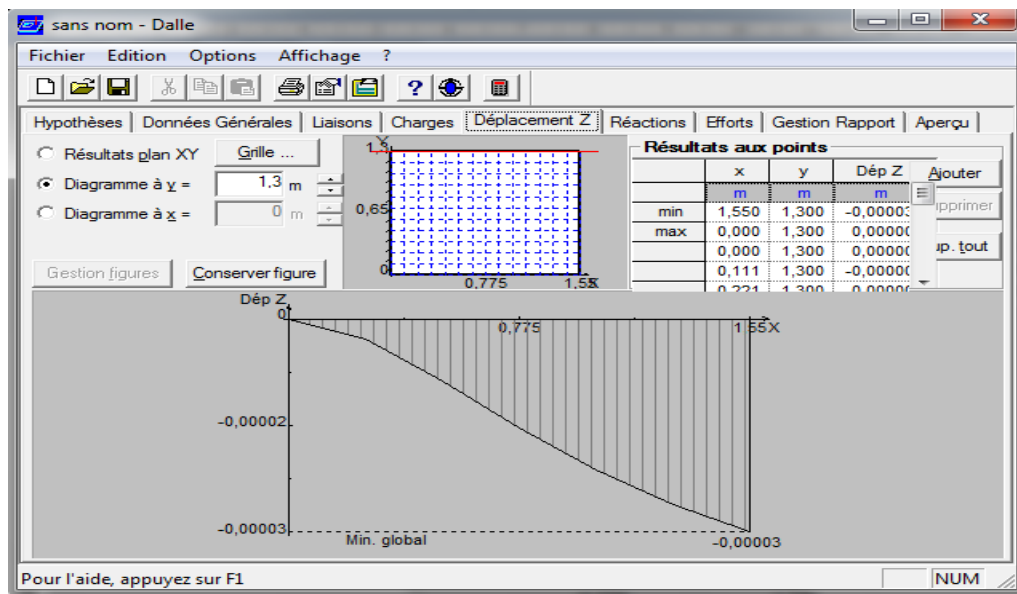
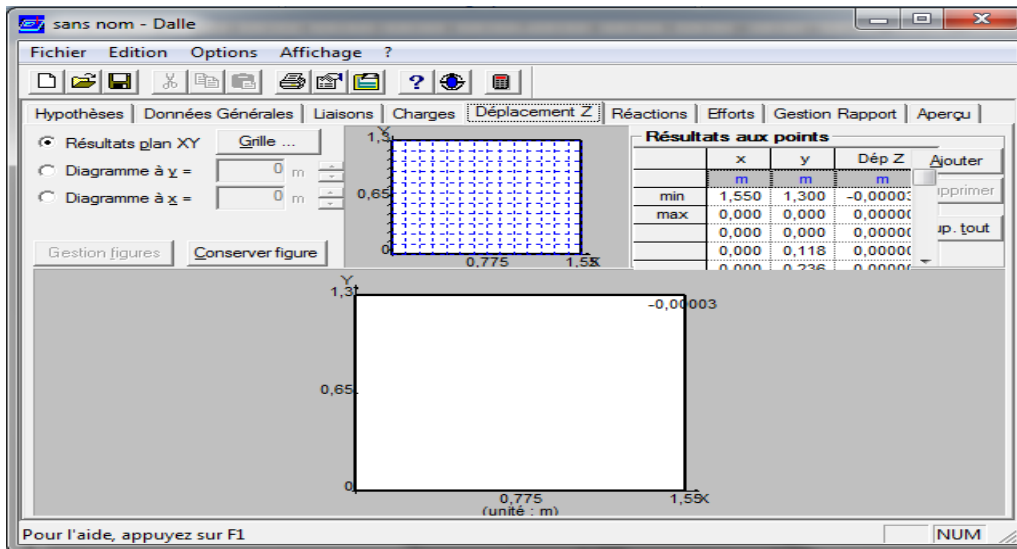
Exemple de calcul dans le SOCOTEC

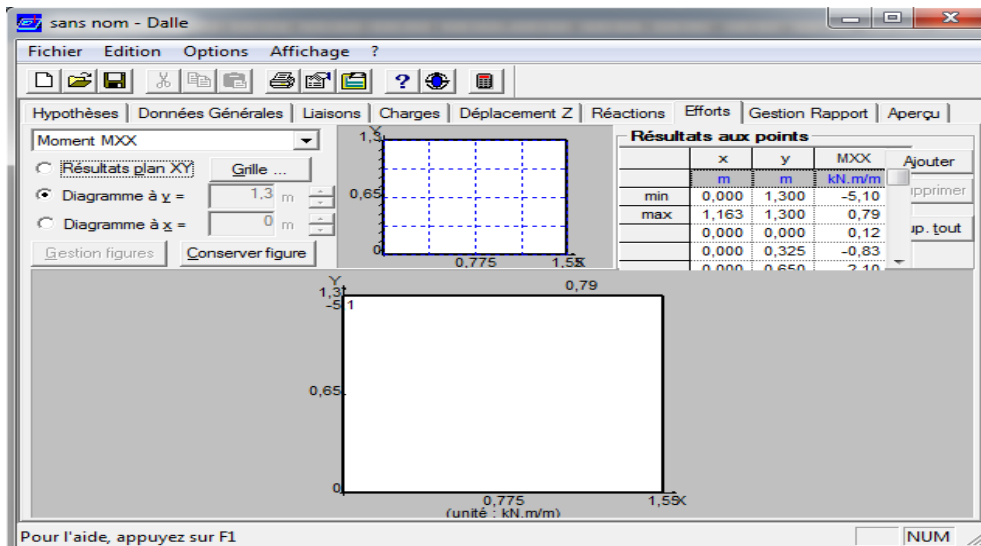
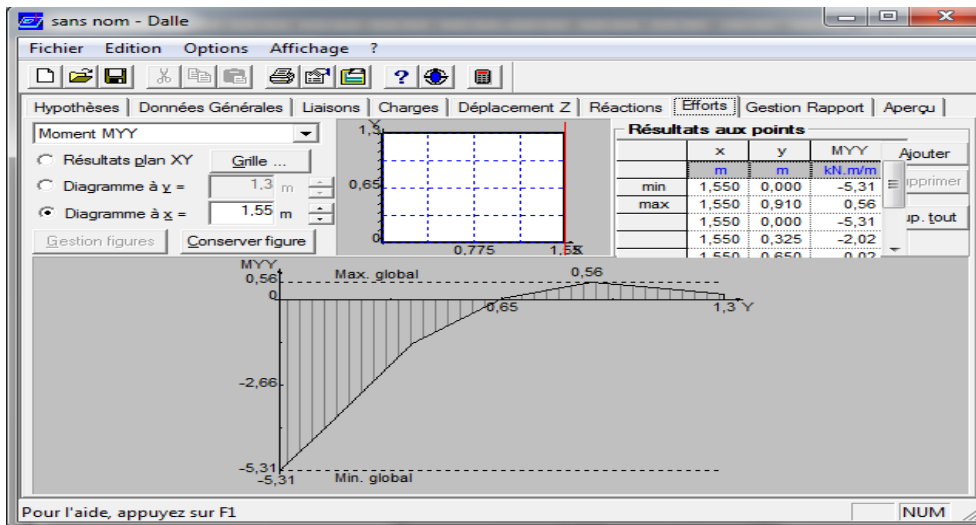


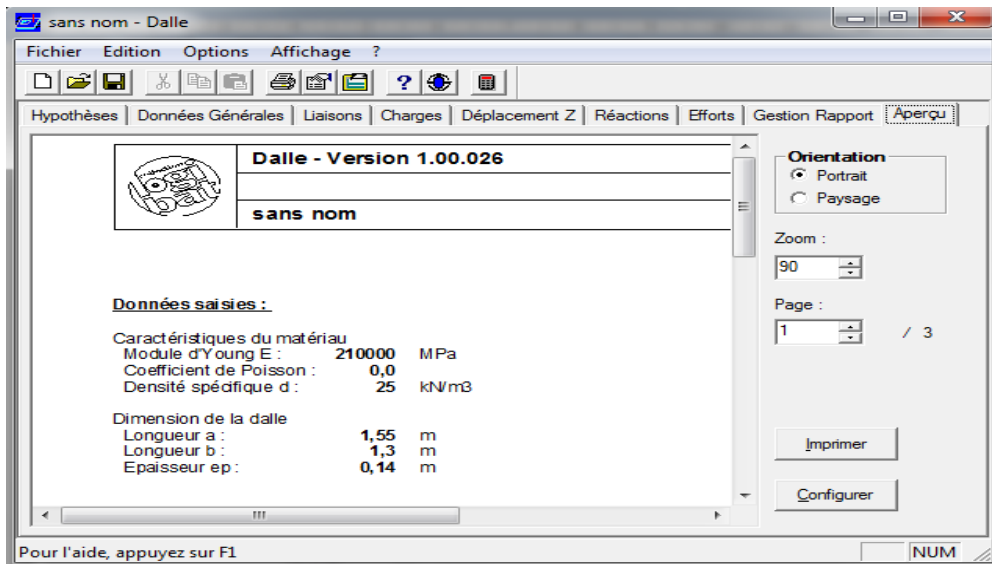
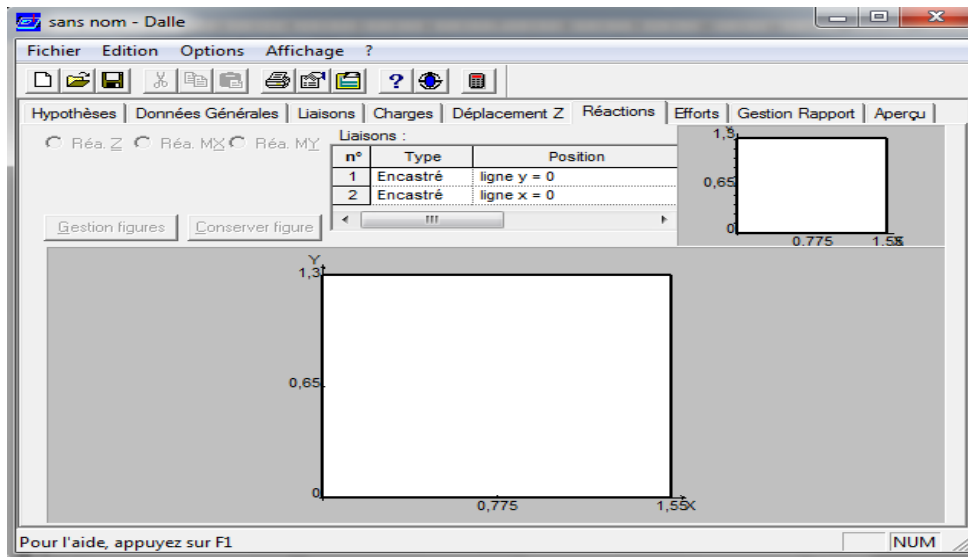




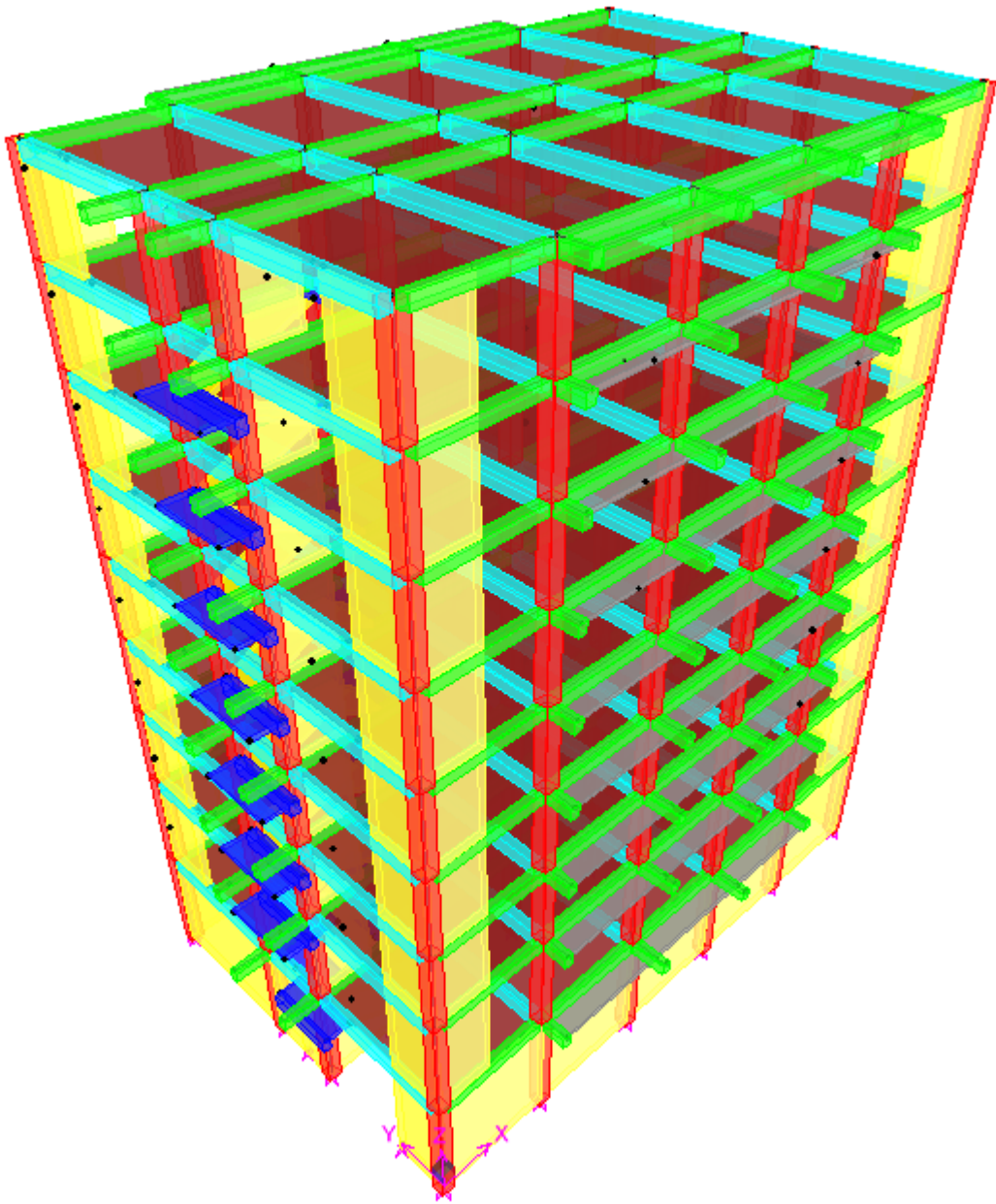


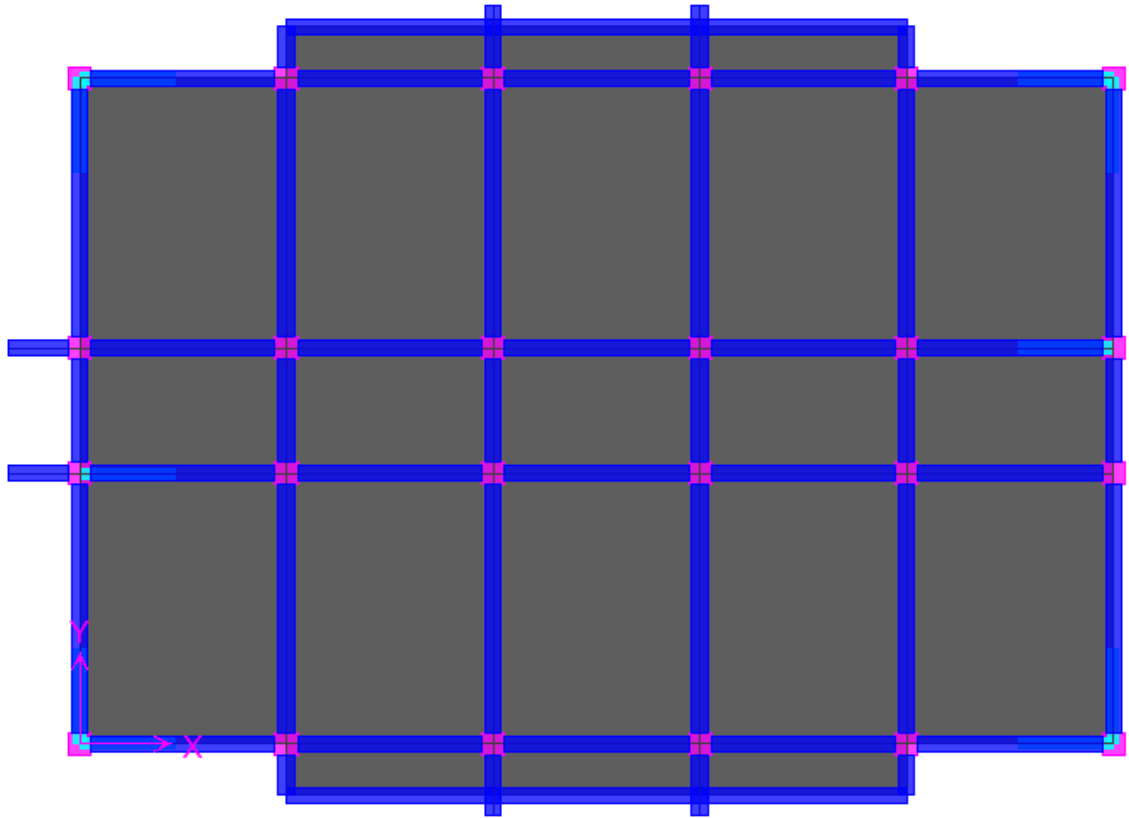






Annexe07





Vue en plan selon ETABS



Introduction générale

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude nous a permis d'avoir une large vision sur la responsabilité de l'ingénieur et le master génie civil dans l'acte de bâtir, ainsi que la façon de trouver un compromis entre l'aspect technique et économique.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier une canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7

Pour atteindre notre objectif, nous allons répartir le travail en dix chapitres :

*Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul.

*Pré-dimensionnement des éléments principaux.

*Calcul des planchers.

*Calcul et ferrailage des éléments non structuraux.

*Etude sismique.

*Etude des portiques.

*Etude des voiles.

*Etude de l'infrastructure.

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui permis la fiabilité et la rapidité d'exécution **ETABS V 9.7.4, AUTOCAD V 2016, EXCEL V 2007, SOCOTEC V 1.01.026...**etc.

Enfin, L'étude génie civil est basée sur le respect des lois et des règles convenues internationalement dans le but de réaliser une construction parfaite contre les différents phénomènes et influences externes.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'une partie d'un hôtel constitué de trois blocs en béton armé (02 blocs bars similaires A et C et un bloc intermédiaire B), pour notre cas ,on va étudier le bloc barre nommé Bloc A; est composé d'un Rez de chaussée et de sept étages avec sous sol, ce projet est un ouvrage implanté à la commune de Tissemsilt la wilaya de Tissemsilt, le sous sol c'est un parking pour véhicule léger et locaux des services commun , le RDC contiens des locaux commercial et la réception d' hôtel .

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 :

- La wilaya classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa)
- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grande importance de d'usage (groupe1B), car il est à usage grands hôtels et la hauteur ne dépasse pas 48m.

I.1.1. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un 03 bloc de forme rectangulaire régulière en plan, le bâtiment présent les dimensions suivantes :

Bloc bars (Bloc A, C)

I.1.1.1 Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 26,69 m a partir de RDC ;
- hauteur du Rez de chaussée est de : 4,08 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,23 m.
- hauteur total de la super et l'infrastructure 31,28m

I.1.1.2 Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 23,50$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 15,30$ m.

bloc intermédiaire (Bloc B)

Dimensions en élévation

- hauteur totale de : 26,69 m a partir de RDC ;
- hauteur du Rez de chaussée est de : 4,08 m ;
- hauteur de l'étage courant est de : 3,23 m.
- hauteur total de la super et l'infrastructure 31,29m

Dimensions en plan

- Dimension totale (sens longitudinal) : $L = 17,50$ m ;
- Dimension totale (sens transversal) : $L = 15,30$ m.

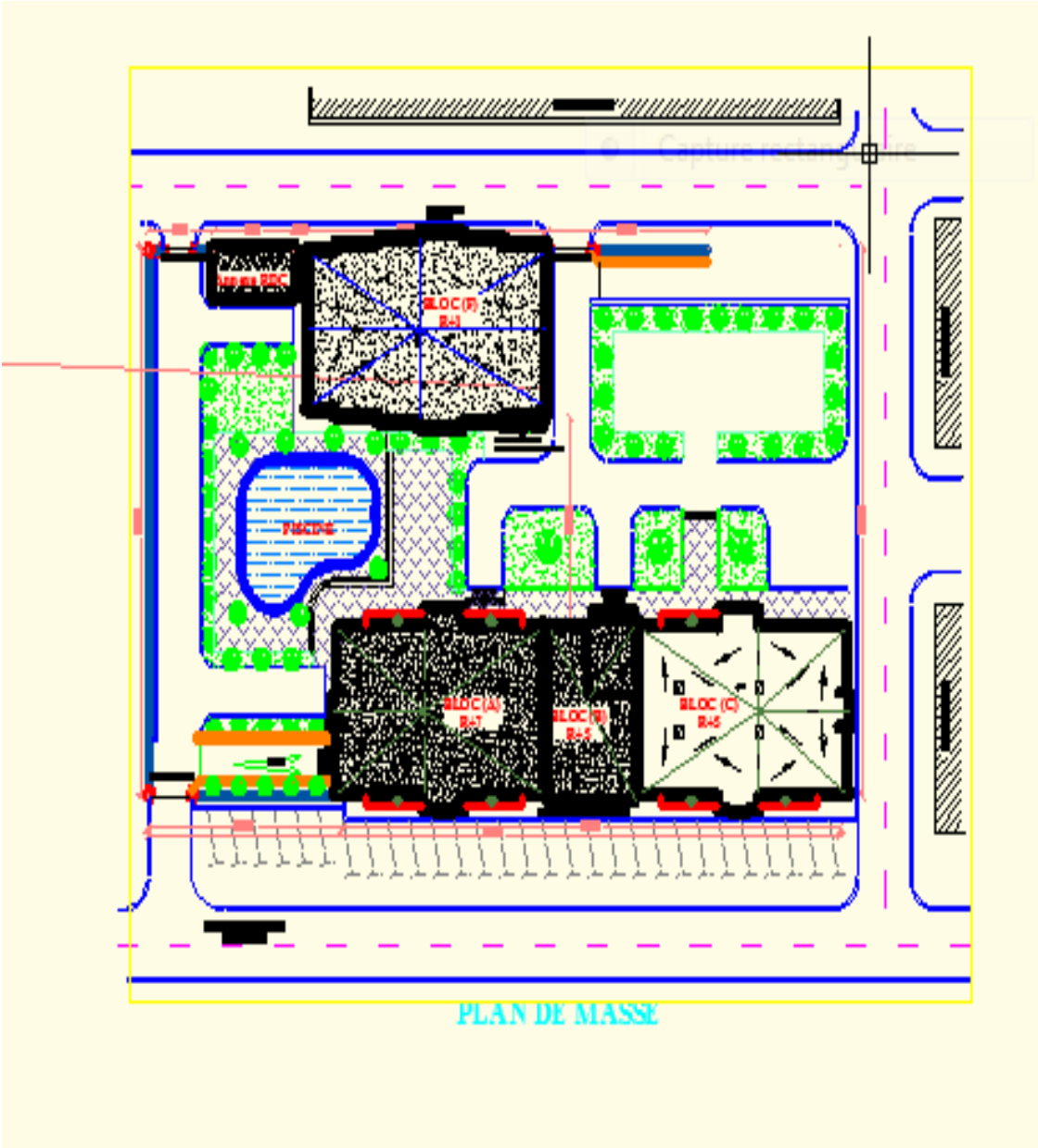


Figure I.1: plan de masse

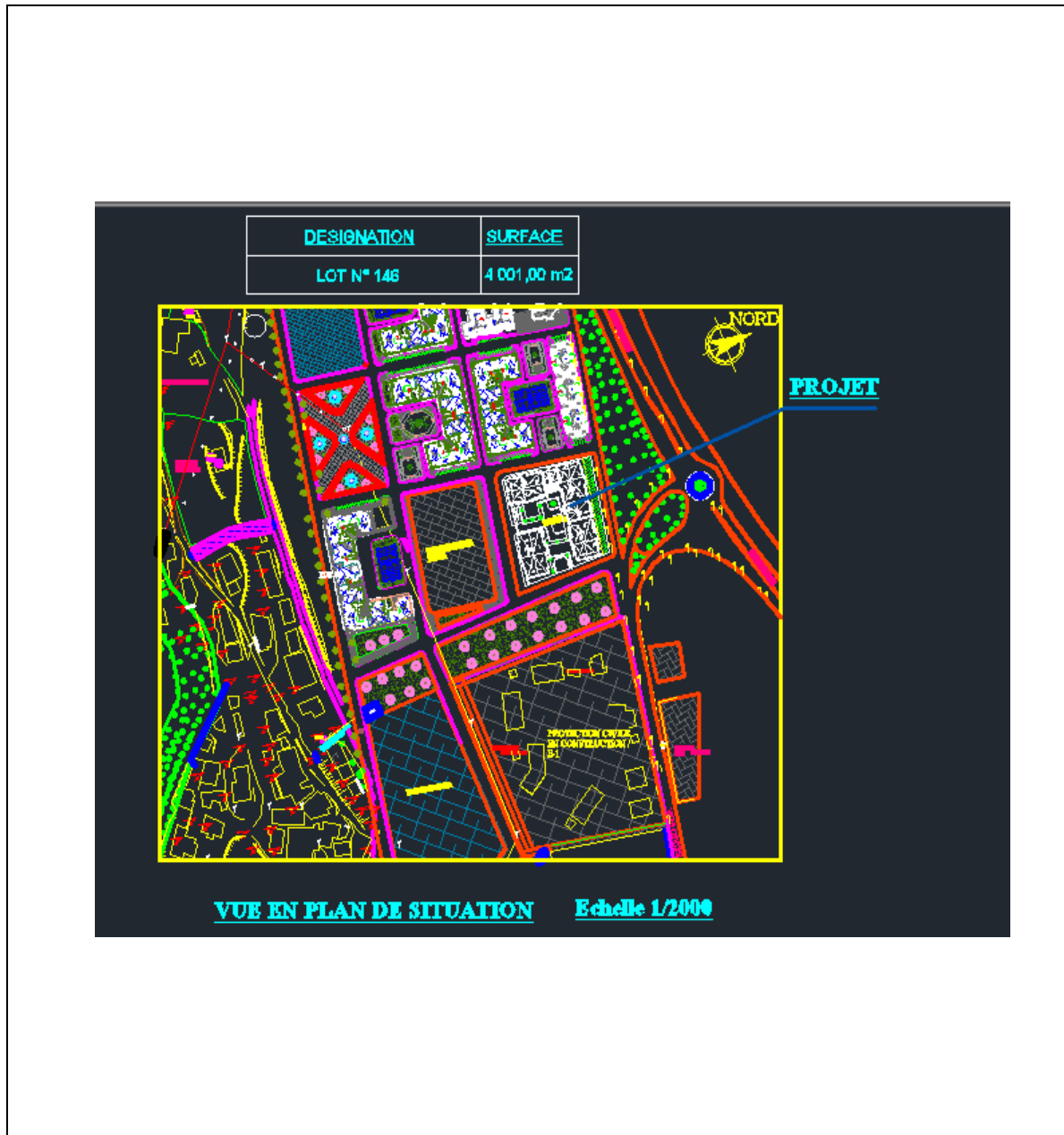


Figure I.2: plan de situation

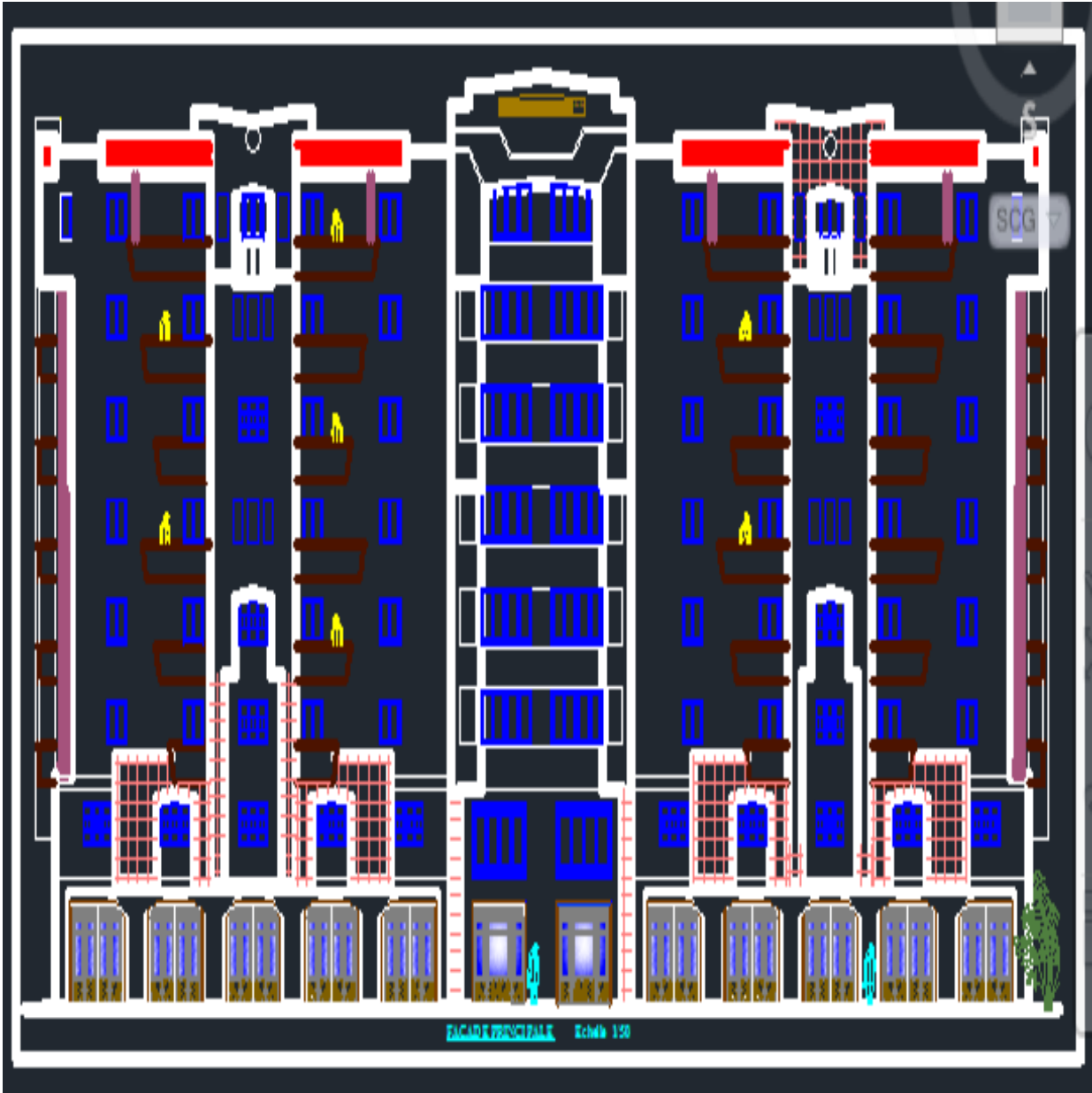


Figure I.3: façade principale

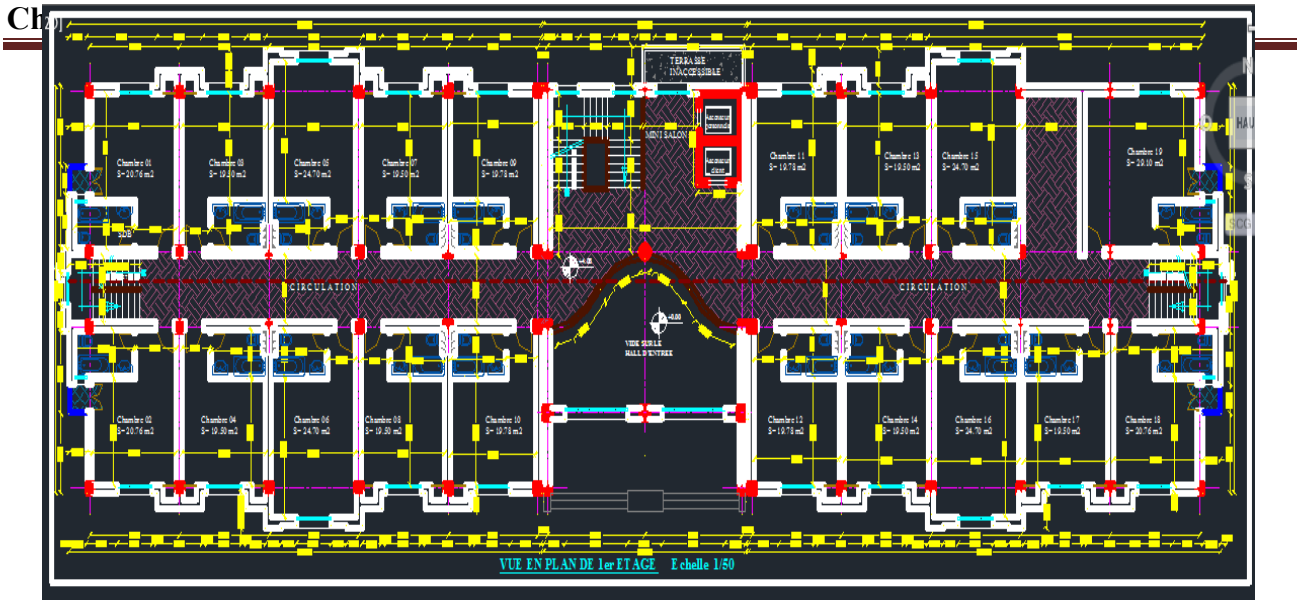


Figure I.4: Vue en plan étage courant

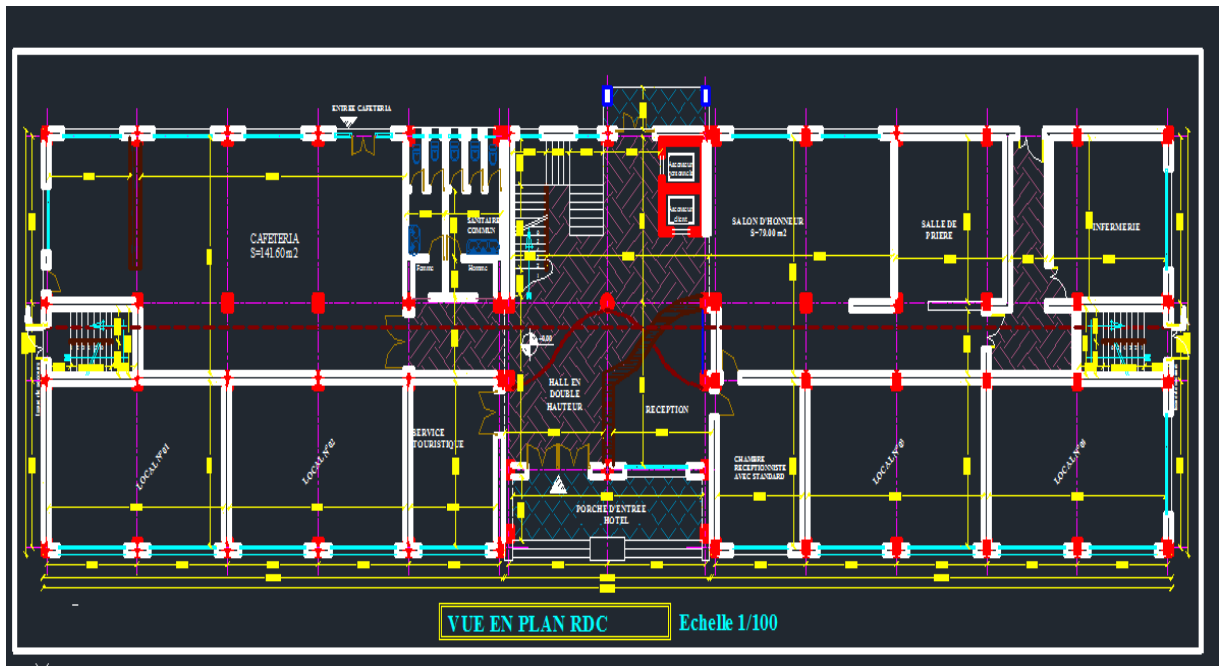


Figure I.5 : vue en plan de RDC

I.1. 2 Ossature et système constructif adopté

I.1.2.1 Ossature

La structure proposée est constituée par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les différents sens, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des toutes les actions verticales et horizontales.

Le système de contreventement selon le R.P.A 99/version 2003 est un contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

I.1.2 .2 Planchers

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction. Il est capable de supporter des charges.

Notre structure comporte deux types de plancher :

- Planchers en corps creux ;
- Planchers en dalle pleine.

Planchers en corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique ;
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

I.1.2.3 Terrasse

Il existe un seul type de terrasse : Terrasse inaccessible.

I.1.2.4 Escaliers

Est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages.

Notre structure comporte deux types d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de 1^{er} étage à un autre étage ;
- Escalier droit à deux volées utilisé pour l'accès de RDC vers les autres étages.

I.1.2.5 Maçonnerie

Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :

➤ Murs extérieurs

Ils sont constitués d'une double cloison de (30 cm) d'épaisseur, brique creuse de (15 cm) d'épaisseur pour les parois externes du mur, une lame d'air de (5 cm) d'épaisseur, et brique creuse de (10 cm) d'épaisseur pour les parois internes du mur.

➤ Murs intérieurs

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements.

I.1.2.6 . Balcon

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

I.1.2.7 Acrotère

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.

I.1.3 Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (LTPO Tissemsilt) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol}=1,5$ bars
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,70$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol : $\varphi = 20,66^\circ$;
- La cohésion : $C = 0,26$ bars ;
- Le site est considéré comme un site meuble (S3).

I.1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes au règlement du béton armé aux états limites B.A.E.L 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien R.P.A 99/Version 2003.

I.1.4.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de tractions.

La composition approximative de (1 m³) de béton est la suivante :

- 350 Kg de ciment CEM II 42.5 ;
- 400 L de sable ($D < 5$ mm) ;
- 800 L de gravier ($D < 25$ mm) ;
- 175 L d'eau.

a. LES Matériaux composant le béton**– Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange. Dans notre projet on a utilisé un CEMII 42,5 (Ciment à base de calcaire) provenant de la cimenterie de Chlef.

– Granulats

Les granulats comprennent les sables et les graviers :

– Sables

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

– Graviers

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures et propres. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b.Principaux caractéristiques et avantages de 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 :

b.1 Économie

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.

b.2 Souplesse des formes

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

b.3 Résistance aux agents atmosphériques

Elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.

b 4 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 que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

b.5 Résistance mécanique

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à (j) jours d'âge.

b.6 Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de (200 cm²) de section .Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de (j) jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance (f_{cj}) Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule.

$$\begin{aligned}
 - \text{ Pour des résistances } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa : } & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases} \\
 - \text{ Pour des résistances } f_{c28} > 40 \text{ MPa : } & \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}
 \end{aligned}$$

La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm².

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.

- **Résistance caractéristique à la traction**

$$\text{ Cette résistance est définie par la relation suivante : } \begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents ;
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien) ;

Traction par flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté (a) et de longueur (4a) – reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la traction à 28 jours égale à 2,1 MPa

b.6 Contrainte limite

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou bien ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites et sont classés en deux catégories :

❖ État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

- État limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure ;
- État limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier ;
- État limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

a) Diagramme parabole – rectangle

C'est un diagramme contrainte - déformations du béton qui peut être utilisé dans tous les cas :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bc} &= 3,5 \% && \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{bc} &= \min(4,5 ; 0,025 \times f_{c28}) \% && \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned}$$

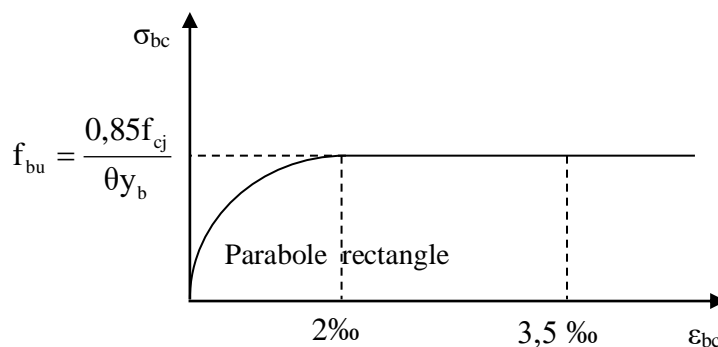


Figure I.6: Diagramme parabole rectangle des contraintes déformations du béton.

$$\text{Contrainte ultime du béton en compression : } f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta y_b}$$

Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

- $y_b = 1,5$ pour les combinaisons normales ;

- $y_b = 1,15$ pour les combinaisons accidentelles.

Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- $\theta = 1,00$ lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h ;
- b) $\theta = 0,90$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.
- c) Diagramme rectangulaire

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

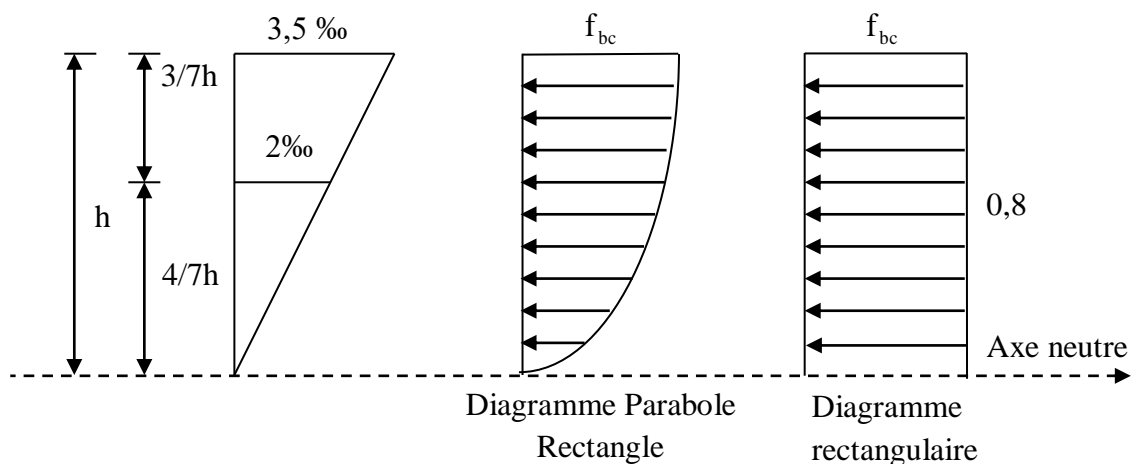


Figure I.7: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.U (compression-flexion).

❖ **État limite de service de résistance (E.L.S)**

C'est un état qui est associé à l'aptitude et à la mise en service, ils sont donc liés aux conditions normales d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage, les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, excessives des éléments porteurs.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de compression du béton au service est donnée par : σ_{bc}

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

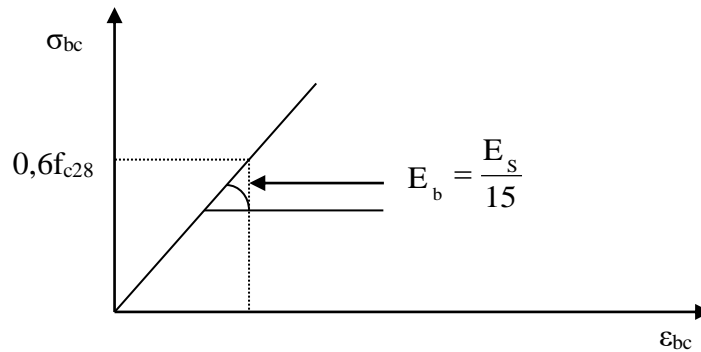


Figure I.8: Diagrammes des contraintes du béton à l'E.L.S.

b.7 Contrainte admissible de cisaillement

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

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

- La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime : T_u
- Largeur de la pièce : b_0
- Haut utile : d

b.8 Modules de déformation longitudinale

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton âgé de (j) jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}} = 11000\sqrt[3]{25} = 32164,2 \rightarrow \text{Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

- **Module de déformation différé**

Sous des contraintes de durée d'application supérieure à 24 heures on admet qu'à l'âge de jours, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa} \rightarrow \text{Avec : } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

b.9 Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est accompagnée par une déformation transversale, le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = [\text{Allongement relatif de la côté de la section} / \text{Raccourcissement relatif longitudinale}]$$

- $\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes de service (béton fissuré).

I.1.4.2 Aciers de construction

Les aciers utilisés en béton armé sont des alliages du fer et du carbone en faible pourcentage a pour objectif de supporter les efforts de traction dans les pièces fléchies et tendues, et de renforcer les sections des pièces comprimés. La quantité des armatures est calculée de façon à assurer la résistance aux charges déterminées.

Ils distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou à barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales ;
- Les barres à haute (H.A) : nuances FeE 500 pour les armatures longitudinales ;
- Treillis soudés (T.S) : TLE52 $\Phi = 5$ mm pour les dalles.

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité (γ_s) qui a les valeurs suivantes :

- $\gamma_s = 1,15$ cas générale ;
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers FeE500.

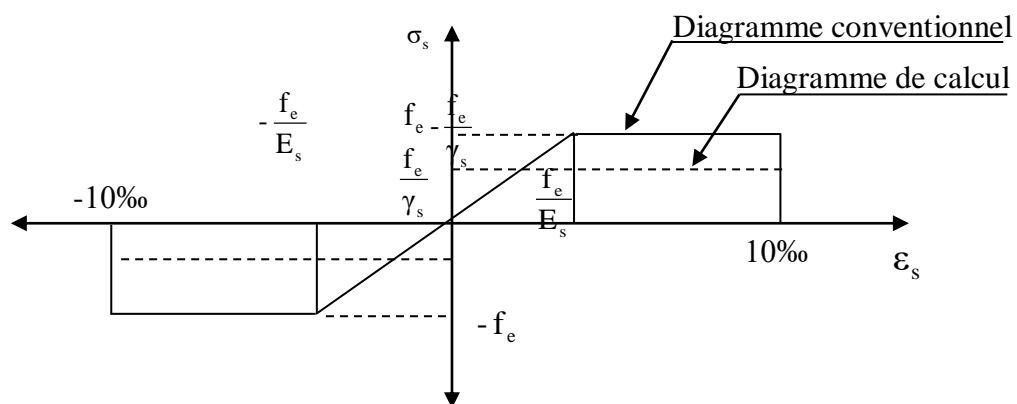


Figure I.9: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

a.2 Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ;
Il sera pris égale à : $E_s = 2,1 \times 10^5$ (MPa).

a.3 Contrainte de calcul

❖ État limite ultime de résistance (E.L.U.R)

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la Figure.

La contrainte de calcul, notée (σ_s) et qui est définie par la relation.

Le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\gamma_s = 1,00$ MPa situation accidentelle.

Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)

- $\sigma_s = 204,34$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 235$ MPa situation accidentelle.

Haute adhérence ($f_e = 500$ MPa)

- $\sigma_s = 435$ MPa situation durable ou transitoire ;
- $\sigma_s = 500$ MPa situation accidentelle

❖ État limite de service (E.L.S)

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq f_e$ pas de limitation ;

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$

Coefficient de fissuration : η

- Pour ronds lisses : $\eta = 1,0$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \geq 6$ mm : $\eta = 1,6$
- Pour hautes adhérences, avec $\Phi \leq 6$ mm : $\eta = 1,6$

a.4 Allongement de rupture

Allongement de l'acier à l'E.L.U.R : $\varepsilon_s = 10\%$.

I.2 Hypothèses de calcul

I.2.1 États limite ultime de résistance (E.L.U.R)

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 parasismique 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.

- Les sections droites 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 ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\%$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
 - Le béton en compression ;
 - L'acier en traction et en compression.
- Le raccourcissement du béton est limité ;

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\% \rightarrow \text{Flexion composée}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\% \rightarrow \text{Compression simple}$$

I.2.1.1 États limite de service (E.L.S)

A l'état limite de service, les calculs sont fait à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées), en cas de fissuration préjudiciable on très préjudiciable.

- Les sections droites restent planes avant et après la déformation ;
- 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.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \quad \text{et} \quad \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

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

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

I.2.1.2 Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé 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.1: Déformations limitent du pivot10%

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

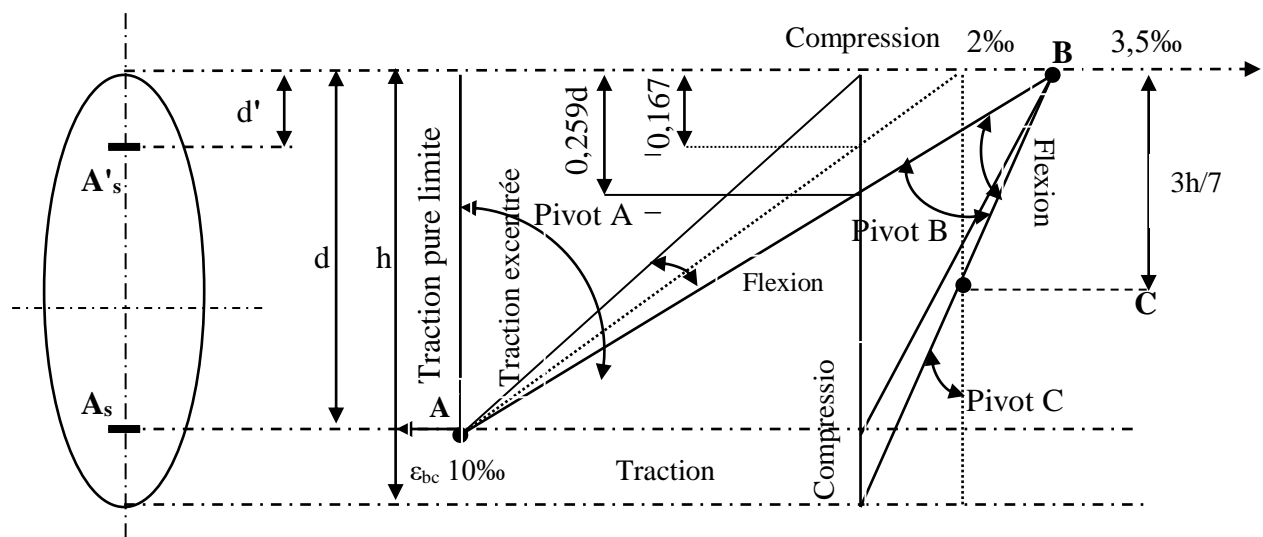


Figure I.10: Diagramme des déformations limitées de la section- Règles des trois pivots.

a) Domaines 1 (Pivot A) :

Ce domaine correspond à un allongement de toutes les fibres de la section, l'armature la plus tendue s'allongeant au maximum de 1%. La situation limite de départ avec l'axe neutre situé à l'infini représente le cas de la traction pure.

➤ **Domaine 1a :**

Les déformations de la section droite dans ce domaine correspondent aux cas de tractions faiblement excentrées. L'axe neutre est extérieur à la section et se rapproche si l'excentricité augmente.

➤ **Domaine 1b :**

La section droite se déforme en présentant une zone tendue et une zone comprimée. L'axe neutre passe à l'intérieur de la section. La déformabilité max. du béton n'est pas épuisée. Les sollicitations correspondantes vont de la traction (faible) fortement excentrée à la compression (faible) fortement excentrée en passant par le cas particulier de la flexion simple.

b) Domaine 2 (Pivot B) :

Le raccourcissement ultime du béton est atteint. Toutes les déformations dans ce domaine passent par B et l'acier le plus tendu n'atteint plus sa valeur pivot. L'axe neutre est de plus en plus bas dans la section. Les sollicitations sont des flexions simples ou composées avec un effort normal de compression de plus en plus agissant.

➤ **Domaine 2a :**

L'allongement de l'acier reste supérieur à la déformation qui correspond à la limite élastique de l'acier considéré.

➤ **Domaine 2b :**

L'acier n'épuise pas sa déformation élastique. A la limite du domaine, l'acier est à l'état 0.

➤ **Domaine 2c :**

La petite zone d'enrobage du béton est progressivement utilisée en compression. Les sollicitations sont essentiellement des compressions de plus en plus fortes et/ou de moins en moins excentrées.

c) Domaine 3 (Pivot C) :

Toute la section est déformée en compression, l'axe neutre est en dehors de la section. Le pivot C est obtenu par l'intersection de la droite B0 (fin des sections partiellement tendues) avec la verticale à 2 ‰ définissant le diagramme de déformation en compression simple. Les sollicitations sont des efforts normaux de compression de moins en moins excentrés. la verticale à 2 ‰ représentant le cas extrême de la compression pure. Par la règle des triangles semblable, la position du point C est à $(3,5-2).h/3,5$, soit $3/7.h$ de la fibre la plus comprimée du béton.

I.2.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

❖ **Combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R)**

Pour les situations durables :

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

Pour les situations accidentelles (séisme, choc...) :

- $G + Q \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E$
- $0,8G \pm E$

Avec :

- Charge permanente : G
- Charge d'exploitation : Q
- L'effort de séisme : E

❖ **Combinaisons de calcul à l'état limitent service de résistance (E.L.S)**

$$p_s = G + Q$$

I.3 Conclusion

Toute étude d'un ouvrage dépend de son contexte, son rapport géotechnique, ainsi que les différents matériaux de construction choisis et utilisés. Le terrain dont lequel l'ouvrage est implanté représente une contrainte admissible de 1,5 bars permettre par la suite de penser à des fondations simples (isolé ou filante).



Chapitre II :

Pré-dimensionnement des éléments principaux

II.1.Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (E.L.U), de stabilité et de durabilité (E.L.S) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré-dimensionnement préalable de ces derniers s'exige.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) est régie par des lois empiriques issues D'un grand nombre d'essais et d'expérience vécue dans l'univers du génie civil, ces lois sont Définies rigoureusement dans les règlements en vigueur (R.P.A 99/version 2003, B.A.E.L 91modifier 99 et C.B.A93). Les éléments structuraux doivent avoir une section minimale pour pouvoir transmettre aux fondations et sol les efforts qui leurs sont appliqués.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux + voiles → fondations → sol.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Le plancher est la partie horizontale d'une construction constituant une séparation entre deux niveaux, destinés à reprendre les charges et les surcharges et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux, tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

II.2.1. Plancher à corps creux

Les constituants d'un plancher en corps creux sont :

➤ Corps creux

C'est un coffrage perdu permet d'augmenter les qualités d'isolation de plancher, il n'a aucune fonction de résistance.

➤ Poutrelles

Ces sont des éléments porteurs du plancher, reposent à leurs extrémités sur des poutres principales ou des voiles.

➤ Dalle de compression

Est une dalle en béton coulée en place sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé. La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure le report des charges en direction des poutrelles.

➤ Treillis soudé

L'utilisation de treillis soudés constitue une solution élégante et économique pour l'armature de tous ces types de hourdis.

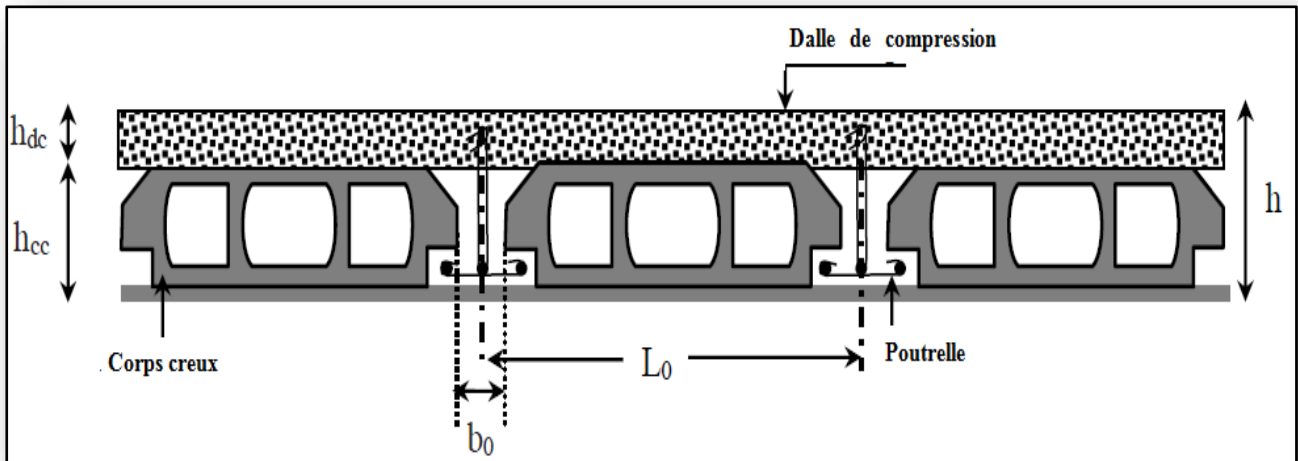


Figure II.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que $h_t = h_{cc} + h_{dc}$.

Avec h_{cc} et h_{dc} : hauteur du corps creux et dalle de compression respectivement.

Pour déterminer h_t , on utilise la condition suivante.

II.2.1.1 .Condition de rigidité

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

Avec : L c'est la portée maximale de la poutrelle entre nus.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{410}{22,5}$$

$$h_t = 18,22 \text{ cm.}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

II.2.2. Dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

II.2.2.1. Condition de sécurité contre l'incendie

- $e > 7$ cm pour une heure de coupe-feu ;
- $e > 11$ cmpour deux heures de coupe-feu ;
- $e > 14$ cm pour trois heures de coupe-feu.

II.2.2.2 .Condition d'isolation acoustique

Selon les règles, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : 15cm.

II.2.2.3. Condition de résistance à la flexion

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 120$ cm et $L_y = 410$ cm.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{410} = 0,29 < 0,4.$$

Pour : $\alpha \leq 0,4$

$$e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{pour un dalle continue.}$$

$$e \geq \frac{120}{25} = 4,8 \text{ cm.}$$

On prend :

$$e = 12 \text{ cm.}$$

II.2.2.4. Condition de flèche

Selon le **C.B.A93** (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} ; \text{ Si la porté } L \text{ est inférieur ou égale à } 5 \text{ m} ; f_{\max} < \frac{120}{500} = 0,24 \text{ cm.} \\ f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{1000} ; \text{ Si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m.} \end{cases}$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1$ m.

$$\begin{cases} G = 1,20 \times 1 \times 25 = 30,00 \text{ KN/m.} \\ Q = 4,00 \text{ KN/m.} \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 34,00 \text{ KN/m.}$$

I : le moment d'inertie

$$I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}.$$

E : module de Young

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa .}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 12 \times 34,00 \times 10^{-3} \times 120^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 34 \times 10^{-2} \times 120^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 10^{-1} \times 0,24}} = 5,40 \text{ cm.}$$

Donc : e = 5,40 cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e = \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm}; 12 ; 5,40\text{cm}).$$

Alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : e = 15 cm.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulé sur place, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les (**B.A.E.L91 modifier 99**), et vérifiées selon le Règlement Parasismique Algérien en vigueur (**R.P.A99/Version 2003**), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (**RDM**).

➤ Selon le **B.A.E.L.91 modifier 99**, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{cases}$$

$$\text{avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre .} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{cases}$$

➤ Selon le **R.P.A 99/version 2003**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres :

- Poutre principale : $L_{\max} = 5,50$ m;
- Poutre secondaire : $L_{\max} = 4,10$ m.

II.3.1. Poutres principales

Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

II.3.1.1. Pré-dimensionnement des poutres principales

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 550\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 36,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 55 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 50\text{cm} \\ 13,5\text{cm} \leq b \leq 18,00\text{cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 35\text{cm} \end{array} \right.$$

On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **R.P.A99/version 2003**:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,42 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 50 + 35) = 110 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales $(b \times h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$.

II.3.2. Poutres secondaires

Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

II.3.2.1. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 410 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 27,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 40\text{cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 40 \text{ cm} \\ 10,80\text{cm} \leq b \leq 14,40 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99/version 2003** :

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} = 1,14 \leq 4$ Condition vérifiée.
- $b_{\max} \leq (1,5 \times 40 + 35) = 95 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Donc on prend la section des poutres secondaires($b \times h$) = (35×40) cm².

II.4. Descente de charge

La descente de charge a pour but d'évaluer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher jusqu'à la fondation. Les charges réglementaires sont les charges permanentes (G) et les charges d'exploitations (Q).

II.4.1 .Charges permanentes

Les charges permanentes sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de la vie de l'ouvrage. Celles du plancher sont déterminées à partir de sa composition. Elles sont fonction des masses volumiques ainsi que des épaisseurs de chaque constituant. Les charges permanentes pour le plancher terrasse inaccessible, les planchers courants, mur extérieures, mur intérieures et dallage sont déterminées comme suite.

II.4.1.1. Plancher terrasse inaccessible

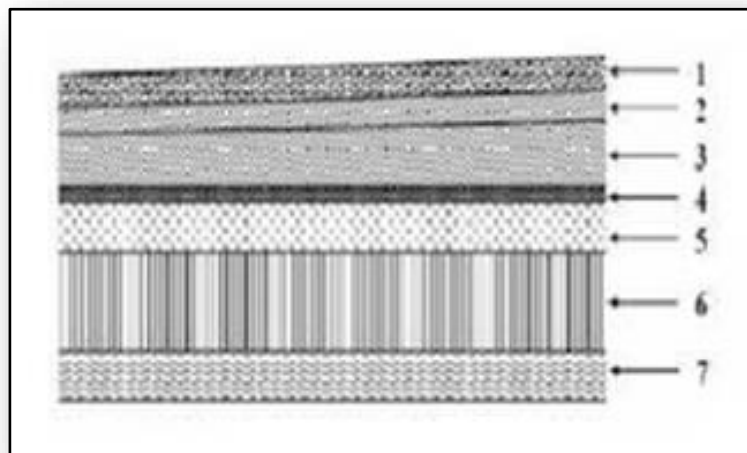


Figure II.2: Plancher terrasse.

Tableau II.1: Charge et surcharge du plancher terrasse.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Protection en gravillons	0,05	1,00
2	Étanchéité multicouche	0,02	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,10	2,20
4	Feuille de Polyane	0,001	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	0,16
6	Plancher à corps creux	16+4	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		6,49
Totale	Q		1

II.4.1.2. Plancher étage courant

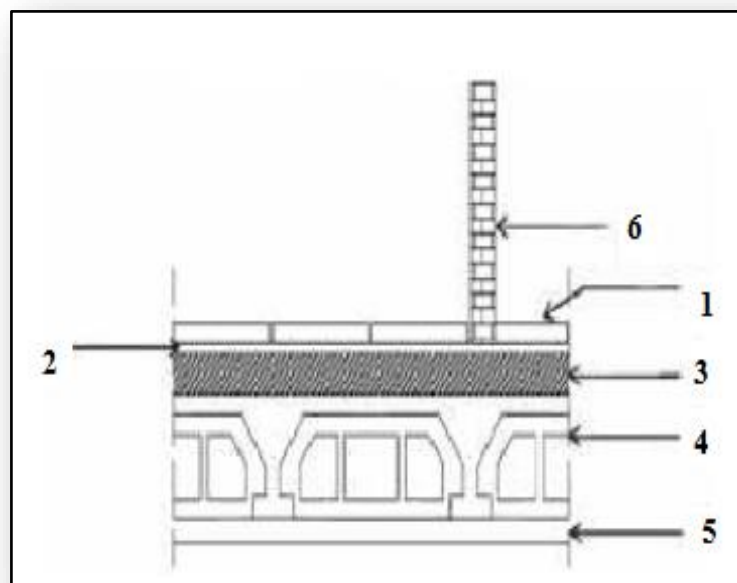


Figure II.3: Plancher étage courant, R.D.C.

Tableau II.2: Charge et surcharge des étages courants.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,34
4	Plancher à corps creux	16+4	2,80
5	Enduit en plâtre	0,02	0,20
6	Cloison en briques creuses	0, 10	0,90
Totale	G		5,04
Totale	Q : Plancher RDC (usage de commerces – réception)		4,00
Totale	Q : Plancher 1^{er} étage (usage administratif)		2,00
Totale	Q : Plancher 2^{ème} étage au 7^{ème} étage (usage habitation)		1,50

II.4.1.3. Plancher (dalle pleine)

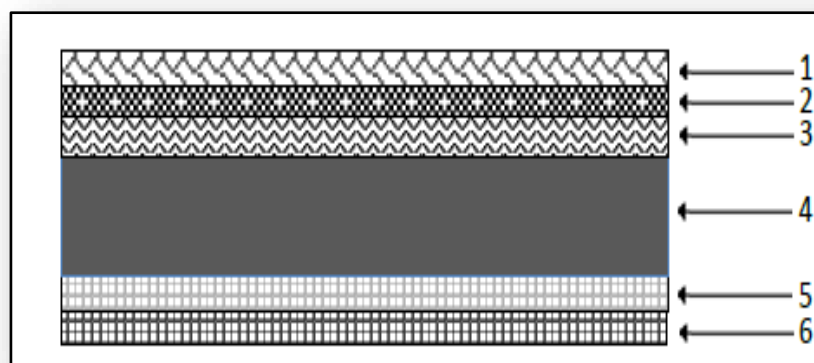


Figure II.4: Plancher (dalle pleine).

Tableau II.3: Charge et surcharge du plancher (dalle pleine).

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	0,36
4+5	Plancher (dalle pleine)	0,15	3,75
6	Enduit en plâtre	0,02	0,20
Totale	G		5,11

II.4.1.4 . Mur extérieur (double cloison)

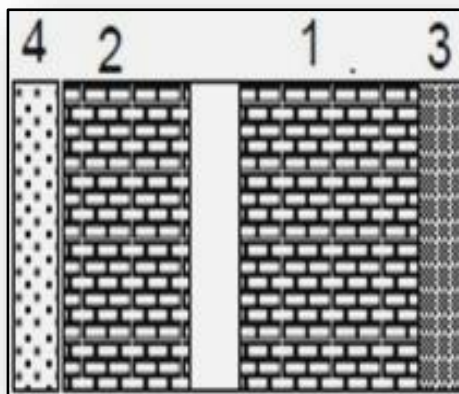


Figure II.5: Détail mur extérieur.

Tableau II.4 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Brique creuses à l'extérieur	0,15	1,30
2	Brique creuses à l'intérieur	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,02	0,36
4	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
Totale	G (RDC, 1^{er} au 7^{ème} étage)		2,71

➤ **Remarque**

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

$$G = 0,7 \times 2,71 = 1,897 \text{Kn/m}^2.$$

II.4.1.5. Mur intérieur

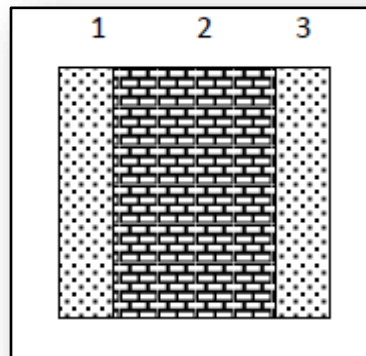


Figure II.6: Détail d'un mur intérieur.

Tableau II.5: Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
2	Brique creuses	0,10	0,90
3	Mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Totale	G (RDC, 1^{er} au 7^{ème} étage)		1,32

II.4.2. Charges d'exploitations

Les charges d'exploitations ou surcharges sont celles qui résultent de l'usage des locaux. Elles correspondent aux mobiliers, aux matériels, aux matières en dépôt et aux personnes pour un mode normal d'occupation.

II.4.2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations

Puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages, qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

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 étage n $q_0 + \frac{3+n}{2n} (q_1 + q_2 + \dots + q_n)$ Pour $n \geq 7$.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ... , n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitations suivantes :

Tableau II.6: Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
7	Q_0	$\sum_0 = q_0$	1,00
6	Q_1	$\sum_1 = q_0 + q_1$	2,50
5	Q_2	$\sum_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
4	Q_3	$\sum_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
3	Q_4	$\sum_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,10
2	Q_5	$\sum_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7,00
1	Q_6	$\sum_6 = q_0 + 0,75 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	8,12
RDC	Q_7	$\sum_7 = q_0 + 0,70 (q_1 + q_2 + \dots + q_7)$	10,58

II.5. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils sont pré-dimensionnés en compression simple et leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qu'il correspond à un poteau reprendre la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Dans notre structure on a un seul type des coffrages :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

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

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression).
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right.$$

- λ : Élancement d'E.U.L.R $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPA).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle l'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm^2).

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

II.5.1. Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 4,60\text{m}$.

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 4,08 \Rightarrow L_f = 3,22 \text{ m}$.

II.5.1.1. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) comme il est motionné au figure suivante d'où la surface hachure c'est elle supporte par le poteau pour toute étages.

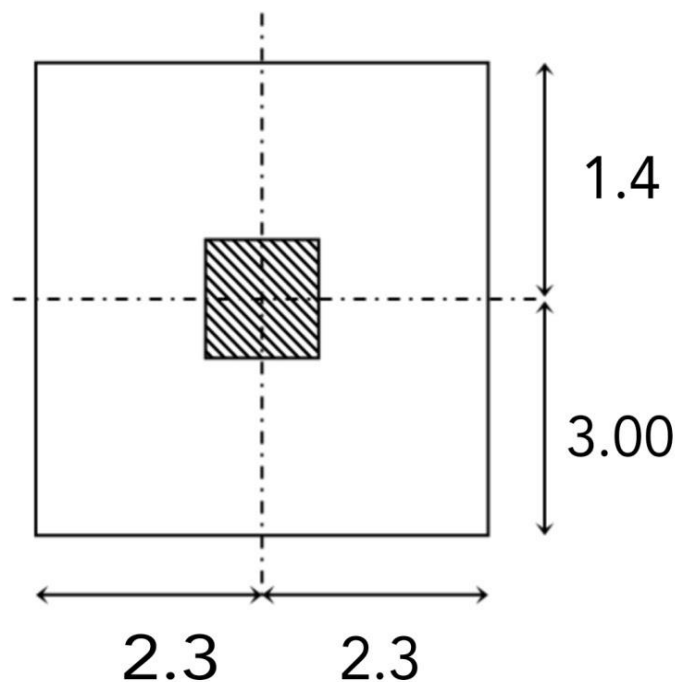


Figure II.7 : Le poteau le plus sollicité.

II.5.1.2. Surface reprise par poteau à chaque étage

Soit S La surface supportée par poteau axe (B, 4):

$$S = \left(\frac{6,00}{2} + \frac{2,80}{2} \right) \times \left(\frac{4,60}{2} + \frac{4,60}{2} \right) = S = 20,24 \text{ m}^2.$$

II.5.1.3. Effort normal ultime due à chaque niveau N_U

a) Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G

a.1) Poids propre des plancher terrasse

- Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{\text{terrasse}} \times S = 6,49 \times 20,24 = 131,36 \text{ KN.}$$

a.2) Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC

- Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times S = 5,04 \times 20,24 = 102,00 \text{ KN.}$$

a.3) Poids propre de plancher (dalle plaine)

- Poids propre du plancher étages courants

$$G_{\text{ss}} = 5,11 \times 20,24 = 103,43 \text{ KN.}$$

a.4) Poids propre des poutres principales

- $G_{\text{p,principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$

$$\text{➤ } G_{\text{p,principale}} = 25 \times 0,35 \times 0,50 \times \left(\frac{6,00}{2} + \frac{2,8}{2} \right) = 19,25 \text{ KN.}$$

a.5) Poids propre des poutres secondaires

- $G_{\text{p,secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L .$

$$\text{➤ } G_{\text{p,secondaire}} = 25 \times 0,35 \times 0,40 \times \left(\frac{4,6}{2} + \frac{4,6}{2} \right) = 16,1 \text{ KN.}$$

a.6) Poids propre totale

- $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC,ETAGE courants}} \times n + (G_{\text{p,principale}} + G_{\text{p,secondaire}}) \times n.$

Avec : n c'est le nombre de plancher d'étages courants; n=7.

$$\text{➤ } G_{\text{total}} = (131,36 + 102,00) \times 7 + (19,25 + 16,1) \times 7.$$

$$\Rightarrow G_{\text{total}} = 1880,97 \text{ KN.}$$

b) Les efforts de compression due aux charges d'exploitation

- $Q_{\text{total}} = Q \times S = 10,58 \times 20,24 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 214,14 \text{ KN.}$

c) Majoration des efforts

On doit majorer les efforts de 10 %p

$$\text{➤ } N_G = 1,1 \times 1880,97 = 2069,05 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1,1 \times 214,14 = 235,55 \text{ KN.}$$

$$\text{➤ } N_U = (1,35 \times 2069,05) + (1,5 \times 225,55) = 3131,55 \text{ KN} \Rightarrow N_U = 3131,55 \text{ KN.}$$

II.5.1.4. Détermination de (a)

$$B = b \cdot a; I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{(0,289 \times a)} \leq 50.$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{285,6}{0,289 \times 50} = 19,76$$

On prend

a=50cm.

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{322}{(0,289 \times 50)} = 23 < 50.$$

$\lambda=23 < 50$ Condition vérifiée.

II.5.1.5. Détermination de (b)

Selon les règles du **B.A.E.L91 modifier 99**, l'effort normal ultime Nudoit être :

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

$$B_r = (50 - 2)(b - 2) = 48 \times (b - 2) \text{ cm}.$$

➤ Selon (**R.P.A 99/version 2003**) $A_s = 0,8\% B_r$ Zone IIa .

$$A_s = 0,8\% [48(b - 2)] = 0,384(b - 2) \text{ cm}^2.$$

$$\lambda = 19,76 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right].$$

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(19,76/35)^2} \right] = 0,79$$

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

$$F_e = 500 \text{ MPa} ;$$

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15$$

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

$$N_u \leq 0,79 \times \left[\frac{48 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,384 \times (b - 2) \times 500}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 23,68 \text{ cm}$$

Donc on prend $b = 50 \text{ cm}$.

II.5.1.6. Vérification selon (R.P.A99/version 2003)

Dimensions minimaux requis par le **(R.P.A99/version 2003)**

D’après l’article 7.4.1, pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(50; 50) \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{50}{50} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d’étage.

Donc on adopte pour les poteaux une section carrée $(a \times b) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$

II.6. Pré-dimensionnement des voiles

L’épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les Règle Parasismique Algériennes **R.P.A 99/ version 2003**. D’où leur 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.

Les voiles servent, d’une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent), et d’autre part à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D’après le **(R.P.A99/version 2003)** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile ;

e : épaisseur du voile. 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 indiquées.

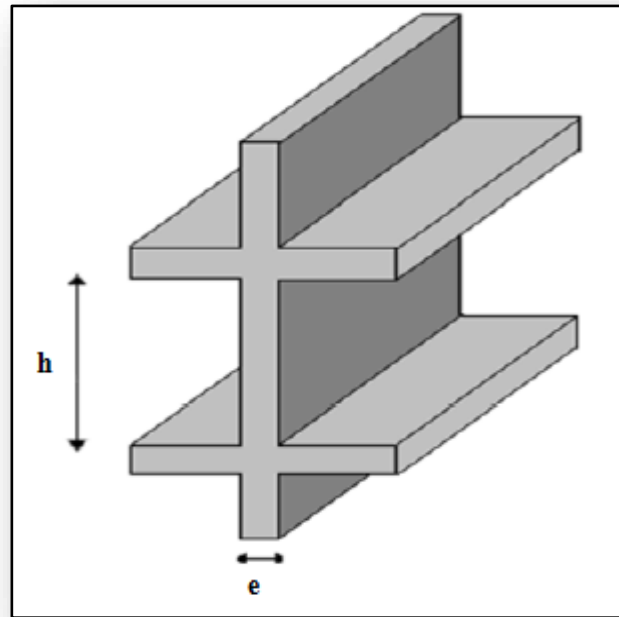


Figure II.8: Coupe de voile en élévation.

II.6.1. Pour RDC

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{408}{22} \rightarrow e \geq 18,55 \text{ cm.}$$

II.6.2. Pour le reste des étages

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 20 \text{ cm.} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{323}{22} \rightarrow e \geq 14,68 \text{ cm.}$$

Avec

L : Longueur du voile ;

e : Épaisseur du voile ;

h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements: $e = 25\text{cm}$.

II.7.Conclusion

Etant donné que le pré-dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

- Poutres principales : 35x50 cm².
- Poutres secondaires : 35x40 cm².
- Epaisseur des voiles : e = 25 cm.
- Les poteaux : rectangulaires
- RDC- étage courant : (bxh) = (50x50) cm².



Chapitre III :
Calcul des planchers

III.1.Introduction

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, revêtement...), et les transmettent sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Dans ce projet les planchers sont des corps creux.

Les planchers assurent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance**

Les planchers supportant leur poids propre et les surcharges d'exploitation.

- **Fonction d'isolation**

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, Comme notre projet a usage d'habitation et commerce, on adopte un plancher à corps creux qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les entrevous. Les poutrelles sont disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

III.2.Dimensionnement des poutrelles

Notre projet étant une construction courante à une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{KN/m}^2$). La hauteur du plancher est 20cm soit (16+4) cm.

Avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux ;} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression.} \end{cases}$

Les poutrelles sont disposés perpendiculaire au sens porteur avec un espacement de 65cm entre axes.

$\begin{cases} \text{Hauteur du plancher : } h_t = 20 \text{ cm.} \\ \text{Épaisseur de la nervure : } h_0 = 4 \text{ cm.} \\ \text{Largeur de la nervure : } b_0 = 12 \text{ cm.} \end{cases}$

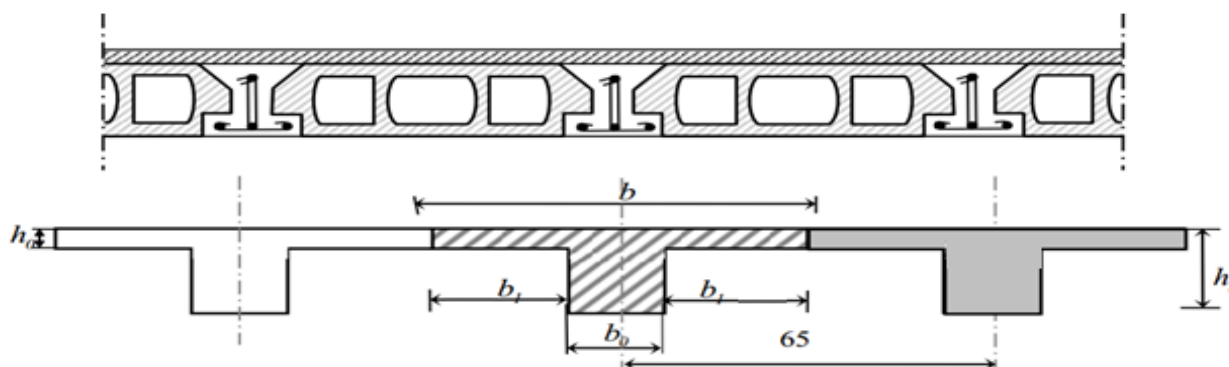


Figure III.1: Dimensionnement des poutrelles.

- **Calcul de la largeur (b) de la poutrelle**

Le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes: $b=2b_1+b_0$ (1)

La portée maximale est : $L = 4,20 \text{ m}$ et $l_1=65\text{cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$.

III.3.Méthode de calcul des poutrelles

III.3.1Méthode forfaitaire

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courantes si les conditions ci-après sont satisfaites.

III.3.1.1.Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les quatre conditions suivantes sont remplies :

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25 ;$$

- la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

III.3.1.2.Principe de calcul

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments Fléchissant isostatiques " M_0 " De la travée indépendante.

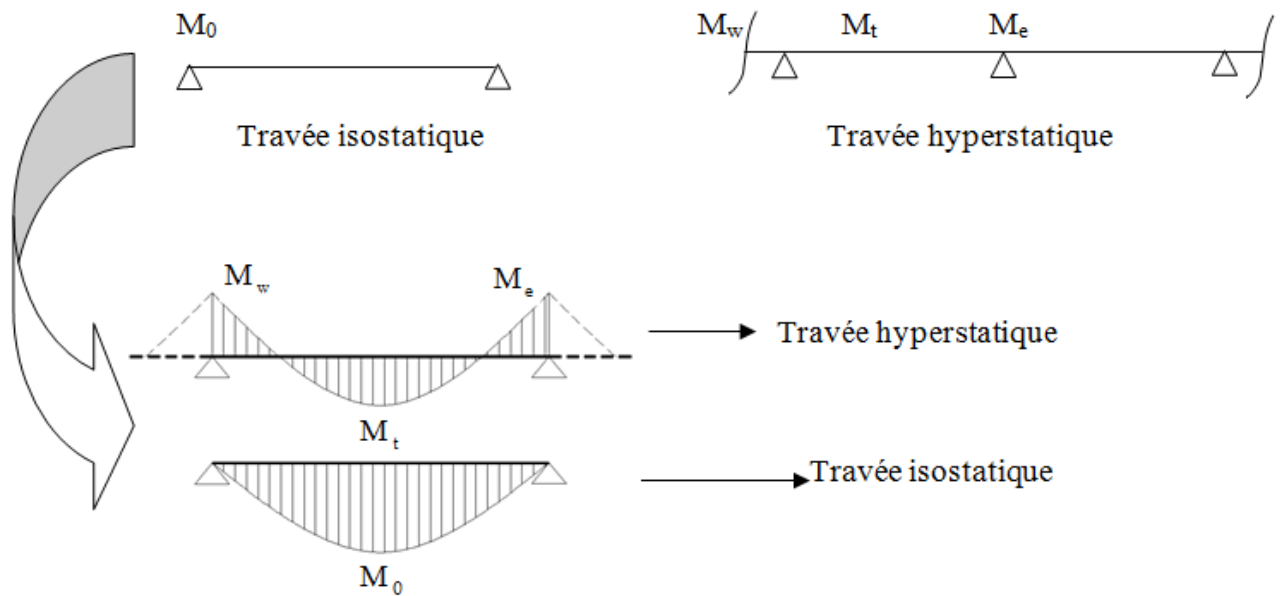


Figure III.2: Diagrammes du moment corrigé.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

$$M_t \geq \max [1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée intermédiaire.}$$

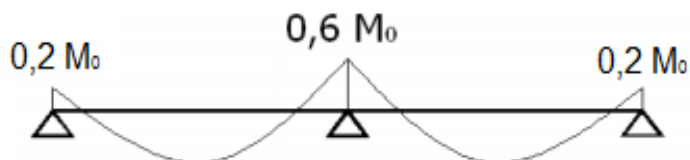
$$M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha)M_0/2 \text{ dans une travée de rive.}$$

- ✓ M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante ;
- ✓ M_t : Le moment maximal 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 : $Q/(G + Q)$ Le rapport de la charge d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

III.3.1.3. Les valeurs des moments aux appuis

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

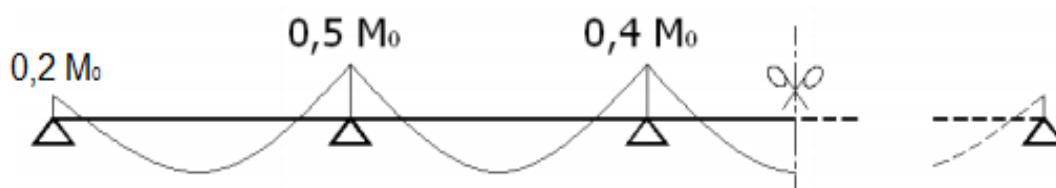
- Poutre contenue a deux travées



- Poutre contenue a trois travées



- Poutre contenue a plus de trois travées



III.3.1.4.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 :

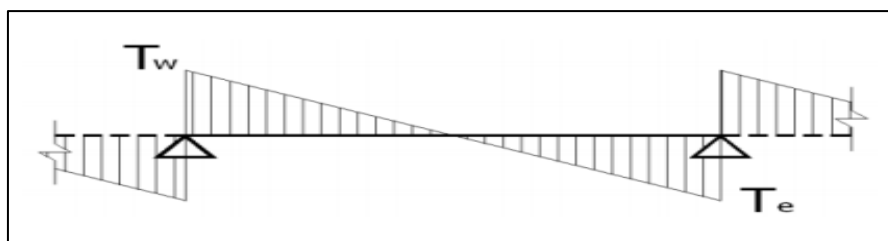


Figure III.3: Diagramme de l'effort tranchant.

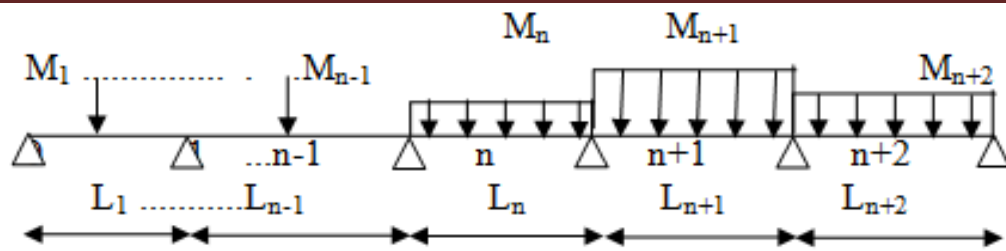
$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$

III.3.2.Méthode des trois moments

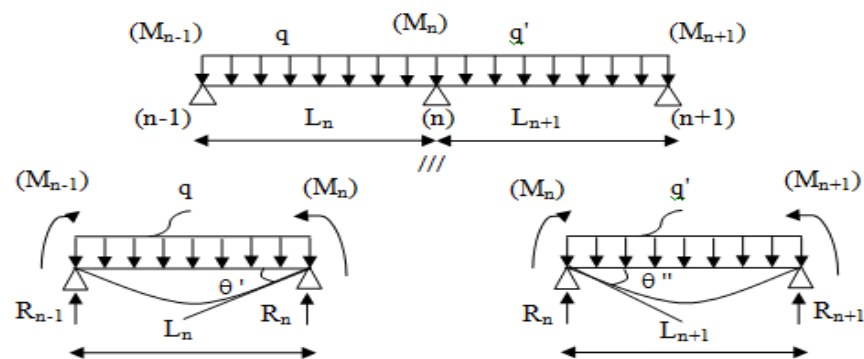
Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis la méthode des trois moments.

III.3.2.1.Principe de calcul de la méthode des trois moments

Pour les poutres continues à plusieurs appuis



Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), il sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, $(\theta' = \theta'')$(1)

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



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des Aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiquésur la figure.

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 :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

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

C'est le théorème des trois moments et sous cette forme

générale il est applicable à tous les types de chargement. cette équation est appelée équation de CLAPEYRON.

III.3.2.2. Évaluation de l'effort tranchant

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

III.4. Calcul du ferrailage

III.4.1. Planchers étages courants

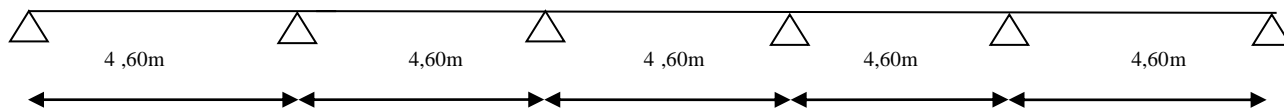
III.4.1.1. Étude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

On a deux (02) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 : Travées 2-3 ; 3-4 ,4-5 ; 5-6(bloc A)



Type 02 : Travées 1-2; 2-3 ; 3-4 ,4-5 ; 5-6(bloc A)



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < (2G = 10,08 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{et}$)..... Condition vérifiée.

- Fissuration peu préjudiciable Condition vérifiée.
- Le rapport entre les travées successives : $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$

Tableau III.1 : Rapport entre les travées successives.

Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
Portée	4,60	4,60	4,60	4,60	4,60
Rapport	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

- $0,8 \leq \frac{L}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$ Condition vérifiée.

Puisque toutes les conditions sont satisfaites pour les planchers étages donc la méthode forfaitaire est applicable.

b) Sollicitations

Le plancher d'étage courant comporte « 02 » types des poutrelles.

D'où : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

b.1) E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 5,89 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,23$$

$(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07

$$(1,2 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,63 (\text{travée de rive})$$

$$(1 + 0,3\alpha) \frac{1}{2} = 0,53 (\text{travée intermédiaire})$$

$$q_u = 5,89 \text{ KN/ml.}$$

b.2) E.L.S :

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 \rightarrow q_s = 4,25 \text{ KN/ml.}$$

➤ Exemple de calcul type 01 :**◆ à l'ELU :**

- Moments fléchissant (isostatiques)

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_0^{23} = \frac{5,89 \times 4,60^2}{8} = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{34} = \frac{5,89 \times 4,60^2}{8} = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{45} = \frac{5,89 \times 4,60^2}{8} = 15,57 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{56} = \frac{5,89 \times 4,60^2}{8} = 15,57 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis**

En appui (2) et (6) : $M_2 = M_6 = 0,2M_0$

$$M_2 = 0,2M_0^{23} = 3,11 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,2M_0^{56} = 3,11 \text{ KN.m}$$

En appui (3), et (5) : $M_3 = M_5 = 0,5M_0$

$$M_3 = 0,5 \max(M_0^{23}; M_0^{34}) = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5 \max(M_0^{45}; M_0^{56}) = 7,78 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4 \max(M_0^{34}; M_0^{45}) = 6,22 \text{ KN.m}$$

- **Moments En travées**

Travée (23),(34) et(45),(56)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{23} \geq 1,07.M_0^{23} - \frac{M_2 + M_3}{2} = 11,21 \text{ KN.m} \\ M_T^{23} \geq 0,63.M_0^{23} = 13,31 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{23} = 11,21 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{34} \geq 1,07.M_0^{34} - \frac{M_3 + M_4}{2} = 9,65 \text{ KN.m} \\ M_T^{34} \geq 0,63.M_0^{34} = 13,31 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{34} = 9,65 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{45} \geq 1,07.M_0^{45} - \frac{M_4 + M_5}{2} = 9,65 \text{ KN.m} \\ M_T^{45} \geq 0,63.M_0^{45} = 13,31 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{45} = 9,65 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{56} \geq 1,07.M_0^{56} - \frac{M_5 + M_6}{2} = 11,215 \text{ KN.m} \\ M_T^{56} \geq 0,63.M_0^{56} = 13,31 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{56} = 11,21 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

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

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u \times L}{2} \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} \begin{cases} T_w = \frac{3,11 - 7,78}{4,60} + \frac{5,89 \times 4,60}{2} = 12,53 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,11 - 7,78}{4,60} - \frac{5,89 \times 4,60}{2} = -14,71 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} \begin{cases} T_w = \frac{7,78 - 6,22}{4,60} + \frac{5,89 \times 4,60}{2} = 13,88 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{7,78 - 6,22}{4,60} - \frac{5,89 \times 4,60}{2} = -13,20 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} \begin{cases} T_w = \frac{6,22 - 7,78}{4,60} + \frac{5,89 \times 4,60}{2} = 13,20 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{6,22 - 7,78}{4,60} - \frac{5,89 \times 4,60}{2} = -13,88 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} \begin{cases} T_w = \frac{7,78 - 3,11}{4,60} + \frac{5,89 \times 4,60}{2} = 14,71 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{7,78 - 3,11}{4,60} - \frac{5,89 \times 4,60}{2} = -12,53 \text{ KN.} \end{cases}$$

◆ à l'ELS :

• Moments fléchissant (isostatiques)

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8}$$

$$M_0^{23} = \frac{4,25 \times 4,60^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{34} = \frac{4,25 \times 4,60^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{45} = \frac{4,25 \times 4,60^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{56} = \frac{4,25 \times 4,60^2}{8} = 11,24 \text{ KN.m.}$$

• Moments sur appuis

$$\text{En appui (2) et (6) : } M_2 = M_6 = 0,2M_0$$

$$M_2 = 0,2M_0^{23} = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0,2M_0^{56} = 2,24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui (3), et (5) : } M_3 = M_5 = 0,5M_0$$

$$M_3 = 0,5\max(M_0^{23}; M_0^{34}) = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0,5\max(M_0^{45}; M_0^{56}) = 5,62 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0,4\max(M_0^{34}; M_0^{45}) = 4,50 \text{ KN.m}$$

- **Moments En travées**

Travée (23), (34) et(45),(56)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{23} \geq 1,07.M_0^{23} - \frac{M_2 + M_3}{2} = 08,10 \text{ KN.m} \\ M_T^{23} \geq 0,63.M_0^{23} = 07,10 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{23} = 8,10 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{34} \geq 1,07.M_0^{34} - \frac{M_3 + M_4}{2} = 6,96 \text{ KN.m} \\ M_T^{34} \geq 0,63.M_0^{34} = 7,10 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{34} = 6,96 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{45} \geq 1,07.M_0^{45} - \frac{M_4 + M_5}{2} = 6,96 \text{ KN.m} \\ M_T^{45} \geq 0,63.M_0^{45} = 10,10 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{45} = 6,96 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{56} \geq 1,07.M_0^{56} - \frac{M_5 + M_6}{2} = 08,10 \text{ KN.m} \\ M_T^{56} \geq 0,63.M_0^{56} = 10,10 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{56} = 08,10 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_s \times L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s \times L}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (2-3)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,24 - 5,62}{4,60} + \frac{4,25 \times 4,60}{2} = 9,04 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,24 - 5,62}{4,60} - \frac{4,25 \times 4,60}{2} = -10,50 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (3-4)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{5,62 - 4,50}{4,60} + \frac{4,25 \times 4,60}{2} = 10,00 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,62 - 4,50}{4,60} - \frac{5,89 \times 4,60}{2} = -9,53 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (4-5)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,50 - 5,62}{4,60} + \frac{4,25 \times 4,60}{2} = 9,53 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,50 - 7,78}{4,60} - \frac{4,25 \times 4,60}{2} = -10,00 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (5-6)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{5,62 - 2,24}{4,60} + \frac{4,25 \times 4,60}{2} = 10,50 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{5,62 - 2,24}{4,60} - \frac{4,25 \times 4,60}{2} = -9,04 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).

Type	Travée	L (m)	E.L.U						E.L.S					
			M (KN. m) et T(KN)						M (KN. m) et T(KN)					
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e
1	2-3	4,60	15,57	3,11	7,78	11,21	12,53	-14,71	11,24	2,24	5,62	8,10	9,04	-10,50
	3-4	4,60	15,57	7,78	6,22	9,65	13,88	-13,20	11,24	5,62	4,50	6,96	10	-9,53
	4-5	4,60	15,57	6,22	7,78	9,65	13,20	-13,20	11,24	4,50	5,62	6,96	9,53	-10
	5-6	4,60	15,57	7,78	3,11	11,21	14,71	-12,53	11,24	5,62	2,24	8,10	10,50	-9,04
2	1-2	4,60	15,57	3,11	7,78	11,21	12,53	-14,71	11,24	2,24	5,62	8,10	9,04	-10,50
	2-3	4,60	15,57	7,78	6,22	9,65	13,88	-13,20	11,24	5,62	4,50	6,96	10	-9,53
	3-4	4,60	15,57	6,22	6,22	12,16	13,55	-13,55	11,24	4,5	4,5	7,53	9,78	-9,78
	4-5	4,60	15,57	7,78	6,22	9,65	13,88	-13,20	11,24	5,62	4,50	6,96	10	-9,53
	5-6	4,60	15,57	3,11	7,78	11,21	12,53	-14,71	11,24	2,24	5,62	8,10	9,04	-10,50

III.4.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles

(à l'ELU)

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

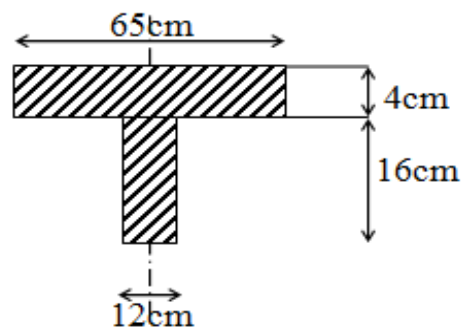


Figure III.4: La section de la poutrelle calculée (en T).

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes à l'ELU:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 15,57 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 11,21 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 3,11 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter}) \max} = 7,78 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III.4.1.2.1. Ferrailage en travée

a) Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17 (18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 11,21 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t^u < M_0$$

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

$$M_{tmax} = 11,21 \text{ KN.m}$$

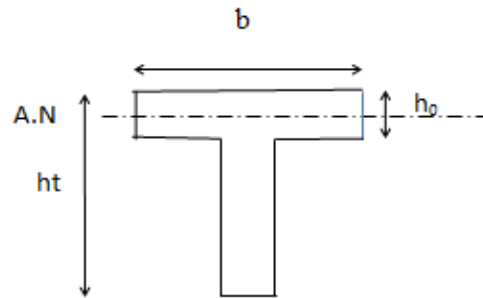


Figure III.5: position de l'axe neutre.

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11,21 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,037 < 0,372 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,037 < 0,372 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,21 \times 10^3}{0,981 \times 18 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,82 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,13)$$

$$A_{\min} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,13; 1,82) = 1,82 \text{ cm}^2.$$

➤ Le choix :

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

III.4.1.2.2. Ferrailage Sur appuis

- **Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 7,78 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_a \text{(inter)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,78 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,141 < 0,372 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,191$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9264$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$A_{s \text{(inter)}} = \frac{M_a \text{(inter)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,78 \times 10^3}{0,923 \times 18 \times 434,78} = 1,07 \text{ cm}^2.$$

- **Appuis de rive**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 3,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \text{(inter)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{3,11 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,056 < 0,372 \rightarrow A'_s = 0$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,72 \text{ MPa.}$$

$$A_{s \text{(rive)}} = \frac{M_a \text{(inter)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,11 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 434,78} = 0,40 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max [0,24; 0,21]$$

$$A_{\min \text{(inter)}} = 0,24 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max (A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max (0,24; 1,07) = 1,07 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

$$A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,24; 0,51) = 0,51 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 1T10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

III.4.1.3. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,2.1.1) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{14,71 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,68 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

b.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm}.$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots \dots \dots (*)$$

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e = 500 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,68 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 500} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = 2,3 \cdot 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,21; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{500} = 1,44 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,13 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est:

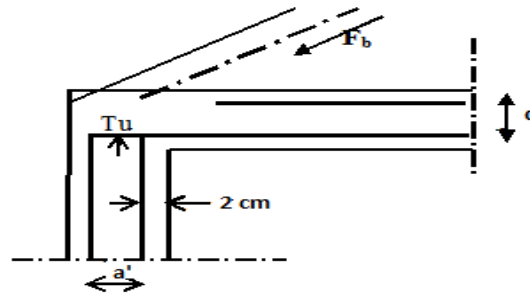


Figure III.6: Compression de la balle d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$D'où : \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la bielle $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 14,71 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,018 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 40 - 2 - 2 = 36 \text{ cm}$$

$a = \min(36 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

e) Vérification L' E .L .S à

e.1) Au niveau des travées

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

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_e E500 \end{cases} \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

e.2)Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.3 : Vérification des compressions.

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	3,11	2,24	0,191	0,443	Condition vérifiée
Travée	7,78	6,22	0,047	0,443	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.

f)Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit(donnée a partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e = 400$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 14,71\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 14,71 \times 10}{500} = 0,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,57 \text{ cm}^2 \geq 0,34 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u}; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}; \text{ Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{14,71 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,47 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max}$: la portée maximal

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,60 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{4,60}{500} = 0,0092 \text{ m.}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow d' = 0,1h$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,20^3}{12} + 15 \times 2,36 \left(\frac{0,20}{2} - 0,02 \right)^2$$

$$I_0 = 2,30 \cdot 10^{-1} \text{ m}^4.$$

$$\rho = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{2,36 \cdot 10^{-4}}{0,12 \times 0,18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{(2 + 3\frac{b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65})0,011} = 3,74$$

$$U^* = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{(4\rho\sigma_{st}) + f_{t28}} = 0,66$$

$$I_{Fi} = \frac{1,1I_0}{(1 + \lambda_i U^*)} = \frac{1,1 \times 2,30 \cdot 10^{-1}}{(1 + 3,74 \times 0,66)} = 0,07 \text{ m}^4.$$

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10E_i \cdot I_{Fi}} = \frac{8,10 \cdot 10^{-3} \times 4,60^2}{10 \times 32164,2 \times 0,07} = 7,61 \cdot 10^{-5} \text{ m}.$$

$$\text{Avec : } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Donc : $f = 7,61 \cdot 10^{-5} \text{ m} \leq f_{adm} = 0,56 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

III.4.1.4. Schemas de ferrailage des poutrelles (Étage courant)

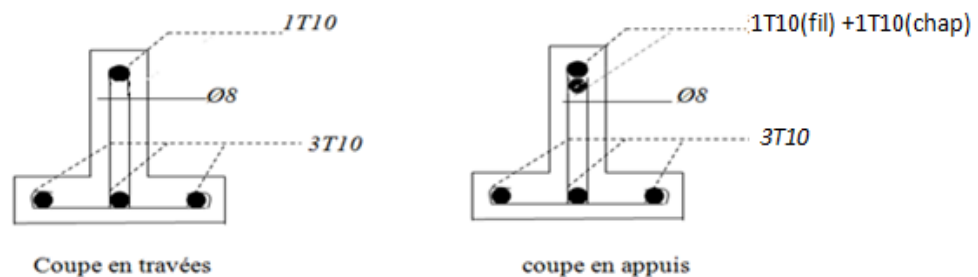


Figure III.7: Ferrailage des poutrelles de rive.

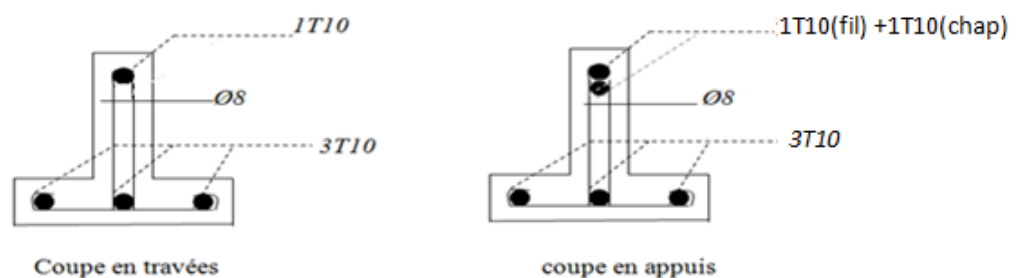


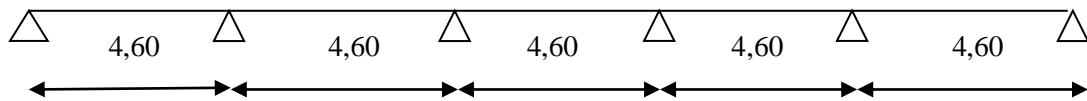
Figure III.8: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.

II.4.2. Planchers terrasse

III.4.2.1. Étude des poutrelles Planchers terrasse

On a un seul type de poutrelle selon le nombre et des longueurs des travées

Type 01 : Travées 1-2 ; 2-3 ; 3-4 ; 4-5 ; 5-6



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée.
- Poutrelle à d'inertie constante ($I = C^{et}$)..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu préjudiciable Condition non vérifiée.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments

b) Sollicitations

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

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

$$\begin{cases} G = 6,49 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Q_U = 1,35G + 1,5Q = 6,66 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G + Q = 4,86 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ **Exemple de calcul type 01 :**

Le calcul se fait selon la formule:

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

$$M_0 = Ql^2/8$$

$$a_n = b_n = L_n/2$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = L_{n+1}/2$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0$$

✓ à l'ELU :

✚ Sur appuis de rive

$$M_0^{12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,66 \times (4,60)^2}{8} = 17,61 \text{ KN.m} \Rightarrow M_1 = -0,2 M_0^{12} = 0,2(17,61) = -3,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{56} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{6,66 \times (4,60)^2}{8} = 17,61 \text{ KN.m} \Rightarrow M_6 = -0,2 M_0^{56} = 0,2(17,61) = -3,52 \text{ KN.m.}$$

✚ Sur appuis intermédiaires

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend 1-2 et 2-3

$$M_{012} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m} ; M_{023} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,60M_1 + 2(4,60+4,60).M_2 + 4,60M_3 = -324$$

$$\text{Avec: } M_1 = -0,2.M_{012} = -3,52 \text{ KN.m}$$

$$18,4M_2 + 4,60M_3 = -307,80 \dots \dots \dots (1)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend 2-3 et 3-4

$$M_{023} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m} ; M_{034} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,60M_2 + 2(4,60+4,60) M_3 + 4,60M_4 = -324$$

$$4,60M_2 + 18,4 M_3 + 4,60M_4 = -324 \dots \dots \dots (2)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend 3-4 et 4-5

$$M_{034} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m} ; M_{045} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,60M_3 + 2(4,60+4,60) M_4 + 4,60M_5 = -324$$

$$4,60M_3 + 18,4 M_4 + 4,60M_5 = -324 \dots \dots \dots (3)$$

◆ En isolant deux travées adjacentes, on prend 4-5 et 5-6

$$M_{045} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m} ; M_{056} = Ql^2/8 = 17,61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,60M_4 + 2(4,60+4,60)M_5 + 4,60M_6 = -324$$

$$\text{Avec: } M_6 = -0,2.M_{056} = -3,52 \text{ KN.m}$$

$$4,60M_4 + 18,4 M_5 = -307,80 \dots \dots \dots (4)$$

● Les moments sur appuis

$$M_1 = -3,52 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -12,98 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -14,94 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -14,94 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -12,98 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -3,52 \text{ KN.m}$$

● Efforts tranchants

$$\text{Travée (1-2)} \begin{cases} T_w = \frac{3,52 - 12,98}{4,60} + \frac{6,66 \times 4,60}{2} = 13,26 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{3,52 - 12,98}{4,60} - \frac{6,66 \times 4,60}{2} = -17,37 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} \begin{cases} T_w = \frac{12,98 - 14,94}{4,60} + \frac{6,66 \times 4,60}{2} = 14,89 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{12,98 - 14,94}{4,60} - \frac{6,66 \times 4,60}{2} = -15,74 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} \begin{cases} T_w = \frac{14,94 - 14,94}{4,60} + \frac{6,66 \times 4,60}{2} = 15,31 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{14,94 - 14,94}{4,60} - \frac{6,66 \times 4,60}{2} = -15,31 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} \begin{cases} T_w = \frac{14,94 - 12,98}{4,60} + \frac{6,66 \times 4,60}{2} = 15,74 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{14,94 - 12,98}{4,60} - \frac{6,66 \times 4,60}{2} = -14,89 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5-6)} \begin{cases} T_w = \frac{12,98 - 3,52}{4,60} + \frac{6,66 \times 4,60}{2} = 17,37 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{12,98 - 3,52}{4,60} - \frac{6,66 \times 4,60}{2} = -13,26 \text{ KN.} \end{cases}$$

- **Les moments en travée**

$$M_{t12} = M_1 + M_2 / 2 + M_{012} = 8,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} = M_2 + M_3 / 2 + M_{023} = 13,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} = M_3 + M_4 / 2 + M_{034} = 14,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} = M_4 + M_5 / 2 + M_{045} = 13,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{t56} = M_5 + M_6 / 2 + M_{056} = 8,25 \text{ KN.m}$$

- ✓ **à l'ELS :**

- ✚ **Sur appuis de rive**

$$M_0^{12} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times (4,60)^2}{8} = 12,69 \text{ KN.m} \Rightarrow M_1 = -0,2 M_0^{12} = 0,2(12,69) = -2,53 \text{ KN.m.}$$

- ✚ $M_0^{56} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times (4,60)^2}{8} = 12,69 \text{ KN.m} \Rightarrow M_6 = -0,2 M_0^{56} = 0,2(12,69) = -2,53 \text{ KN.m.}$

- ✚ **Sur appuis intermédiaires**

- ◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend 1-2 et 2-3**

$$M_{034} = Ql^2/8 = 12,69 \text{ KN.m} ; M_{034} = Ql^2/8 = 12,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,6M_1 + 2(4,60 + 4,60) \cdot M_2 + 4,60M_3 = -233,46$$

Avec: $M_1 = -0,2.M_{012} = -2,53\text{KN.m}$

$$18,4M_2 + 4,6M_C = -221,82 \dots \dots \dots (1)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend 2-3 et 3-4**

$$M_{023} = Ql^2/8 = 12,69\text{KN.m} ; M_{034} = Ql^2/8 = 12,69\text{KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,6M_2 + 2(4,6 + 4,60) M_3 + 4,60M_4 = -233,46$$

$$4,60M_2 + 18,4 M_3 + 4,60M_4 = -233,46 \dots \dots \dots (2)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend 3-4 et 4-5**

$$M_{034} = Ql^2/8 = 12,69\text{KN.m} ; M_{045} = Ql^2/8 = 12,69\text{KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,60M_3 + 2(4,60 + 4,60) M_4 + 4,60M_5 = -233,46$$

$$4,60M_3 + 18,4 M_4 + 4,60M_5 = -233,46 \dots \dots \dots (3)$$

◆ **En isolant deux travées adjacentes, on prend 4-5 et 5-6**

$$M_{045} = Ql^2/8 = 12,69\text{KN.m} ; M_{056} = Ql^2/8 = 12,69\text{KN.m}$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,60M_4 + 2(4,60 + 4,60) M_5 + 4,60M_6 = -233,46$$

Avec: $M_6 = -0,2.M_{056} = -2,53\text{KN.m}$

$$4,60M_4 + 18,4 M_5 = -221,82 \dots \dots \dots (4)$$

● **Les moments sur appuis**

$$M_1 = -2,53\text{KN.m}$$

$$M_2 = -10,05\text{KN.m}$$

$$M_3 = -8,14\text{KN.m}$$

$$M_4 = -8,14\text{KN.m}$$

$$M_5 = -10,05\text{KN.m}$$

$$M_6 = -2,53\text{KN.m}$$

● **Efforts tranchants**

$$\text{Travée (1-2)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{2,53 - 10,05}{4,60} + \frac{4,86 \times 4,60}{2} = 9,54 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,53 - 10,05}{4,60} - \frac{4,86 \times 4,60}{2} = -12,81 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (2-3)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{10,05 - 8,14}{4,60} + \frac{4,86 \times 4,60}{2} = 11,59 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{10,05 - 8,14}{4,60} - \frac{4,86 \times 4,60}{2} = -10,76 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (3-4)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{8,14 - 8,14}{4,60} + \frac{4,86 \times 4,60}{2} = 11,17 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{8,14 - 8,14}{4,60} - \frac{4,86 \times 4,60}{2} = -11,17 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (4-5)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{8,14 - 10,05}{4,60} + \frac{4,86 \times 4,60}{2} = 10,76 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{8,14 - 10,05}{4,60} - \frac{4,86 \times 4,60}{2} = -11,59 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée (5-6)} \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{10,05 - 2,53}{4,60} + \frac{4,86 \times 4,60}{2} = 12,81 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{10,05 - 2,53}{4,60} - \frac{4,86 \times 4,60}{2} = -9,54 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- **Les moments en travée**

$$M_{t12} = M_1 + M_2 / 2 + M_{012} = 6,29 \text{ KN.m}$$

$$M_{t23} = M_2 + M_3 / 2 + M_{023} = 9,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{t34} = M_3 + M_4 / 2 + M_{034} = 8,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{t45} = M_4 + M_5 / 2 + M_{045} = 9,09 \text{ KN.m}$$

Type	Travée	L (m)	E.L.U	E.L.S
			M (KN. m) et T(KN)	M (KN. m) et T(KN)

$$M_{t56} = M_5 + M_6 / 2 + M_{056} = 6,29 \text{ KN.m}$$

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (Terrasse).

			M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e	M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
1	1-2	4,60	17,61	3,52	12,98	8,25	13,26	-17,37	12,69	2,53	10,05	6,29	9,54	-12,81
	2-3	4,60	17,61	12,98	14,94	13,96	14,89	-15,74	12,69	10,05	8,14	9,09	11,59	-10,76
	3-4	4,60	17,61	14,94	14,94	14,94	15,31	-15,31	12,69	8,14	8,14	8,14	11,17	-11,17
	4-5	4,60	17,61	14,94	12,98	13,96	15,74	-14,89	12,69	8,14	10,05	9,09	10,76	-11,59
	5-6	4,60	17,61	12,98	3,52	8,25	17,37	-13,26	12,69	10,05	2,53	6,29	12,81	-9,54

Le ferrailage des poutrelles se fait pour une section en **T** soumise à la flexion simple à l'E.L.U.R. En suit la vérification du béton et les sections d'armatures se fait à l'E.L.S.

Pour le calcul de ferrailage on prend les sollicitations maximales suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0 \max} = 17,61 \text{ KN.m} \\ M_{t \max} = 14,94 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{rive}) \max} = 14,94 \text{ KN.m} \\ M_{a(\text{inter}) \max} = 14,94 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 17,37 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

III.4.2.2.Ferrailage en travée

a)Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 65 \times 4 \times 14,17(18 - 2) \cdot 10^{-3} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 14,94 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions :

$$(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

b) Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{14,94 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,05 < 0,372 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,05 < 0,372 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,94 \times 10^3}{0,974 \times 18 \times 434,78} = 1,96 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,96 \text{ cm}^2.$$

c) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,13]$$

$$A_{\min} = 1,3 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,3; 1,96) = 1,96 \text{ cm}^2.$$

➤ Le choix:

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

III.4.2.3. Ferrailage Sur appuis**• Appuis intermédiaire**

Etat- limite ultime de résistance :

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 14,94 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{14,94 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,271 < 0,372 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,404$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,838$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,94 \times 10^3}{0,838 \times 18 \times 434,78} = 2,28 \text{ cm}^2.$$

• **Appuis de rive :**

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 12,98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{12,98 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,235 < 0,372 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,341$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,863$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa.}$$

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,98 \times 10^3}{0,863 \times 18 \times 434,78} = 1,92 \text{ cm}^2.$$

a) Condition de non fragilité (B.A.E.L 91 art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,209]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,264 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,24; 2,28) = 2,28 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,24; 1,92) = 2,40 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

$$A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2.0$$

III.4.2.4. Vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{17,37 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,80 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa.} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

b.1) Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right) = 5,71 \approx 8 \text{ mm.}$$

On prend :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

b.2) Calcul des espacements

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d; 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(16,2; 40) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

b.3) La section des armatures transversales

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

$K=1$ (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$f_e E = 500 \text{ MPa.} \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

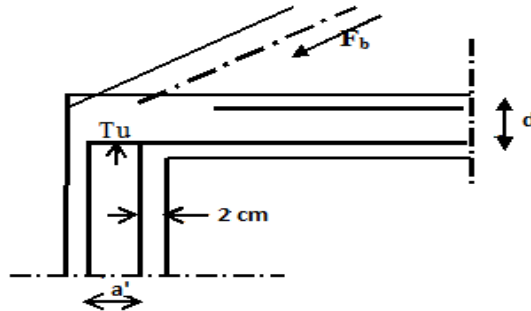
$$(*) \Rightarrow A_t \geq \frac{\gamma_s \left(\tau_u - 0,3k.f_{tj} \right)}{0,9.f_e} \cdot b_0 \cdot s_t$$

$$A_t \geq \frac{1,15(0,80 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 434,78} \times 0,12 \times 0,15$$

$$A_t = 9,00 \cdot 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L 91)

c) Pourcentage minimal des armatures transversales



$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,4; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{500} = 1,44 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,30 \text{ cm}^2.$$

Alors on adopte :

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 1 \phi 8 = 0,5 \text{ cm}^2.$$

d) Compression de la bille d'about

La contrainte de compression dans la biellette est:

Figure III.9: Compression de la bille d'about.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \text{ avec : } \begin{cases} F_b = T_u \times \sqrt{2} \\ S = \frac{a \times b_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T_u}{a \cdot b_0}$$

a = la longueur d'appui de la biellette $\leq 0,9 \times d$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$

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

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,85 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\frac{2T_u}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T_u \cdot \gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,37 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,02 \text{ cm}$$

$$a = \min(a' ; 0,9 \times d);$$

$$a' = c - c' - 2 \text{ cm} = 30 - 2 - 2 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(26 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} > 0,01 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification à L' E .L .S

e.1) Au niveau des travées

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st}

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E500 \end{cases} \Rightarrow \text{Si : } a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

e.2) Vérification des compressions dans le béton à l'E.L.S

- Si la condition ci-dessous est vérifiée la vérification des contraintes de compression dans le béton est inutile (sur appuis et en travées).

$$a \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau III.5 : Vérification des compressions

/	$M_u(\text{KN.m})$	$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	12,98	10,05	1,29	0,395	Condition vérifiée
Travée	14,94	9,09	1,64	0,57	Condition vérifiée

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

f) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \bar{V}_u \text{ et } V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} \Rightarrow \frac{0,75 \cdot V_u}{b_0 \cdot f_{c28}} \leq \alpha \leq d$$

Lorsque « a » n'est pas donnée on utilise la formule suivant :

$$a = l_a - 2\text{cm} \text{ tel que : } l_a = l_s - \text{Type de crochet}$$

l_a : Longueur d'ancrage.

l_s : Longueur de scellement droit (donnée à partir du BAEL91)

On choisit par exemple un crochet de 90°

Donc : $l_a = l_s - 24,69\phi$ tel que : $l_s = 35\phi$ ($F_{c28} = 25\text{MPa}$; $F_e = 500$)

$$l_a = 10,31\phi = 10,31 \times 1,00 = 10,31\text{cm}$$

$$\text{Alors : } a = l_a - 2 = 10,31 - 2 = 8,31\text{cm}$$

$$\bar{V}_u = 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} = 0,267(8,31 \times 12) \times 10^{-1} \times 25 = 66,56\text{KN.}$$

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 10,97\text{KN} \leq 66,56\text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification des armatures longitudinales

Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{V_u}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{1,15 \times 10,97 \times 10}{500} = 0,25\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,32\text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

Il faut vérifier que : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \times 0,23 \Sigma u} ; (\Sigma u : \text{Étant la somme des périmètres utiles des barres})$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj} ; \text{Pour les armatures à H.A} \Rightarrow \psi_s = 1,5$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; \bar{\tau}_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u = 3 \times 2 \times \pi \times R = 3 \times 2 \times 3,14 \times 0,8 = 15,07 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{10,97 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,35 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,35 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

i) Vérification de la flèche

D'après BAEL 91 modifiée 99 : $f \leq f_{adm}$

Avec : $F_{adm} = \frac{L_{max}}{500} \rightarrow L_{max} : \text{la portée maximale}$

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 4,60 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{4,60}{500} = 0,92 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{460} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,0444) \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{460} \geq \frac{10,05}{10 \times 12,69} \right) \Rightarrow (0,044 \geq 0,08) \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \leq \frac{4,60}{500} = 0,009 \right) \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la 3^{ème} condition ne pas vérifiée; on procédera donc au calcul de la flèche.

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

On va calculer:

$$F_i = \frac{M_i \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{f_i}} ; F_v = \frac{M_v \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{f_v}}$$

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

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

$$\text{Avec : } E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$I_{f_i} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; I_{f_v} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène /à l'axe passant par son C.D.G ;

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

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

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

$$y_G = \frac{(65 \times 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15 \times 2,36 \times 2}{(65 \times 4) + (20 - 4)12 + 15 \times 2,36}$$

$$y_G = 12,90 \text{ cm.}$$

i.2) Détermination du moment d'inertie :

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h_t - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

i.3) Charges prises en comptes :

$$1\text{-charge avant mise de revêtement : } j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2.$$

$$2\text{-charge après mise de revêtement : } G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2.$$

$$3\text{-charge total à l'E.L.S: } P = (G + Q); P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/m}^2.$$

i.4) Calcul des moments correspondants :

$$M_j = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = 0,85 \times 1,82 \times 4,60^2 / 8 = 4,09 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,21 \times 4,60^2 / 8 = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = 0,85 \times 4,86 \times 4,60^2 / 8 = 10,93 \text{ KN.m}$$

i.5) calcul des contraintes:

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4\alpha_t)} = \frac{M_j}{A_s \cdot d(1 - 0,4[1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})])} = \frac{4,09 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 96,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{9,97 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 237,07 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{10,93 \cdot 10^3}{2,36 \times 17,82} = 259,90 \text{ MPa.}$$

i.6) Calcul des coefficients :

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3(12)/65) \times 0,011} = 3,74$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,50$$

i.7) Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 96,98) + 2,1} \right] = 0,09$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 237,07) + 2,1} \right] = 0,08$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 259,90) + 2,1} \right] = 0,27$$

i.8) Calcul des moments d'inertie après fissuration

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

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

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,64 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fj} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,09)} = 37480,86 \text{ cm}^4; I_{FG} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,08)} = 36609,80 \text{ cm}^4.$$

$$I_{FP} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 3,74 \times 0,27)} = 24926,32 \text{ cm}^4; I_{FV} = \frac{1,1 \times 45542,65}{(1 + 1,50 \times 0,63)} = 25690,72 \text{ cm}^4.$$

i.9) Calcul des valeurs de la flèche correspondantes

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

$$F_{ij} = \frac{4,09 \times (4,60)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 37480,86} = 0,07 \text{ cm}; F_{ig} = \frac{9,47 \times (4,60)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 36609,80} = 0,170 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{10,93 \times (4,60)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 24926,32} = 0,288 \text{ cm}; F_{vg} = \frac{3,53 \times (4,60)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 25690,72} = 0,034 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,07 - 0,288 + 0,17 - 0,034 = 0,006 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,56 \text{ cm}.$$

$$F_{\text{total}} = 0,056 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,92 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.2.5. Schemas de ferrailage des poutrelles (Terrasse)

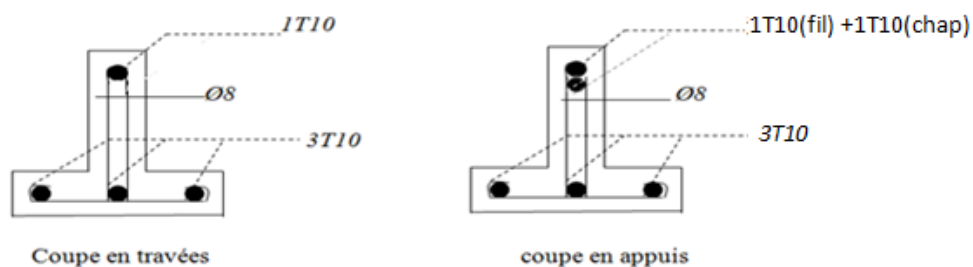


Figure III.10: Ferrailage des poutrelles de rive.

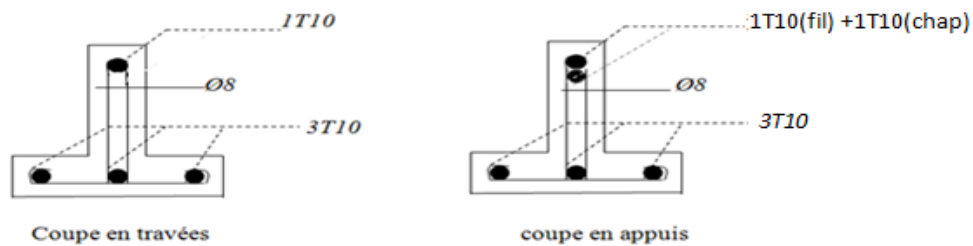


Figure III.11: Ferrailage des poutrelles intermédiaire.

❖ Calcul le ferrailage de la dalle de compression

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage des barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm (3.par m) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

➤ section minimale des armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } l \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

Avec l : l'écartement entre axe des nervures

➤ section minimale des armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

Fe 500Mpa

$$50\text{cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 500 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 0,52/2 = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 5 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15cm.

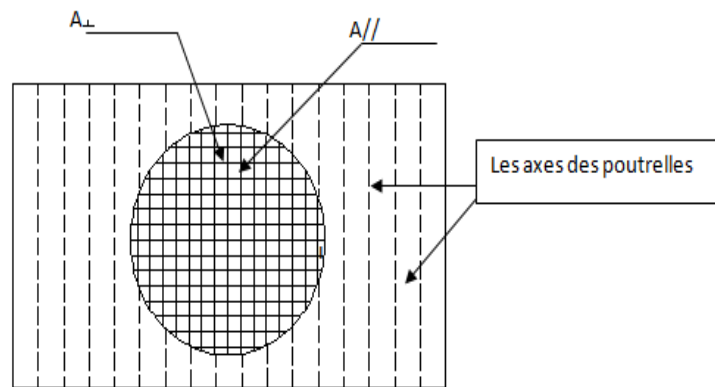


Figure III.12: Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés le calcul de type de plancher et le ferrailage des poutrelles et de la dalle de compression.

Chapitre IV :

Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

IV.1.Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **BAEL91** et les règles parasismique Algériennes en vigueur (**RPA99/version 2003**).

IV.2.Acrotère

L'acrotère est couronnement placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre G et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$) et au séisme qui créent un moment de renversement.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable) ; Dans ce cas le calcul s'effectue à L'ELU et L'ELS.

L'acrotère correspondre aux notre structure à une dimension de 60 cm d'atureur et 10 cm d'épaisseur.

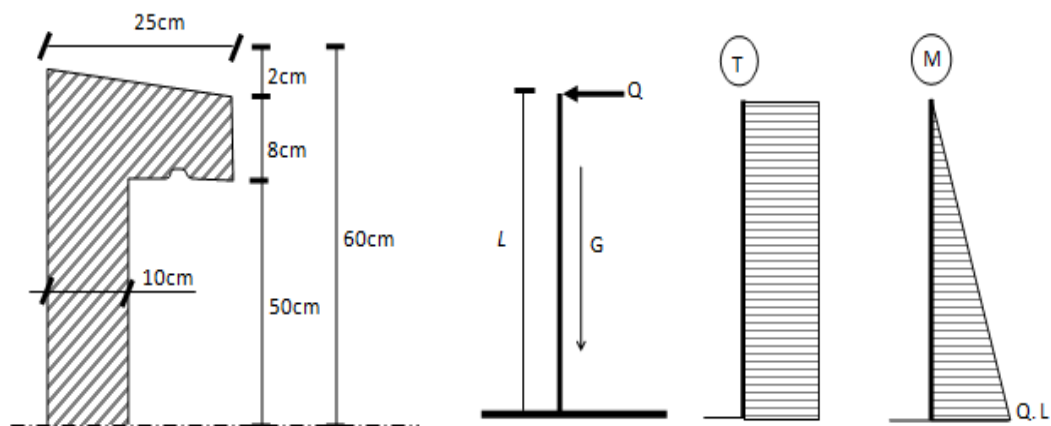


Figure IV. 1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

IV.2.1.Calcul les sollicitations

➤ Poids propre

$$S = \left[\frac{0,25 \times 0,02}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08) \right] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Effort normal**

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q=1\text{KN/m}$

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

➤ **Moment de flexion**

$$M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ **Effort tranchant**

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

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

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

➤ **Enrobage**

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

➤ **L'excentricité**

• **L'excentricité de 1^{er} ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36 \text{ m}$$

• **L'excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

• **L'excentricité de 2^{ème} ordre**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$L_f = 2l = 1,2 \text{ m} ; \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144\text{m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381\text{m}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,381\text{m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03\text{m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C' \right) \Rightarrow \text{la section est Partiellem ent comprimée}$$

IV.2.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- **ELU**

$$e_u = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421 \text{ m}$$

$$M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}$$

- **ELS**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$$

$$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times e_s = 0,68 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b.h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

IV.2.3. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,17} = 0,009$$

IV.2.3.1. Vérification de l'existence des armatures comprimés A'

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{500}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 2,17$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,009 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

➤ **On calcul:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{fs} : \text{Section d'armatures en flexion simple;} \\ A_{fc} : \text{Section d'armatures en flexion composée.} \end{array} \right.$$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,04 \times 10^3}{434,78 \times 0,995 \times 8} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 434,78} = 0,57 \text{ cm}^2$$

IV.2.3.2. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire**➤ Les armatures principales**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $5\phi 8 \text{ p.m} \Rightarrow A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On adopte : } A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\phi 8 \text{ p.m}$$

IV.2.4. Vérification des contraintes (E. L. S)**➤ Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 - 37,65 y_1 - 263,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,89 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (1,89)^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (7 - 1,89)^2$$

$$I = 1208,16 \text{ cm}^4$$

IV.2.4.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{0,68 \times 10^3}{1208,16} \times 1,89 = 1,06 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.4.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

Avec : η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $n = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 333,33 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1208,16} (7 - 1,89) = 43,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 43,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.4.3. Contrainte de cisaillement

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,07 \times 1} = 21,6743 \text{ KN/m}^2 = 0,022 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,022 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.4.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A 99 (version 2003 Article 6-3), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Les coefficients A , C_p et W_p sont obtenus par le RPA99/version 2003 tableau (6-1)

$$A : \text{Coefficient d'accélération de zone } A = 0,15$$

$$C_p : \text{Facteur de force horizontale } C_p = 0,8$$

$$W_p : \text{Poids propre de l'acrotère } W_p = 1,83 \text{ KN.}$$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5.Q \Rightarrow F_p = 4 \times 0,15 \times 1,83 \times 0,8 = 0,88 \text{ KN.}$

$$F_p = 0,88 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

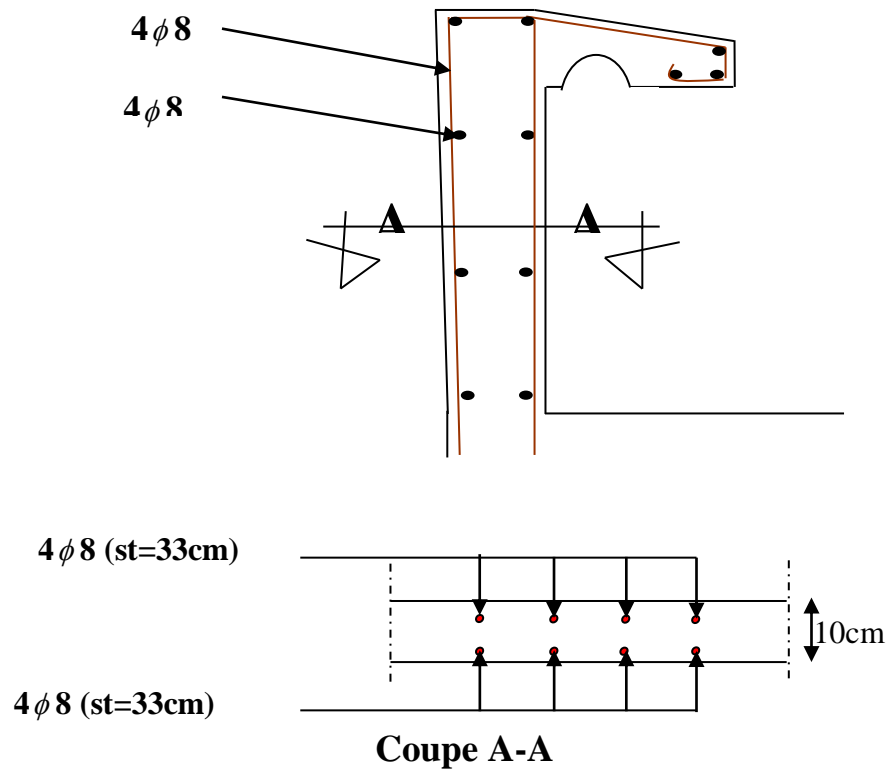


Figure IV. 2: Schéma du ferrailage d'acrotère

IV.3.Balcon

IV.3.1.Introduction

Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte $e = 15\text{cm}$.

Dans notre étude, les différents types des balcons sont les suivantes :

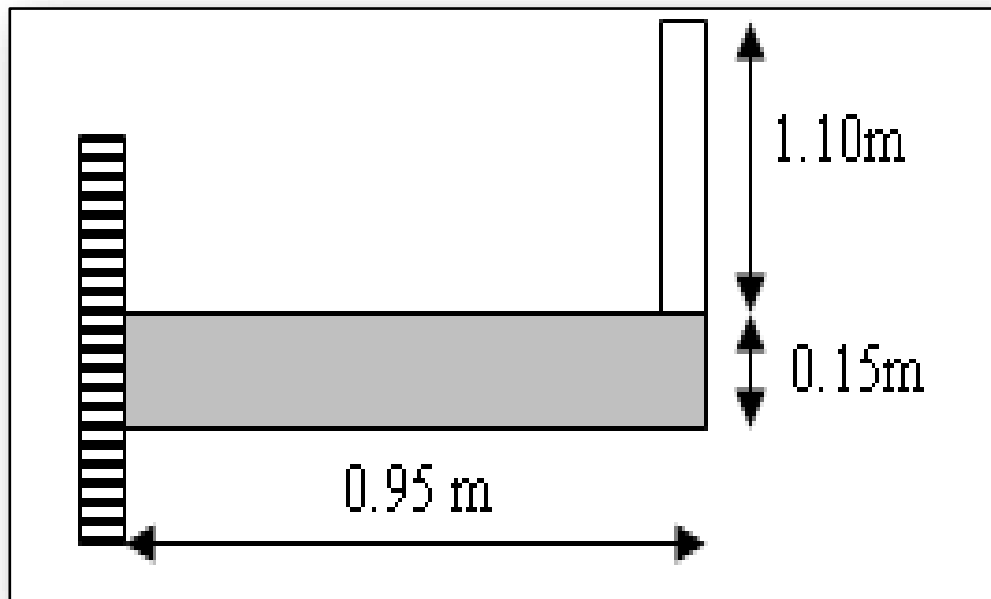


Figure IV. 3:Schéma représente les types des balcons.

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

On adopte pour les balcons, les séchoirs une épaisseur de 15cm.

IV.3.2.Exemple de calcul

IV.3.2.1.Descente de charge : (Balcon)

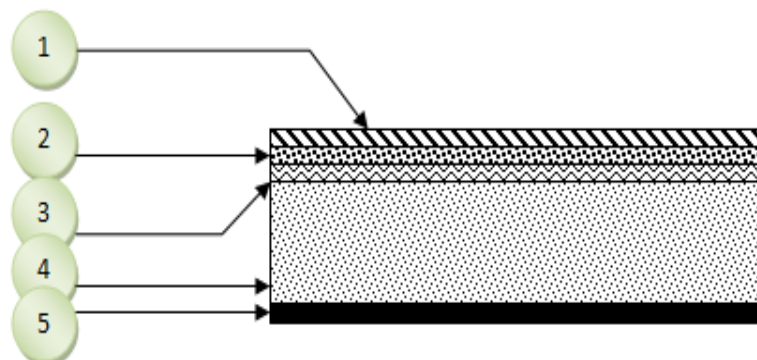


Figure IV. 4:Schéma représente détail d'une dalle pleine.

Tableau IV.1: La descende des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	0,40
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Dalle pleine	0,15	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	0,36
Totale	G		5,27

Poids propre $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 12,36 \text{ KN/m}^2.$$

Charge par ml: $Q_u = 12,36 \times 1 = 12,36 \text{ KN/ml}$.

- **Calcul de la charge concentrée**

- Poids propre du mur :

$$p = \gamma \times b \times h \times 1\text{m} = 13 \times 0,15 \times 1,1 \times 1\text{m} = 1,43 \text{ KN}.$$

$$P_u = 1,35P = 1,93 \text{ KN}.$$

$$P_s = 1,43 \text{ KN}.$$

- **Calcul du moment max et de l'effort tranchant max**

$$M_{\max} = -\frac{Q_u P}{2} - P_u l = -16,80 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 20,47 \text{ KN}.$$

$$d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}.$$

- **Ferrailage du balcon**

Tableau IV.2: Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _s /4	A _{adop} (cm ² /ml)
16,80	0,065	0,966	0	3,70cm ²	4T12 Pm A _s =4,52S _t =33cm	1,13cm ²	4ø8 A _s =2,01 S _t =33 cm

IV.3.3.Vérifications**IV.3.3.1.Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 500 = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 3,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.2.Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,47 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{ct28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

IV.3.3.3.Contrainte d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{20,47 \times 10^3}{0,9 \times 13,5 \times 12,56 \times 10^2} = 1,34 \text{ Mpa}$$

n = 4 : nombre. d'armatures longitudinales tendues

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{ cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3.4.La vérification des contraintes à l'E.L.S

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 8,77 \text{ KN.ml}, P_{\text{ser}} = 1,43 \text{ KN} \text{ et } M_{\text{ser}} = -12,01 \text{ KN.m}$$

IV.3.3.5.Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm (position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée).}$$

a) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

b) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12,01 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 5,35 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

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

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (333; 33) \text{ MPa} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,01 \times 10^3}{8199,03} (13,5 - 3,65) = 216,43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 216,43 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte **5T12** ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$)

Après le recalcul on aura :

$$y = 4,01 \text{ cm}$$

$$I = 9781,75 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,01 \times 10^3}{9781,75} (13,5 - 4,01) = 174,78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 174,78 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Armatures de répartitions

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

On adopte **4Ø8/mL** ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$)

IV.3.3.6. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à :

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec:}$$

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

1) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 5,65 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,82 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm.}$$

2) Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,82)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,50)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31012,84} \left[\frac{8,77 \times 1,50}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,064 \text{ cm.}$$

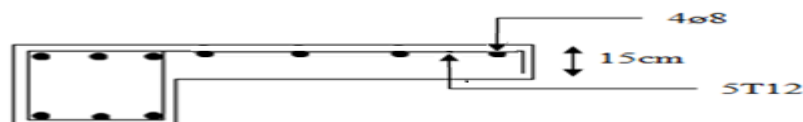
$$F = 0,064 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = L/250 = 150/250 = 0,60 \text{ cm.}$$

$$F_{cal} = 0,064 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Tableau IV.3: Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons.

Type	01
M_u (KN.m)	16,80
T_u (KN)	20,47
M_{ser} (KN.m)	12,01
μ	0,966
α	0,08
Z (cm)	13,04
A_{cal} (cm ² /ml)	3,70
A_{min} (cm ² /ml)	1,63
Choix d'acier (p.m)	5 T 12
A_{adopte} (cm ² /ml)	5,65
A_r (cm ² /ml)	1,41
Choix d'acier (p.m)	4 ϕ 8
A_{adopte} (cm ² /ml)	2,01
σ_{bc} (Mpa)	4,92
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15,00
τ_u (Mpa)	0,15
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	2,50
Flèche (cm)	0,064
F_{adm} (cm)	0,60

**Figure IV. 5:Schéma de ferrailage du : (a) balcon ; (b) Séchoir.**

IV.4.Escaliers

IV.4.1.Définition

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

IV.4.2.Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche "h".

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

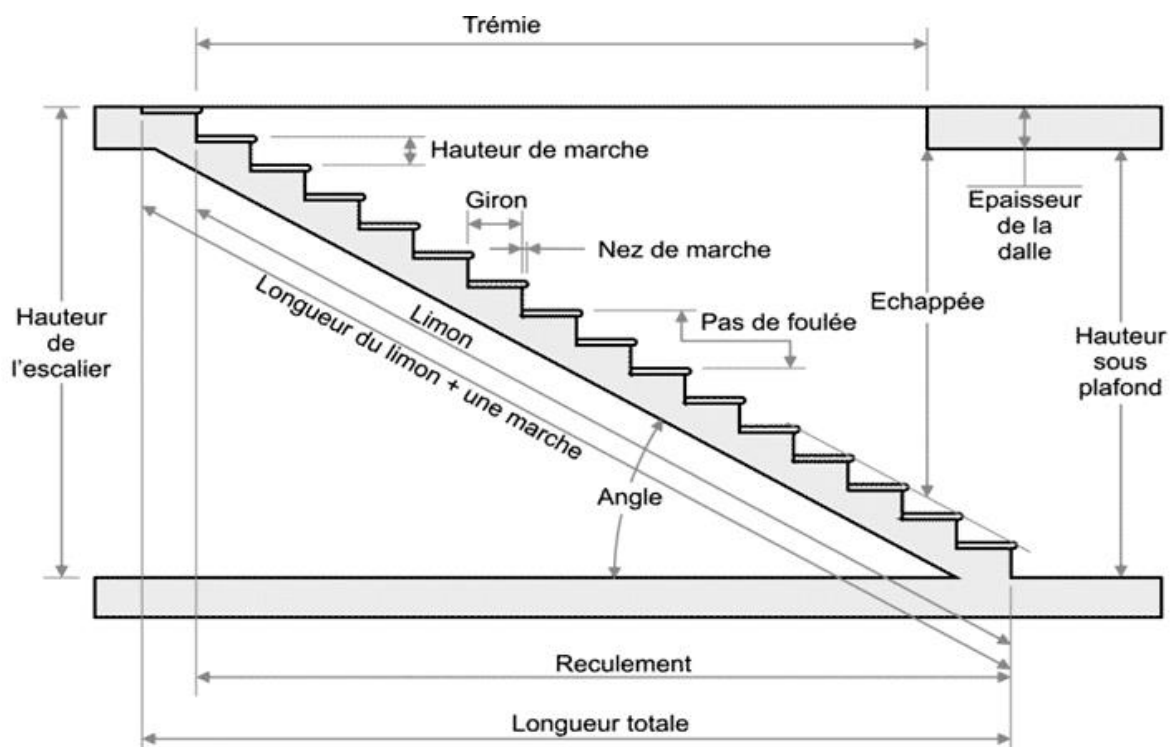


Figure IV. 6:Schéma de l'escalier.

Notre bâtiment dispose un seul type d'escaliers :

- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.

IV.4.3. Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

h : Hauteur de la marche (contre marche),

g : Largeur de la marche,

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n.h = \frac{h_c}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n.h = \frac{h_c}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

IV.4.4. Étude l'escalier

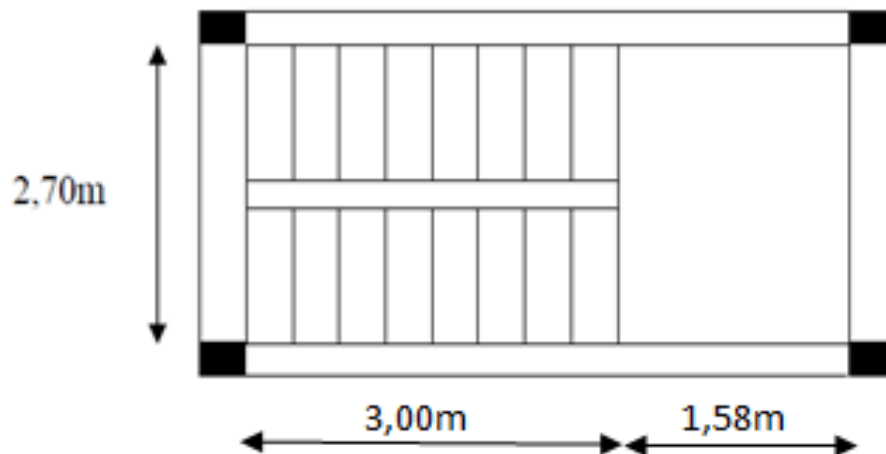


Figure IV. 7: Vu en plan de l'escalier.

IV.4.4.1. Cas de volée

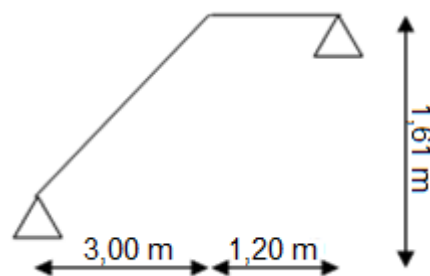


Figure IV. 8: Schéma statique de l'escalier.

a) Dimensionnement**a.1) Marches et contre marches**

$$h = H/n \text{ et } g = L/(n - 1)$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm, } H = 161,5 \text{ cm et } L = 300 \text{ cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 670n + 323 = 0$$

La solution de l'équation est : $n=10$ (nombre de contre marche)

Donc : $n-1=9$ (nombre de marche)

$$h = 161,5/10 = 16,15 \text{ cm ; donc on prend : } h = 17 \text{ cm.}$$

$$g = L/(n - 1) = 30 \text{ cm.}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm ;} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 9 marches avec $g = 30 \text{ cm.}$ et $h = 17 \text{ cm.}$

$$\text{L'angle d'inclinaison est : } \tan \alpha = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

a.2) Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{300}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{300}{20 \times 0,87}$$

$$\rightarrow 11,49 \text{ cm} \leq e_v \leq 17,24 \text{ cm}$$

$$e_v = 12 \text{ cm.}$$

a.3) Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm.}$$

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

b) Descente de charges**b.1) Paillasse**

Tableau IV. 4 : Charges et surcharge du paillasse

N ^o	Désignation	Ep (m)	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	0,40
3	Lit de sable	0,02	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical R _h × h/g	/	0,23
5	Mortier de ciment vertical ep × h/g	/	0,23
6	Poids propre de la paillasse e _v × 25/cos α	0,12	3,45
7	Poids propre des marches h/2 × 22	/	1,87
8	Garde- corps	/	0,10
9	Enduit en plâtre 2×0,1/0,87	0,02	0,23
Totale	G		7,27

-Charge permanente : G=7,27KN/m²

-Surcharge : Q=2,5KN/m²

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 13,56 \text{ kN/m}$$

$$q_{ser} = G + Q = 9,77 \text{ kN/m}$$

b.2) Palier

Tableau IV.5 : Charges et surcharge du palier.

N ^o	Désignation	Ep (m)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep×25	0,14	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,40
4	Lit de sable	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Totale	G		4,86

-Charge permanente : $G=4,86\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ kN/m} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \text{ kN/m} \end{cases}$$

C) Calcul des sollicitations

$$\frac{q_{\text{Paillasse}} - q_{\text{Palier}}}{q_{\text{Palier}}} = \frac{13,56 - 10,31}{10,31} = 0,32 > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

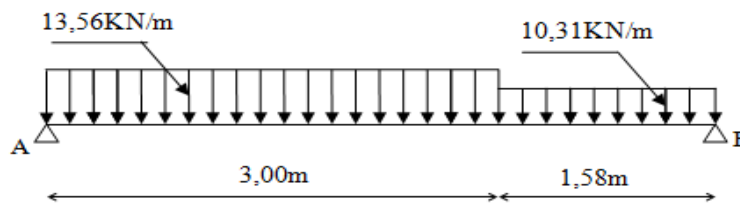


Figure IV. 9: Schéma statique des charges de l'escalier.

C.1) Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,56 \times 3,00 + 10,31 \times 1,58 = 56,97\text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 4,58 = 13,56 \times 3,00 \times 1,5 + 10,31 \times 1,58 \times 3,79$$

$$R_b = 26,80 \text{ KN.}$$

$$R_a = 30,17 \text{ KN.}$$

C.2) Moment fléchissant max

$$M(x) = 30,17 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}$$

Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d\left(30,17 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}\right)}{dx}$$

$$T(x) = 30,17 - 13,56x$$

$$\text{Par } T(x)=0 \rightarrow x = 2,22 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\text{max}} = M(2,22)$$

$$M(x) = 30,17 \times 2,22 - 13,56 \times \frac{(2,22)^2}{2}$$

$$M_{\text{max}} = 33,59 \text{ KN.m}$$

C3) Effort tranchant

$$0 \leq x \leq 3$$

$$T(x) = 30,17 - 13,56x$$

$$T(0) = 30,17 \text{ KN.}$$

$$T(3) = -10,51 \text{ KN.}$$

$$3 \leq x \leq 4,58$$

$$T(x) = -10,31x + 20,42$$

$$T(3) = -10,51 \text{ KN}$$

$$T(4,58) = -26,80 \text{ KN}$$

C.4) Diagrammes M et T

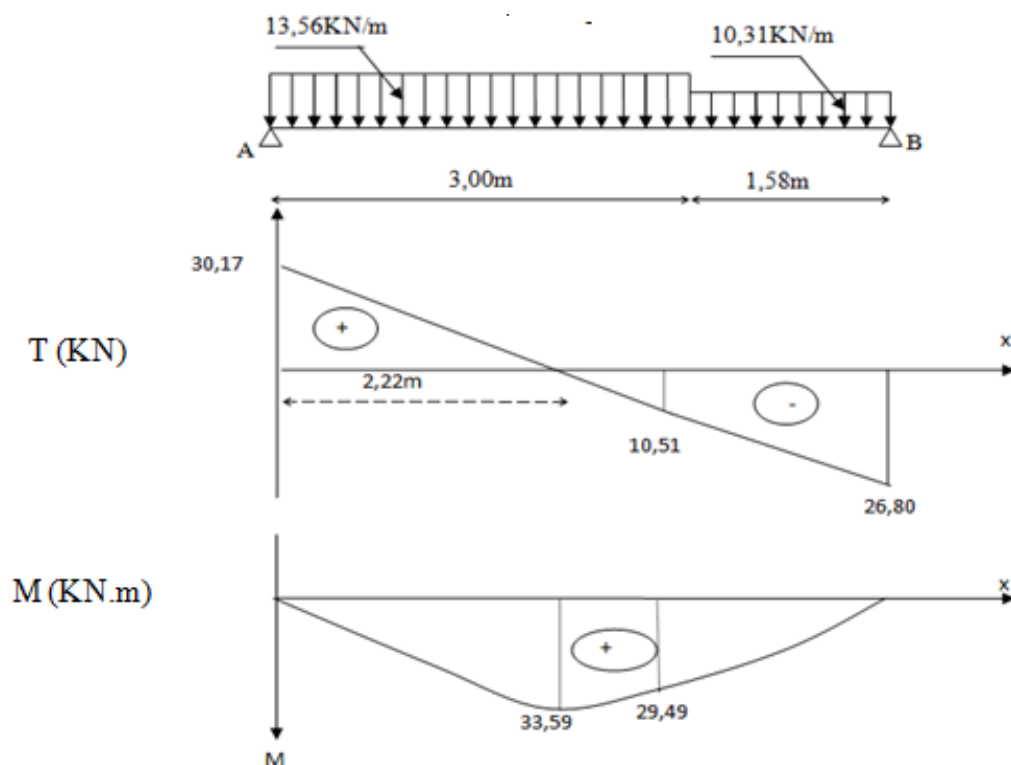


Figure IV. 10: Diagrammes Moments et efforts tranchant (M, T) de l'escalier.

C.5) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U

On a: $M_{\max} = 33,59 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 28,55 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 13,44 \text{ kN.m}$$

D) Ferrailage de l'escalier**D.1) En travée**

Le moment ultime :

$$M_t = 28,55 \text{ kN.m} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 0,9h = 10,8 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{28,55 \times 10^3}{100 \times (10,8)^2 \times 14,17} = 0,173 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a : $\beta = 0,905$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3,95 \times 10^3}{0,905 \times 10,8 \times 348} = 8,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T16 avec : $A_{adm} = 10,05 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

D.2) Sur appuis

$M_a = 13,44 \text{ KN.m} ; h = 14 \text{ cm} ; d = 0,9h = 12,6 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,44 \times 10^3}{100 \times (12,6)^2 \times 14,17} = 0,060 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

On a : $\beta = 0,969$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,44 \times 10^3}{0,969 \times 12,6 \times 348} = 3,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 33 \text{ cm}$.

e) Vérifications**e.1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,74 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e.2) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{30,17 \times 10}{10,8 \times 100} = 0,28 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e.3) Vérification au niveau des appuis

$$A_{\min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(30,17 + \frac{13,44 \cdot 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 4,27 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adm}} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,27 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{\max} = 24,12 \text{ kN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{\max} = 20,50 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{\max} = 9,65 \text{ kN.m}$$

f.1) En travée

$$M_{t \text{ ser}} = 20,50 \text{ kN.m ; } A_s = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 115,5 y - 1247,4 = 0 \rightarrow y = 3,897 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,97^3}{3} + 15 \times 7,70 (10,8 - 3,97)^2 = 7473,64 \text{ cm}^4.$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{20,50 \times 10^3}{7473,64} \times 3,97 = 10,89 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,89 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Sur appuis

$$M_{a \text{ ser}} = 9,65 \text{ kN.m ; } A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 67,8 y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,50 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = \frac{100 \times 3,50^3}{3} + 15 \times 4,52(12,6 - 3,50)^2 = 7043,54 \text{ cm}^4.$$

- **Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9,65 \times 10^3}{7043,54} \times 3,50 = 4,80 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{300} = 0,057 \geq \frac{1}{30} = 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,56}{100 \times 10,8} = 0,0052 \leq \frac{1}{30} = 0,0050 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

h) Schéma de ferrailage

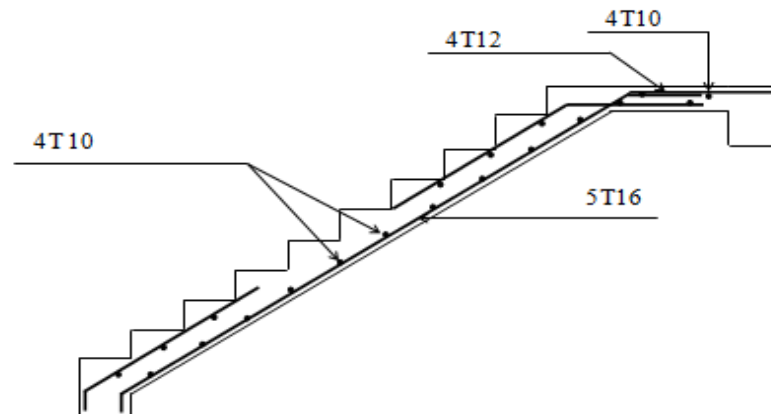


Figure IV. 11: Schéma de ferrailage de l'escalier.

IV.4.5. Étude de la poutre palière

IV.4.5.1. Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$$

On prend : $h = 30 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h_t}{b} = 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

IV.4.5.2.Charges supportées par la poutre

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm):

$$G_m = 3,06 \times 2 = 6,12 \text{ kN/m}$$

Réaction du palier : $R_b(\text{ELU}) = 26,80 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 6,12)) + 26,80 = 38,10 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 6,12 + 26,80 = 35,17 \text{ kN/m}$$

IV.4.5.3.Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{38,10 \times 2,70^2}{8} = 34,72 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 29,51 \text{ kN.m} , M_a = 0,40M_0 = 13,89 \text{ kN.m}$$

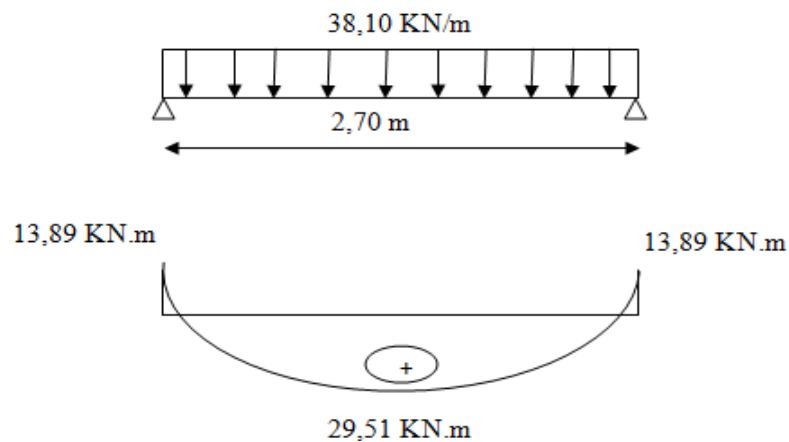


Figure IV. 12:Diagramme du moment pour la poutre palière.

IV.4.5.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On à : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

- **En travée**

Le moment ultime :

$$M_t = 29,51 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{29,51 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,095 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,950$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,51 \times 10^3}{0,950 \times 27 \times 348} = 3,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 8T10 avec : $A_{adm} = 6,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis**

Le moment ultime :

$$M_a = 13,89 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,89 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,045 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,977$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,89 \times 10^3}{0,977 \times 27 \times 348} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10 avec : $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

IV.4.5.5. Vérifications de la poutre palière

Tableau IV. 6 : Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 4,71 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 2,36 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 8,28 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 3,90 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25\text{Mpa}$	$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

IV.4.5.6. Ferrailage des armatures transversales**a) Détermination du diamètre des armatures transversal**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right\} = \min\{8,6 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq \min\{27 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_1\} = \min\{15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_1 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$; On prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

c) La longueur de scellement droit l_s

$$l_s = \frac{\Phi_1 f_e}{4\tau_e} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm.}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$.

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,05 \text{ cm.}$$

IV.4.5.7.Calcul de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{270} = 0,11 \geq \frac{29,51}{10 \times 34,72} = 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,71}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{30 \times 27} = 0,0058 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.4.5.8.Schéma de ferrailage de la poutre palière

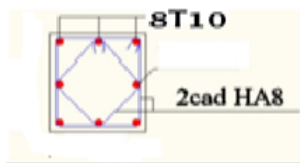


Figure IV. 13:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

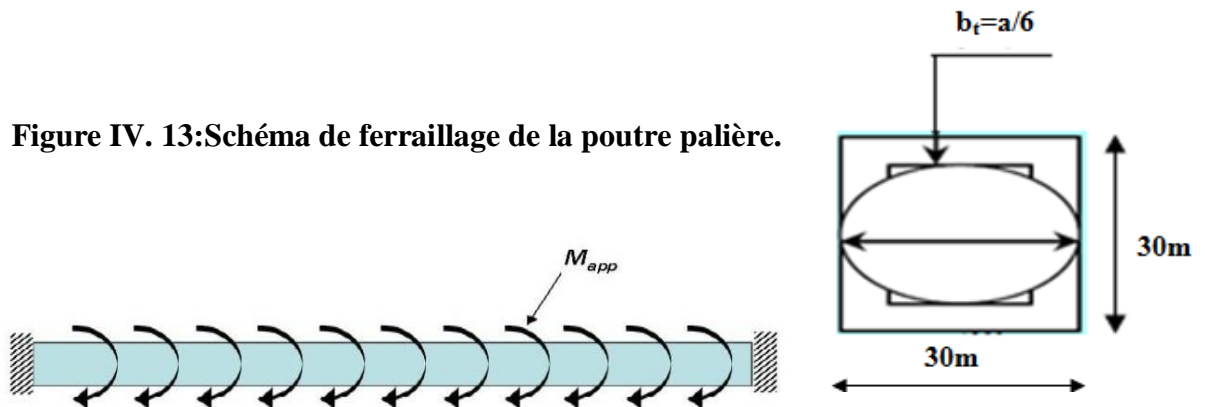


Figure IV. 14:La poutre palière à la torsion.

IV.4.6.Calcul de la poutre palière à la torsion

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

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 13,44 \text{KN.m}$$

IV.4.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

a) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Sections pleines : à ELU noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle vis -à-vis de la torsion.

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

M_t : moment de torsion ($M_t = 13,44 \text{KN.m}$)

$$e = (a/6) = (b/6) = (30/6) = 5 \text{cm.}$$

Ω : Aire du contour à mi- épaisseur.

$$\Omega = (a-e) \times (b-e) = 625 \text{cm}^2$$

D'après le BAEL :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13,44 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 2,15 \text{MPa.}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{\text{ul}} \leq \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{Mpa}\right) = 3,33 \text{Mpa}$$

b) Contraintes de cisaillement due à l'effort tranchant

Les contraintes dues à l'effort tranchant et à la torsion doivent être combinées et comparées aux contraintes limite données précédemment.

$$\tau_f = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30,17 \times 10}{30 \times 27} = 0,37 \text{MPa.}$$

• Résistance en torsion et flexion

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{\text{u limite}}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,37)^2 + (2,15)^2 = 3,19 \text{MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 4,76 \text{MPa} \leq 11,09 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

IV.5.Conclusion

Nous avons présentés le calcul et le ferrailage des éléments non structuraux (l'acrotère, balcon, escalier).



Chapitre V :

Étude Sismique

V.1.Introduction

Le séisme est le résultat de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, le résultat de la rupture des roches en surface s'appelle une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer.

Plus rares sont les séismes dus à l'activité volcanique ou d'origine artificielle (explosions par exemple). Il se produit de très nombreux séismes tous les jours, mais la plupart ne sont pas ressentis par les humains. Environ cent mille séismes sont enregistrés chaque année sur la planète. Les plus puissants d'entre eux comptent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices. La science qui étudie ces phénomènes est la sismologie (étudiée par des sismologues) et l'instrument d'étude principal est le sismographe.

V.1.1.Causes du séisme

- 1- Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- 2- Actions de l'eau souterraine.
- 3- Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

V.1.2.Effets du séisme sur les structures

- La translation du sol entraîne des oscillations forcées dans les structures portées.
- Les composantes horizontales H (qui sont dangereuses) produisent des oscillations latérales de flexion dans les 2 directions.
- Dissymétrie de rigidité ou de masse dans la structure qui
- V.1.3.L'étude sismique produit des oscillations de torsion d'axe vertical.
- Les composantes verticales V produisent des vibrations longitudinales qui affectent la résistance des poteaux aux charges latérales et leur ductilité.

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

V.2.Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3.Méthodes de calcul

Selon le (R.P.A 99/version2003)le calcul des forces sismiques peut être mener suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- Méthode statique équivalente.

V.3.1.Analyse statique équivalente

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2.Analyse modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.3.Choix de la méthode

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable puisque notre bâtiments ne vérifient pas toutes les conditions de l'article (4.1.2),D'où la méthode choisit sera la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.Modélisation

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire.

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment. Il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

V.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle est introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel (**ETABS V9.7.4**) qui peut les calculer suivant différentes méthodes : (Réponse Spectrum Function, Time History Function, ...)

(**Réponse Spectrum Function**) a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code...etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, (**ETABS V9.7.4**) offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau...etc).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments (**SHELL**) à quatre nœuds.
 - Les dalles ont été modélisées par des éléments (**SHELL**) (dalles pleines).
 - La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité $\beta.Q$ selon **RPA99/version 2003** (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.4.3.Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre

Modélisation de la structure

Cette étape consiste à construire un modèle équivalente au projet réel, concernant la géométrie et les liaisons entre les éléments de modèle comme suite.

- **Edite Grid data**

Nous permet de définir les grille à suivre prochainement.

- **Add New System**

Pour ajoute un autre forme cartésien ou cylindrique.

- **Define materials**

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

1. CONC (béton).
2. STEEL (acier).
3. OTHER (autre).

- **Define/frame section**

Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (**poteau ; poutre**).

- **Define/static load case**

Pour définir les types des charges statiques(**G,Q**) et leurs coefficients de majoration.

- **Assign /joint /restreint**

Pour définir le degré de liberté de nœuds sélectionnés (translations et rotations).

- **Assign /joint / diaphragme**

Pour l'affectation d'un diaphragme rigide.

- **Assign/frame line load /Distributed:**

Permet d'appliquer les charges réparties sur élément frame sélectionné.

- **Define /load combinaison**

Permet de définir les différentes combinaisons d'actions.

- **Define response spectrum function**

Pour introduire la fonction de la réponse spectrale de la structure d'après un fichier texte.

- **Define response spectrum Cases**

Pour la nomination l'effort sismique, et la détermination de leur sens d'application, amortissement, angle d'excitation et la portion d'excentricité.

- **Définition du centre de masse**

Lorsque la définition des diaphragmes des plancher **ETABS** permet une création automatiquement d'un nœud (c'est le centre des masses) ainsi il sera lié tous les nœuds situés à ce plan par ce dernier avec une excentricité qu'il est définir précédemment.

- **Analyse /set options**

Pour spécifier le nombre des modes propres de vibration à tenir en compte dans le calcul.

- **Analyse/ Run**

C'est la commande qui permet de lancer le calcul.

V.4.4. Organigramme des étapes de la modélisation

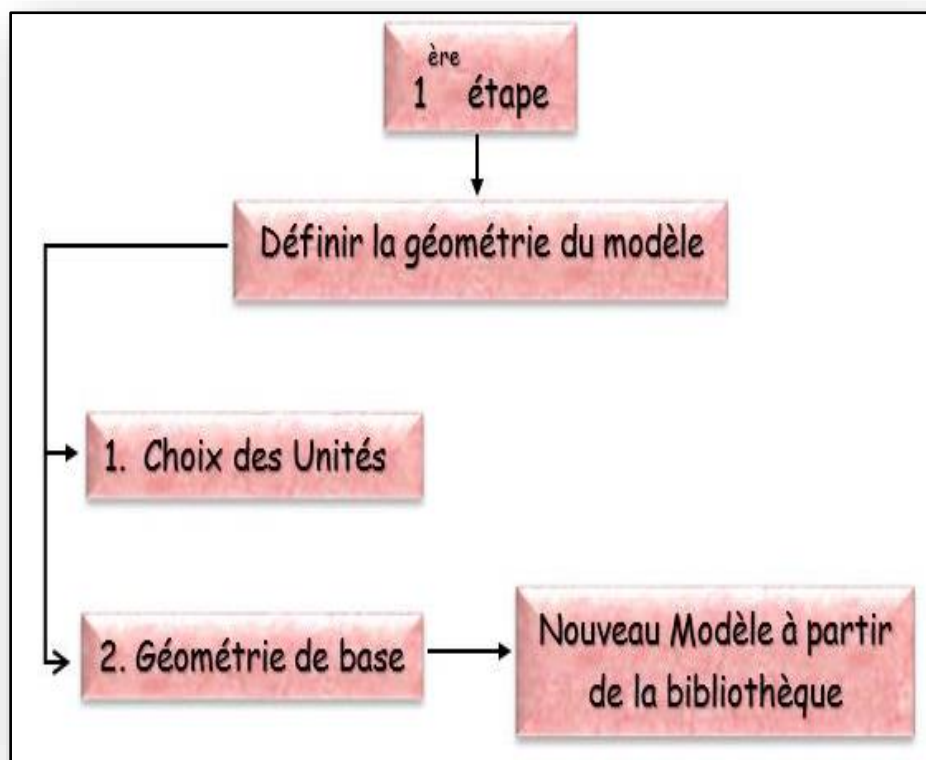


Figure V.1 : Organigramme de la première étape de la modélisation.

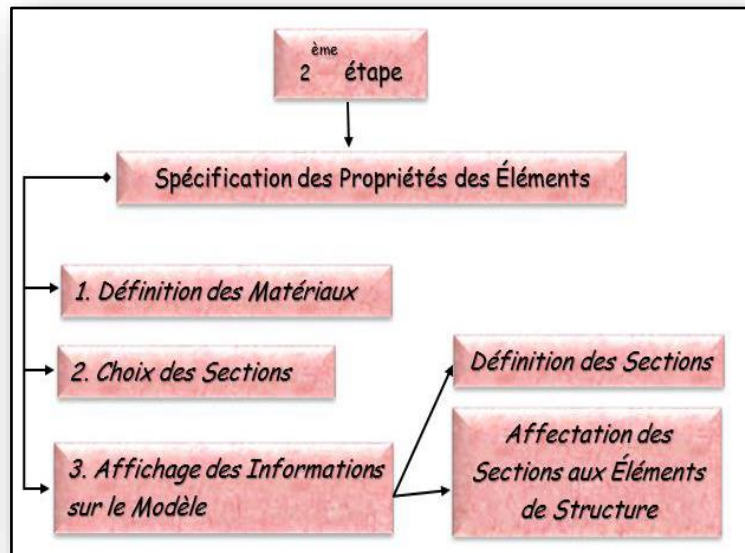


Figure V.2 : Organigramme de la deuxième étape de la modélisation.

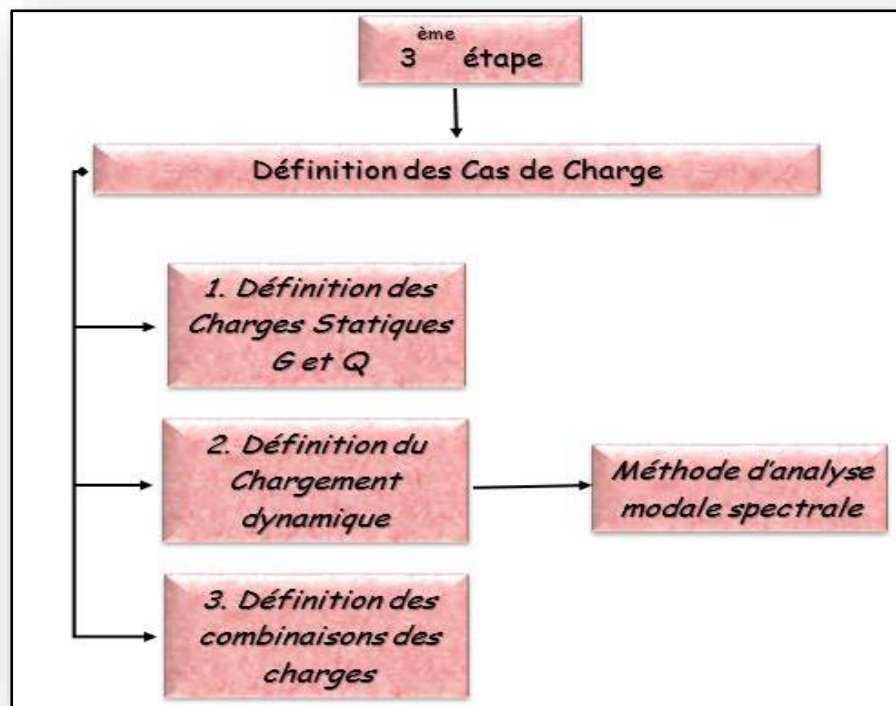


Figure V.3: Organigramme de la troisième étape de la modélisation.

V.5.Évaluation des efforts sismiques

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse on utilise le programme « spectre» qui permet de donner donnent les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & \text{si } T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

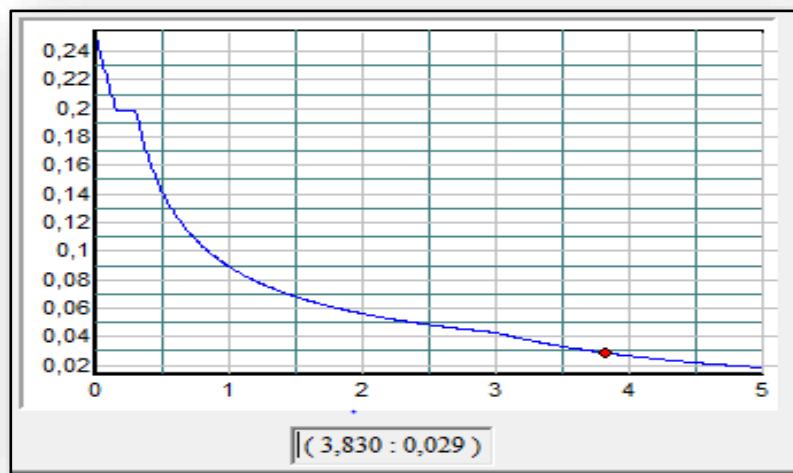


Figure V.4: Spectre de réponse.

Avec: $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

V.6.Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des (R.P.A99/Version 2003) :

Avec

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

V.6.1.Coefficient d'accélération de zone «A »

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \Rightarrow A = 0,20 \right.$$

V.6.2.Facteur d'amplification dynamique moyenne« D»

Est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

V.6.3.Pourcentage d'amortissement critique« ξ »

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10\% \left\{ \begin{array}{l} \text{voiles en béton armé.} \\ \text{Remplissag e dense.} \end{array} \right.$$

V.6.4.Le facteur de correction d'amortissement « η »

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,763 \geq 0,7$$

V.6.5.La valeur de la période fondamentale« T»

De la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{array} \right.$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau ;

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

Q : Facteur de qualité ;

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

On à

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée à la catégorie du sol :

Sol rocheux \Rightarrow Site 01 donc $T_1 = 0,15\text{sec}$ et $T_2 = 0,30\text{sec}$.

On a

$$T_2 \leq T \leq 3\text{ s} \rightarrow 0,30\text{s} \leq 0,94\text{s} \leq 3\text{s}.$$

T : La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 31,29\text{m}.$$

$$C_t = 0,050.$$

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} = 0,050 \times (31,29)^{3/4} = 0,661\text{s}.$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23,00\text{m}$$

$$\Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (31,29)^{3/4} = 0,661\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{31,29}{\sqrt{22,00}} = 0,587\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,587\text{s}.$$

$$D_y = 14,8\text{m}$$

$$\Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (31,29)^{3/4} = 0,661\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{31,29}{\sqrt{14,8}} = 0,732\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,661\text{s}.$$

On prend :

$$T = 0,587\text{s}.$$

$$\Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 \times \left(\frac{0,30}{0,587} \right)^{2/3} = 1,21$$

V.6.6. Coefficient de comportement de la structure « R »

- Mixte portiques/voiles $\Rightarrow R = 4$

V.6.7. Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »

$$Q = 1 + \Sigma Pq = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,30$$

V.6.8. La masse de la structure « W »

La valeur W à prendre en compte est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau de la structure.

$$W = \sum W_i$$

Avec

$$W_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : Poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : Charge d'exploitation.

V.6.9.Coefficient de pondération« β »

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des salles de classes, restaurant, dortoirs, salles de réunions avec places) $\Rightarrow \beta = 0,2$.

Le tableau suivant résume le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 23,50 \times 15,30 = 359,55\text{m}^2$.

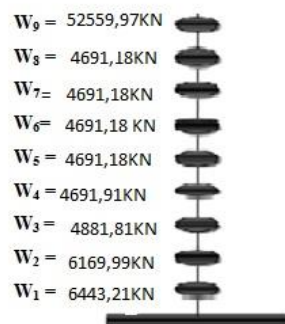


Figure V.5: Poids de chaque étage.

Tableau V.1: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	S/SOUL	RDC	1 ^{er}	2 ^{ème} -6 ^{ème}	7 ^{ème}
Acrotère	$G_a \times \sum L$	—		—	—	167,90
Plancher (Corps creux)	$G_{cc} \times S$	1630,94	1630,94	1630,94	1630,94	2209,19
Plancher (Dalle pleine)	$G_{dp} \times S$	138,17	138,17	138,17	138,17	138,17
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	690	612	484,5	484,5	484,5
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	428,75	428,75	428,75	428,75	428,75
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	491,05	491,05	491,05	491,05	491,05
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t$ $\times \sum L$	753,94	688,72	529,40	529,40	529,40
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \times \sum L$	1150	1020	807,00	807,00	807,00
Escaliers à 2 volées	$G_v \times S_v + G_p \times S_p$	—	—	40,09	40,09	40,09
Escaliers à 3 volées	$G_v \times S_v + G_p \times S_p$	69,03	69,03	—	—	—
Charge permanente	$\sum G_i$	4923,13	4649,91	4121,15	4121,15	4867,3
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	1520,08	1520,08	760,04	570,03	392,67
Poids total W_i	$G + \beta \times P$	6443,21	6169,99	4881,15	4691,18	5259,97
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	46210,22				

V.7.Définition des masses

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau (voir tableau V.2).

$$D'où : I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_M : Inertie massique (t.m²) ;

M: Masse sismique qui égale au rapport W/g ;

W :Le poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de pesanteur 9,81 ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

X_G et Y_G : coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max.

x_g et y_g : coordonnées du centre de gravité.

Tableau V.2: Masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau.

Niveau	Poids	Surface	x_g	y_g	X_g	Y_g	I_{xg}	I_{yg}	Masse sismique M(KN)	I_M (KN.m ²)
	W(KN)	(m ²)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m ⁴)	(m ⁴)		
7 ^{ème}	5259,97	359,55	9,92	7,43	10,147	7,41	6213,43	14600,4	536,18	11443,62
6 ^{ème}	4691,18	346,9	9,76	7,43	9,986	7,41	6205,01	14577,29	478,20	28648,30
5 ^{ème}	4691,18	346,9	9,63	7,42	9,856	7,40	6205,01	14577,29	478,20	28648,30
4 ^{ème}	4691,18	346,9	9,48	7,42	9,708	7,40	6205,01	14577,29	478,20	28648,30
3 ^{ème}	4691,18	346,9	9,27	7,42	9,504	7,40	6205,01	14577,29	478,20	28648,30
2 ^{ème}	4691,18	346,9	8,95	7,42	9,181	7,40	6205,01	14577,29	478,20	28648,30
1 ^{ér}	4881,15	346,9	8,35	7,43	8,576	7,40	6205,01	14577,29	497,56	29808,13
R.D.C	6169,99	346,9	6,92	7,42	7,148	7,40	6205,01	14577,29	628,94	37678,92
S/SOUL	6443,21	346,9	3,94	7,39	4,168	7,44	6205,01	14577,29	656,80	39347,98

V.8. Disposition des voiles

La forme architecturale et la présence de locaux commerciaux dans notre structure a compliqué le choix de disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti, soit à un mauvais comportement de la structure, soit au non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure position c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes (R.P.A99/Version 2003) tel que période, déplacements, participation de la masse et l'effort tranchant à la base.

Après plusieurs essais, on a retenu la disposition représentée en figure V.6.

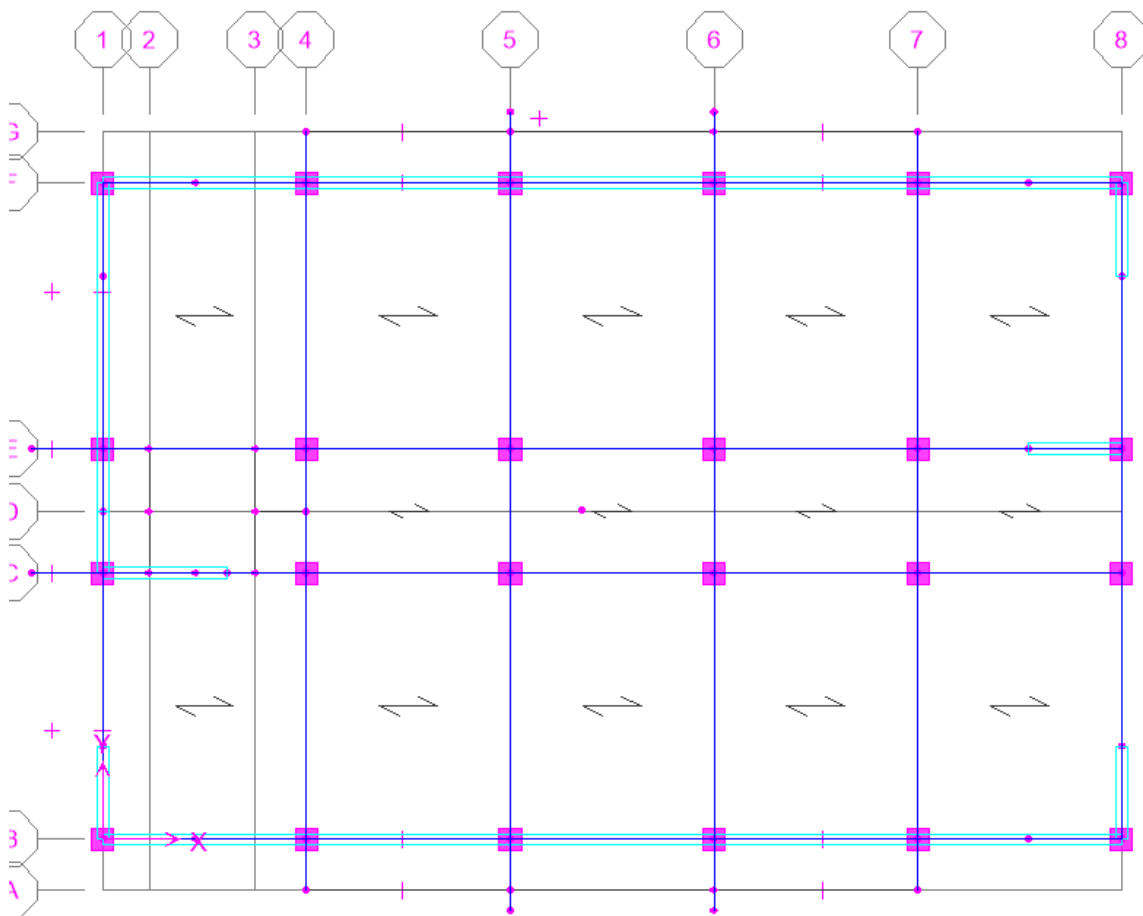
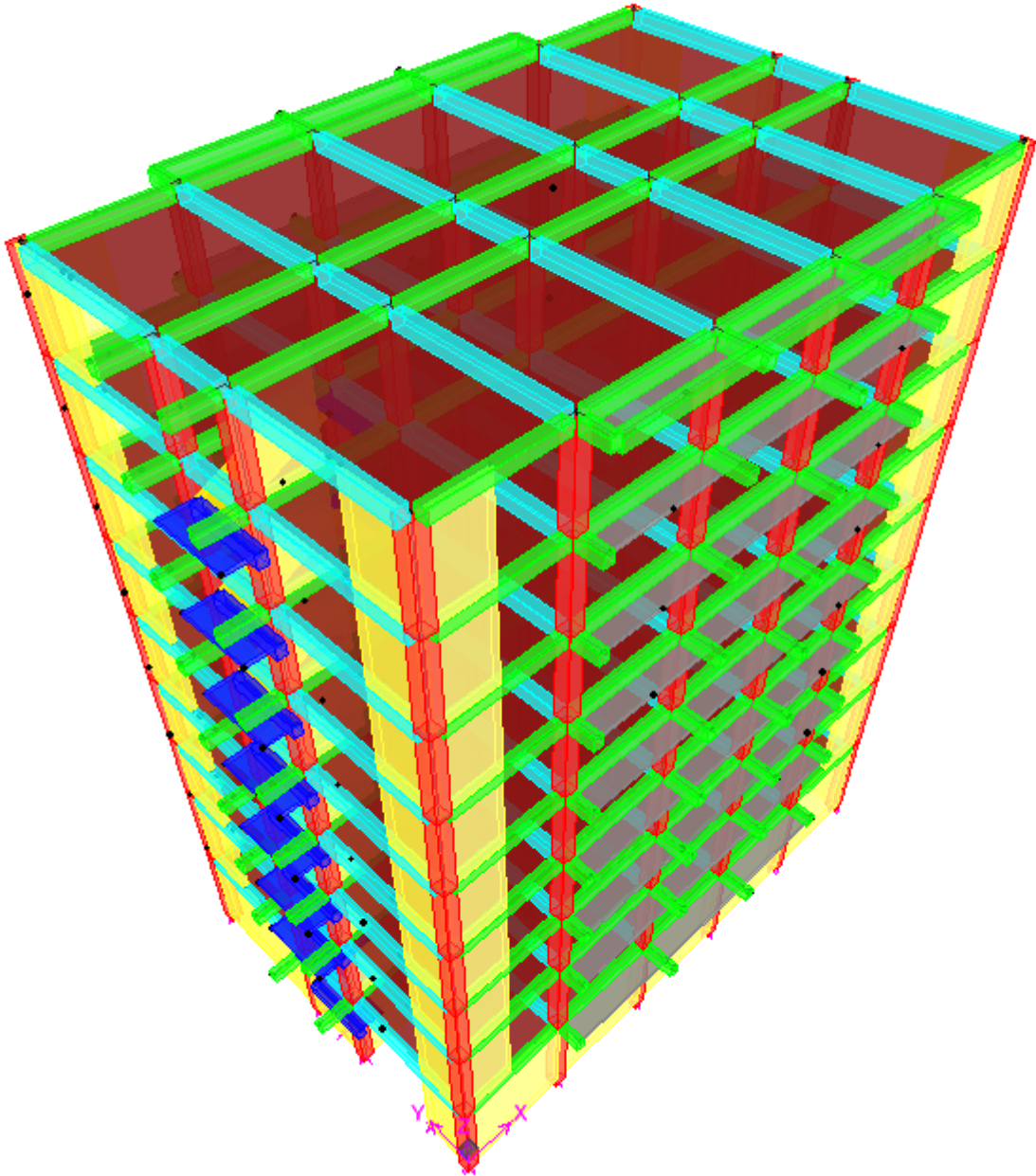
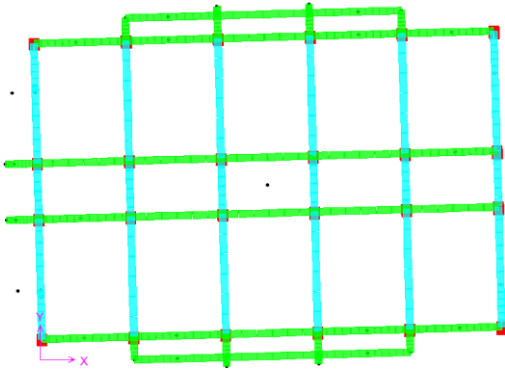


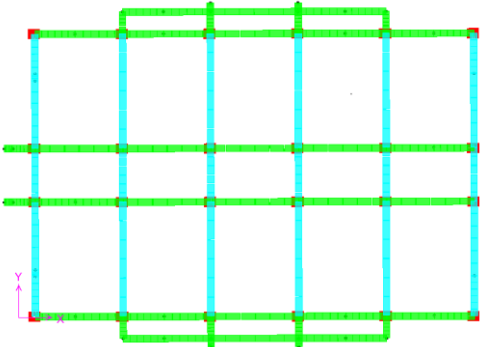
Figure V.6: Disposition des voiles.

Figure V.7: Vue en 3D du model obtenu par logiciel ETABS 9.7.4.

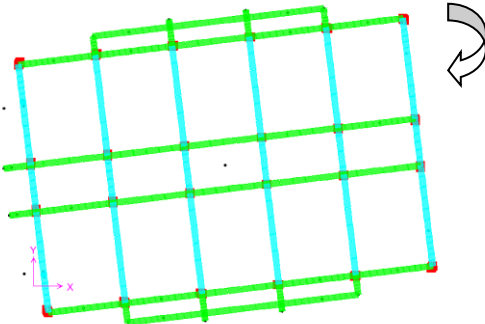




Mode 01



Mode 02



Mode 03

Figure V.8: Modes principaux de la vibration.

V.9. Vérifications**V.9.1. Calcul de l'effort tranchant**

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

$$\begin{cases} A = 0,20. \\ D = 0,587. \\ Q = 1,30. \\ W = 46210,22t. \end{cases}$$

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

$$\Rightarrow V_{dx} = \frac{0,20 \times 0,587 \times 1,30 \times 46210,22}{4} \Rightarrow V = 1763,15 \text{ kn}$$

$$\Rightarrow V_{dy} = \frac{0,20 \times 0,661 \times 1,30 \times 46210,220}{4} \Rightarrow V = 1985,42 \text{ kn.}$$

V.9.1.1. Sens longitudinal

$$V_{dx} = 3441,81 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1763,15 \text{ KN} = 1410,52 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.9.1.2. Sens transversal

$$V_{dy} = 3402,88 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 80\% \times 1985,42 \text{ KN} = 1588,33 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.9.2. Calcul des coefficients de participation modale

On doit vérifier que :

$$\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$$

Avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 46210,22 \text{ KN}$$

Le logiciel **ETAPS V9.7.4** peut déterminer directement les valeurs des coefficient de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau V.3: Participation massique cumulée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,949937	0,4027	68,4826	0	0,4027	68,4826	0
2	0,871873	65,2296	0,4142	0	65,6323	68,8968	0
3	0,664756	0,0076	2,2911	0	65,6399	71,1879	0
4	0,267125	0,0187	13,0305	0	65,6587	84,2184	0
5	0,225078	13,6272	0,012	0	79,2859	84,2304	0
6	0,174384	0,002	0,0679	0	79,2879	84,2983	0
7	0,125244	0,0001	5,9871	0	79,288	90,2854	0
8	0,1009	5,5561	0,0004	0	84,8441	90,2858	0
9	0,07847	0,0004	0,5521	0	84,8445	90,8378	0
10	0,072327	0,0006	3,3038	0	84,8451	94,1416	0
11	0,0576	3,3147	0	0	88,1597	94,1416	0
12	0,050619	0	2,8162	0	88,1598	96,9578	0
13	0,044276	0,0012	0,2302	0	88,1609	97,188	0
14	0,038333	0,0006	1,8522	0	88,1615	99,0402	0
15	0,038229	2,6845	0,0016	0	90,846	99,0419	0
16	0,030973	0,0029	0,1217	0	90,8489	99,1636	0
17	0,030088	0,0013	0,5714	0	90,8502	99,735	0
18	0,028436	3,3962	0,0003	0	94,2464	99,7353	0
19	0,025553	0,0021	0,0915	0	94,2485	99,8268	0
20	0,023925	0,0674	0,1301	0	94,3159	99,9569	0
21	0,02367	4,236	0,002	0	98,5519	99,959	0
22	0,022652	0,0003	0,016	0	98,5523	99,975	0
23	0,020819	1,3077	0,0001	0	99,8599	99,9751	0
24	0,020431	0,0016	0,0165	0	99,8615	99,9917	0
25	0,020171	0	0	0	99,8615	99,9917	0
26	0,020114	0	0,0006	0	99,8615	99,9923	0
27	0,019216	0,0008	0,0055	0	99,8623	99,9977	0

a- Sens longitudinal

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 99,86\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 99,99\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.9.3. Vérification de la période

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale "T".

$$T_{\text{dyn}} = 0,949 \text{ sec} < 1,30 \times T_{\text{st}} \times 0,587 = 0,763 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau V.4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (s)
1	0,949937
2	0,871873
3	0,664756
4	0,267125
5	0,225078
6	0,174384
7	0,125244
8	0,1009
9	0,07847
10	0,072327
11	0,0576
12	0,050619
13	0,044276
14	0,038333
15	0,038229
16	0,030973
17	0,030088
18	0,028436
19	0,025553
20	0,023925
21	0,02367
22	0,022652
23	0,020819
24	0,020431
25	0,020171
26	0,020114
27	0,019216

V.9.4.Vérification des déplacements

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.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ;$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement ; R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Le tableau suivant résume les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.5: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Dx(m)	Dy(m)
	δ_{ex}	δ_x	δ_{ey}	δ_y		
7 ^{ème}	0,0375	0,15	0,0402	0,1608	0,0200	0,0145
6 ^{ème}	0,0331	0,1324	0,0364	0,1456	0,0195	0,0150
5 ^{ème}	0,0284	0,1136	0,0321	0,1284	0,0185	0,0140
4 ^{ème}	0,0234	0,0936	0,0274	0,1096	0,0180	0,0130
3 ^{ème}	0,018	0,072	0,0222	0,0888	0,0160	0,0120
2 ^{ème}	0,0127	0,0508	0,0167	0,0668	0,0145	0,0105
1 ^{ér}	0,0076	0,0304	0,0112	0,0448	0,0120	0,0090
RDC	0,0033	0,0132	0,006	0,024	0,0085	0,0065
S/SOUL	0,0002	0,0008	0,0014	0,0056	0,0050	0,0040

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% \times h_e = 0,0408$; donc la condition est vérifiée.

V.9.5.Vérification de l'effet P- Δ

Les effets du seconde ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » ;

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K";

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \times T \times V & \text{si : } T > 0,7\text{sec;} \\ F_t = 0 & \text{si : } T \leq 0,7\text{sec.} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t \neq 0$) puisque : $T = 0 \text{ sec} > 0,7\text{sec}$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante:

$$F_i = (V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i / \sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j$$

Avec:

F_i : effort horizontal revenant au niveau i ;

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i ;

h_j : niveau d'un plancher quelconque ;

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher $i ; j$.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau «K » par rapport au niveau « K-1 » ;

h_K : Hauteur de l'étage « K ».

$$\text{Si : } \begin{cases} \theta_K \leq 0,1 \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_K \leq 0,2 \text{ Amplifiant les effets de } \frac{1}{(1-\theta_K)}. \\ \theta_K > 0,2 \Rightarrow \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V.6: Vérification à l'effet P-Δ.

Niveau	Hauteur	W_i	P_K	Sens-x			Sens-y		
				Δ_K	V_K	θ	Δ_K	V_K	θ
7 ^{ème}	31,29	5259,97	4579,87	0,02	900,85	0,00325	0,0145	831,58	0,0025522
6 ^{ème}	28,06	4691,18	8588,06	0,0195	1529,02	0,003903	0,015	1418,6	0,0032362
5 ^{ème}	24,83	4691,18	12596,3	0,0185	2049,77	0,004579	0,014	1918,77	0,0037014
4 ^{ème}	21,6	4691,18	16604,4	0,018	2479,84	0,00558	0,013	2339,67	0,0042713
3 ^{ème}	18,37	4691,18	20612,6	0,016	2827,88	0,006349	0,012	2691,38	0,005003
2 ^{ème}	15,14	4691,18	24620,8	0,0145	3096,77	0,007614	0,0105	2974,3	0,0057409
1 ^{er}	11,91	4881,15	28682,3	0,012	3284,74	0,008798	0,009	3187,14	0,0068005
RDC	8,68	6169,99	33287,8	0,0085	3394,27	0,009604	0,0065	3333,51	0,0074779
S/SOL	4,6	6443,21	39322,3	0,005	3441,61	0,012419	0,004	3402,88	0,0100484

- **Remarque**

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique et sismique on peut dire que la structure peut résister aux chocs extérieurs tels que le séisme.

Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABSV 9.7.4**.

V.10.Conclusion

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le **(R.P.A99/version 2003)**, ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre VI :

Étude des portiques

VI.1. Introduction

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

VI.2. Étude des charges verticales et horizontales

L'étude charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres, voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme (ETABS V 9.7.4) ce qui nous a permis de calculer les portiques.

VI.3. Les combinaisons de calcul

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données ci-dessus, les éléments de la structure doivent être dimensionnés par les combinaisons des charges sur la base des règlements [B.A.E.L 91 modifiée 99 et R.P.A 99/ (version 2003)].

VI.3.1. Poutres

➤ Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)

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

➤ Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

VI.3.2. Poteaux

➤ Sollicitation du 1^{er} genre (B.A.E.L 91 modifiée 99)

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

➤ Sollicitation du 2^{ème} genre [R.P.A 99/ (version 2003)]

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec : G : Charge permanente ;

Q : Charge d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.4. Ferrailage des poutres

VI.4.1. 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1} .

- Sollicitation du 2^{ème} genre $\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1} .

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « **E.L.U** » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b).

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=500$ MPa.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48$ MPa.

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=434,78$ MPa.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17$ MPa.

VI.4.2.Les armatures minimales

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003)** on à :

➤ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$

➤ Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

VI.4.3.Poutre principale (35x50) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on à :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 35 \times 50}{100} = 8,75 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 35 \times 50}{100} = 70 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 35 \times 50}{100} = 105 \text{ cm}^2.$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VI.4.3.1. Exemple de calcul

a)Poutre principale (35x50)

➤ **En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 111,77 \text{ KN.m.}$$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 183,75 \text{ KN.m.}$

$M_{sp2}/M_{sp1}=2,58 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}) .

Données : • Largeur de la poutre $b=35\text{cm}$;

- Hauteur de la section $h_t=50\text{cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=45\text{cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=500 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	183,75 KN.m	$\mu=0,183 < \mu_1=0,372$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,188	
État limite de compression du béton	$\mu_1=0,372$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,995$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	9,44 cm²	

➤ **Sur appuis**

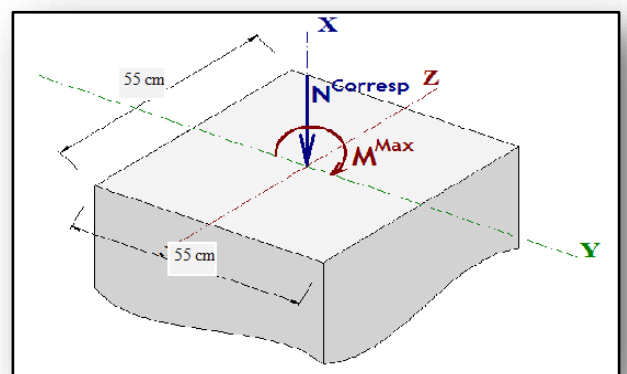
$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 156.44 \text{ KN.m.}$

$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 240,27 \text{ KN.m.}$

$M_{sp2}/M_{sp1}=2,55 > 1,15$ donc le calcul se fait sous (S_{p2}) .

Données :

- Largeur de la poutre $b=35 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t= 50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9 \times h_t=45\text{cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=500 \text{ MPa}$;



- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VI.2 : Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	240,27KN.m	$\mu=0,239 < \mu_1=0,372$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,239	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,372$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,904$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	13,58 cm²	

VI.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC +étage	Appuis	156,44	240,27	240,27	8,75	13,58	4T16+4T14=14,20
	Travée	111,77	183,75	183,75		9,44	4T16+4T12=12,56

VI.4.4. Poutre secondaire (35x40) cm²

VI.4.4.1. Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = \frac{0,5 \times 35 \times 40}{100} = 7 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section).}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = \frac{4 \times 35 \times 40}{100} = 56 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max 2} = 6\% \times b \times h_t = \frac{6 \times 35 \times 40}{100} = 84 \text{ cm}^2.$$

VI.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VI.4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC+etage	Appuis	93,80	174,93	174,93	7	12,35	4T16+4T12=12,56
	Travée	87,25	162,22	162,22		11,52	4T16+4T12=12,56

VI.4.5. Calcul les armatures transversales

VI.4.5.1. Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (14,28 ; 35 ; 16) ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

VI.4.5.2. Calcul de L'espace

Selon le **R.P.A 99/version 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \\ S_t \leq \min (40,5 ; 40 \text{ cm}) \end{array} \right. \leq 35 \text{ cm.}$$

- **Zone nodale**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (12\Phi_l ; h/4) \\ S_t \leq \min (19,20 ; 12,5 \text{ cm}) \end{array} \right. \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

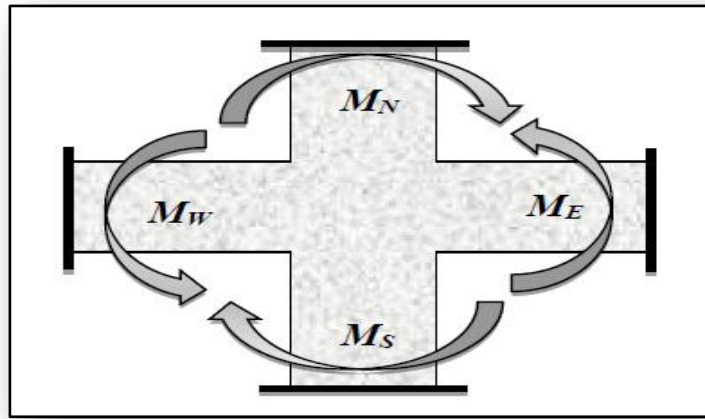


Figure VI.1 : Répartition des moments dans la zone nodale.

- **Zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 15\text{cm.}$$

VI.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,6 \times 500 / (4 \times 2,84) = 70,42\text{cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,6 = 8,8 \text{ cm.}$

VI.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi/2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 45\text{cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 32,60\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 9,91 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 32,5\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 9,97 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,6\text{cm} \quad ; \quad L_2 = 32,4\text{cm} \quad ; \quad L_1 = 10,02\text{cm.}$$

VI.4.8. La longueur de recouvrement

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow l = 64\text{cm.}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VII.4.9. Les vérifications

VI.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S)

a) Poutre principale (35x50) cm²

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0,23 \times 35 \times 45 \times \frac{2,1}{500} = 1,52 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$Condition vérifiée.

➤ En travée

Il faut vérifier que :

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

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

Le moment maximum en travée $M_{t\max} = 183,75 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 78,65 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,144 \text{ et } \gamma = \frac{187,75}{78,65} = 2,39$$

$$\alpha \leq \frac{2,39}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,945 \text{.....Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{a\max} = 240,27 \text{ KN.m}$.

$$M_{\text{ser}} = 111,29 \text{ N.m.}$$

$$\alpha = 0,180 \text{ et } \gamma = \frac{240,27}{111,29} = 2,16$$

$$\alpha \leq \frac{2,16-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,830 \text{.....Condition vérifiée.}$$

b) Poutre secondaire (35x40) cm²

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 36 \times \frac{2,1}{500} = 1,22 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$Condition vérifiée.

➤ **En travée**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en travée $M_{tmax} = 162,22 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 63,56 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,043 \text{ et } \gamma = \frac{162,22}{63,55} = 2,55$$

$$\alpha \leq \frac{2,55-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 1,025 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sur appuis**

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{amax} = 174,93 \text{ KN.m}$

$$M_{ser} = 67,99 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha = 0,067 \text{ et } \gamma = \frac{174,93}{67,99} = 2,57$$

$$\alpha \leq \frac{2,57-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 1,03 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.9.2.Vérification de l'effort tranchant

c)Vérification de l'effort tranchant : (poutre principale)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 132,20 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{132,2 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,45} = 0,84 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \{ \min 0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa} \}$

$$\tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

d)Vérification de l'effort tranchant : (poutre secondaire)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 76,3 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{76,3 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,36} = 0,605 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{ 0,2(\frac{f_{cj}}{\gamma_b}) ; 5 \text{ MPa} \}$

$$\tau_u = 0,605 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

VI.4.9.3.Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

B.A.E.L91 modifiée 99 (Art B.6.5).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

e)Poutres principales

$M_{tmax} = 183,75 \text{ KN.m ;}$

$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(4,37+4) \times 6^2}{8} = 37,68 \text{ KN.m.}$

(à l'E.L.S) ; $A_s=13,58 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > 1/16 ; 0,083 > 0,0625 \dots \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{L} > M_t/10M_0 ; 0,083 > 0,048 \dots \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,0086 < 0,0084 \dots \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.

f)Poutres secondaires

$M_{tmax} = 162,22 \text{ KN.m ;}$

$M_0 = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(3,5+4)(4,6)^2}{8} = 19,84 \text{ m.}$

(à l'E.L.S)

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; 0,087 > 0,0625 \dots \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4,2}{f_e} ; 0,009 < 0,0084 \dots \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée.

Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales.(35x50)

Niveau	Travée	Appuis
RDC+ étage courant		

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres secondaires (35x40)

Niveau	Travée	Appuis
RDC+ étage courant		

VI.5.Ferrailage des poteaux

VI.5.1.Méthode de calcul

En général, Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens. Leur ferrailage se fait à la

flexion composée avec une fissuration peu nuisible; il est déterminé selon les combinaisons suivantes :

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 Combinaisons suivante :

- 1^{er}Genre : $1,35G+1,5Q$

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases}$$
- 2^{ème}Genre : $0,8G \pm E$.

$$\begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases}$$

Dans le calcul relatif aux « E.L.U », on introduit des coefficients de sécurité(γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 500 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$$
- Pour les autres cas :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,1 \Rightarrow \sigma_s = 435 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1, \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases}$$

VI.5.2.Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,8% (zone IIa).

- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4 % en zone courante, 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa).
- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.
- On fait un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres seront mis dans un tableau

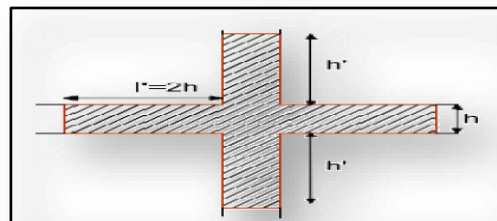


Figure VI.2 : Zone nodale

La zone nodale est définie par l' et h' , $l' = 2h$.

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; h_1; 50 \text{ cm}\right)$$

VI.5.3. Sollicitations de calcul

Tableau VI.7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Famille des poteaux	$A_{\min} = 0,8 \% b \cdot h_t$	$A_{\max 1} = 4 \% b \cdot h_t$	$A_{\max 2} = 6 \% b \cdot h_t$
(50x50) cm ²	20,00 cm ²	100,00 cm ²	150,00 cm ²

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel (ETABS 9.7.4), les résultats sont résumés dans les tableaux VII.8.

Tableau VI.8: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Famille		(50x50)
Combinison		
(a)	$N_{\max}(\text{KN})$	2492,37
	$M_{\text{corr}}(\text{KN.m})$	20,67
(b)	$N_{\min}(\text{KN})$	567,71
	$M_{\text{corr}}(\text{KN.m})$	19,28
(c)	$M_{\max}(\text{KN.m})$	78,87
	$N_{\text{corr}}(\text{KN.m})$	191,11

Tableau VI.9: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille		(50x50)
Combinison		
(a)	$N_{\max}(\text{KN})$	2362,65
	$M_{\text{corr}}(\text{KN.m})$	14,92
(b)	$N_{\min}(\text{KN})$	0,67
	$M_{\text{corr}}(\text{KN.m})$	35,06
(c)	$M_{\max}(\text{KN.m})$	236,92
	$N_{\text{corr}}(\text{KN.m})$	327,21

VI.5.4.Exemple de calcul

Poteau (RDC) de section (50×50) cm².

VI.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

- Largeur du poteau $b= 50$ cm ;
- Hauteur de la section $h_t = 50$ cm ;
- Enrobage $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 47,5$ cm ;

- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

g) Combinaison du 1^{ère} genre

➤ 1^{er} cas :

$$N_{\max} = 2492,37 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 20,67 \text{ KN.m.}$$

Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20,67}{2492,37} = 0,0082 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 2492,37 \times \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,0082 \right) = 540,11 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 2492,375 \text{ KN} < 2639,87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 516,71 \text{ KN.m} < 1138,80 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_l = A'_l = 0$).

➤ 2^{ème} cas

$$\Rightarrow N_{\min} = 567,71 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 19,28 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{19,28}{567,71} = 0,033 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 567,71 \times \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,033 \right) = 109,00 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 567,71 \text{ KN} < 2639,87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 109,00 \text{ KN.m} < 269,42 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A'_2=0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$M_{\max} = 78,87 \text{KN.m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 191,11 \text{KN}.$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78,87}{191,11} = 0,412 \text{ m}.$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 191,11 \times \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,412 \right) = 35,73 \text{ KN.m}.$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 191,11 \text{KN} < 2639,87 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 35,73 \text{ KN.m} < 905,12 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

h) Combinaisons du 2^{ème} genre

➤ **1^{er} cas**

$$N_{\max} = 2492,37 \text{KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 20,67 \text{KN.m}.$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{20,67}{2492,37} = 0,0063 \text{ m}.$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 2362,65 \times \left(0,475 - \frac{0,50}{2} + 0,00063 \right) = 516,71 \text{KN.m}.$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 2362,65 \text{KN} < 2639,87 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 516,71 \text{KN.m} < 769,13 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

2^{ème} cas

$$N_{\min} = 0,67 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 35,06 \text{ KN.m.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{35,06}{0,67} = 52,32 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 0,67 \times \left(0,495 - \frac{0,50}{2} + 52,32 \right) = 34,89 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 0,67 \text{ KN} < 2639,87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 34,89 \text{ KN.m} > 37,62 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_s = A'_s = 0$).

➤ 3^{ème} cas

$$\Rightarrow M_{\max} = 236,92 \text{ KN.m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 327,21 \text{ KN.}$$

➤ Détermination le centre de pression

$$e = \frac{M}{N} = \frac{236,92}{327,21} = 0,72 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 327,21 \times \left(0,495 - \frac{0,50}{2} + 0,72 \right) = 156,75 \text{ KN.m.}$$

➤ Vérification si la section est surabondante

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 327,21 \text{ KN} < 2639,87 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 156,75 \text{ KN.m} < 259,84 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{236,92 \times 10^3}{50 \times 47,5^2 \times 18,47} = 0,113 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,941$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{236,92 \times 10^3}{0,941 \times 47,5 \times 500} = 10,60 \text{ cm}^2.$$

➤ **Section adoptée**

$$A_{min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}.$$

$$A_{adopté} = \max(A1, A2, A3, A4, A5, A6, A_{min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 10,60; 0; 20)$$

$$A_{adopté} = 20,0 \text{ cm}^2.$$

Tableau VII. 10:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{calcul} (cm ²)		
(50x50)	(a)	24,92	2,06	0	23,62	1,49	0	20,00	4T16+8T14 As=20,36
	(b)	56,77	1,92	0	0,067	3,50	0		
	(c)	19,1	7,87	0	32,72	23,69	0		

VI.5.4.2.Calcul des armatures transversales

i)Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3 ;$$

$$\Phi_t = 20/3 ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élanacement géométrique λ_g ≥ 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

j) Calcul de l'espacement

D'après le **R.P.A 99/version 2003** on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min(10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 24 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

k) Calcul de l'élançement géométrique λ_g

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times L_0 / b = \frac{0,7 \times 4,60}{0,50} = 6,24 \text{ m}.$$

$$\lambda_g = 6,24 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5 \text{ (D'après le RPA.99/version 2003" Art 7.4.2.2").}$$

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 16,1}{50 \times 235} = 0,051 \text{ cm}^2.$$

l) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,71 > 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2. \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

$$\text{Le choix : } \left\{ \begin{array}{l} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 13 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

m) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e ; \text{ Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{ MPa}.$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 50 / 235 = 1,27 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

n) 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{460}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \right) = 77 \text{ cm}. \\ L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}. \end{array} \right.$$

VI.6. Les vérifications**VI.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement; l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

a: Coefficient fonction de l'élanement **I**;

B_r : Section réduite du béton ;

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{1+0,2 \times (\lambda/35)^2} & \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (S/SOL)1,

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 3,22$

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,14\text{m.}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{3,22}{0,14} \Rightarrow \lambda = 23 \Rightarrow \alpha = 1,019$$

-La section réduite : $B_r = 2304 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003** » $A_s = 0,8\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 18,43 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,2304 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 18,43 \cdot 10^{-4} \times \frac{500}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 4054,37 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = 2492,37 \text{ KN} < N_u = 4054,37 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s'applique pour tous les autres poteaux, et les résultats sont représentés dans le tableau **VI.11**.

Tableau VII.11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	I	l	a	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u ^{max} (KN)	N _u (KN)	Observation
RDC +étage courant	0,14	23,00	1,019	18,43	2304	2492,37	4054,37	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n’ya pas de risque de flambement.

VI.6.2.Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (50×50) cm² »

T_{max} = 46,8 KN.

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{46,8 \times 10}{50 \times 45} = 0,21 \text{ MPa.}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min (0,13 \times f_{c28} ; 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = 0,21 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25\text{MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VII. 12:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.

Famille	Combinaison	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
(50x50)	(a)	100,2	0,56	0	165,2	4,94	0	20,00	4T16+8T14 As=20,36
	(b)	58,39	1,01	0	56,45	2,51	0		
	(c)	65 ,39	3,22	0	8,89	8,41	0		

Tableau VII.13: Ferrailages des poteaux.

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
RDC+(1 ^{ème} → 6 ^{ème} étage)	<p style="text-align: center;">4T16+8T14</p>	<p style="text-align: center;">4T16+8T14</p>

VI.7.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres).

- Les poutres sont
- calculés en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.



Chapitre VII :

Étude des voiles

VII.1 Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

VII.2. Le système de contreventement

Les voiles sollicités à la fois par des efforts normaux dus aux charges verticales et par des efforts de flexion et de cisaillement dans leur plan dus aux actions horizontales.

Ces murs fonctionnent comme des consoles encastrées dans les fondations ou au niveau du rez-de-chaussée ; ces consoles pouvant, en fonction de leur élancement, être analysées soit comme des poutres, soit comme des parois porteuses.

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile-portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement .Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

VII.2.1 Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.3. Calcul du système de contreventement

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3.1.Principe de calcul du voiles

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 ± 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 **R.P.A 99/ (version 2003)**.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

VII.3.2.La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa.}$$

Avec

- N : Effort normal appliqué ;
- M : Moment fléchissant appliqué ;
- A : Section du voile ;
- V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;
- 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^{ème} 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 :

$$A_v = F_t / f_e ; \text{ on compare } A_v \text{ par la section minimale exigée par le } \mathbf{R.P.A 99/version 2003}.$$

-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^{ème} cas

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.

VII.4. Les recommandations du R.P.A99/version 2003

VII.4.1. Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **R.P.A 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.

VII.4.2. 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 disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10 %.

VII.4.3. 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 inférieure 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.4.4 Armatures de couture

Le long des joints de reprise de collage, l'effort tranchant doit être pris par la section des aciers de couture doit être calculée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \text{ Avec : } V = 1,4 V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VII.5. Calcul ferrailage des voiles

VII.5.1. Exemple de calcul (Voile)

$A = 0,712\text{m}^2;$

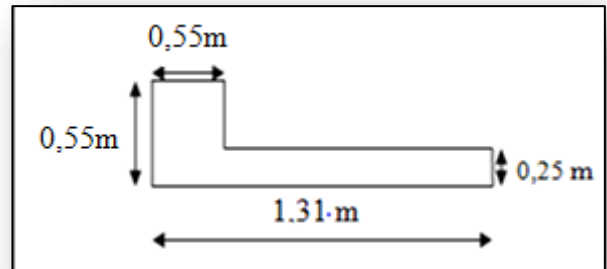
$I = 0,408\text{ m}^4;$

$V = 1,00\text{m};$

$N = 287,43\text{ t};$

$M = 397,25\text{t.m};$

$T = 52,57\text{ t}.$



VII.5.1.1. Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{287,43 \times 10^{-2}}{0,712} + \frac{397,25 \times 1,00 \times 10^{-2}}{0,408}$$

$$= 13,77\text{ MPa}.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{287,43 \times 10^{-2}}{0,525} - \frac{397,25 \times 2,04 \times 10^{-2}}{0,905}$$

$$= -5,69\text{MPa}.$$

σ_1, σ_2 Sont de signes différent, donc la section est partiellement comprimée.

On Calcule la longueur de la zone de traction.

VII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$N = 262,46\text{ t.m}.$

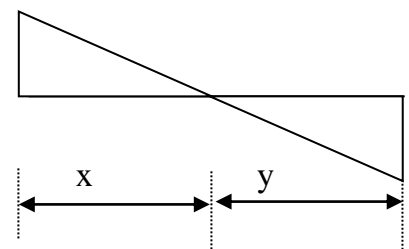
$M = 334,62\text{t.m.m} \sigma_2 \quad \text{---+}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 11,88\text{Mpa}$$

$\sigma_1 = 11,88\text{Mpa} < \overline{\sigma_b} = 18,48\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -4,50\text{Mpa}$$

$\sigma_2 = -4,50\text{Mpa} < \overline{\sigma_b} = 18,48\text{Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$



VII.5.1.3. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{5,69}{13,77 + 5,69} \times 2,10 = 0,62 \text{ m}$$

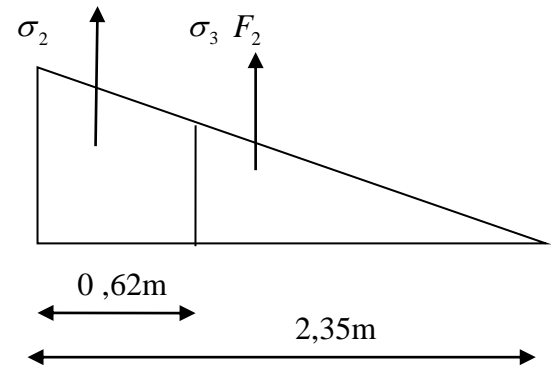
$$Y = L - X \Rightarrow Y = 2,10 - 0,62 = 1,48 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue F_1

y : la longueur de la zone comprimée

VII.5.1.4. Calcul de la contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,5)}{X} = 0,91 \text{ Mpa}$$



VII.5.1.5. Détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{5,69 + 0,91}{2} \right) \times 0,50 \times 0,50 \times 10^3 = 826,25 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{500} \times \frac{100}{62} = 18,145 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{0,91(0,60 - 0,50) \times 0,25}{2} \times 10^3 = 11,37 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{500} \times \frac{100}{62} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 52,57 \times 10}{500} \times \frac{0,62}{2,35} \times \frac{100}{62} = 0,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = 18,14 + 0,36 + 0,68 = 19,18 \text{ cm}^2$$

VII.5.1.6. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99/version 2003 on a :

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$).

$$A_{\min} = 0,20a \times L = (0,0020 \times 25 \times 100) = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

➤ **Le diamètre**

$$D \leq \frac{1 \times a}{10}$$

$$D \leq \frac{1 \times 250}{10}$$

$$D \leq 25 \text{ cm.}$$

⇒ On adopte : $D = 12 \text{ mm}$.

➤ **L'espacement**

- Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 25 ; 33 \text{ cm} \}$$

- $S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

- Selon le **R.P.A 99/version 2003**, on a :

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \{ S_{t_{\text{BEAL}}} ; S_{t_{\text{RPA99}}} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VII.5.1.7 Calcul des armatures horizontales

D'après le **R.P.A99/version 2003**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$), avec un espacement de 20 cm .

VII.5.1.8. Calcul des armatures transversales

D'après le **D.T.R-B.C-2,42 et le B.A.E.L 91 modifier 99**, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm , les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/\text{m}^2$ au moins; on prend donc $4\emptyset 8$ par m^2 .

VII.5.1.9. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40% ;

a: Épaisseur du voile ;

L: Longueur du voile.

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 21,25 \times 10^3}{250 \times 2100} = 0,056 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,056 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

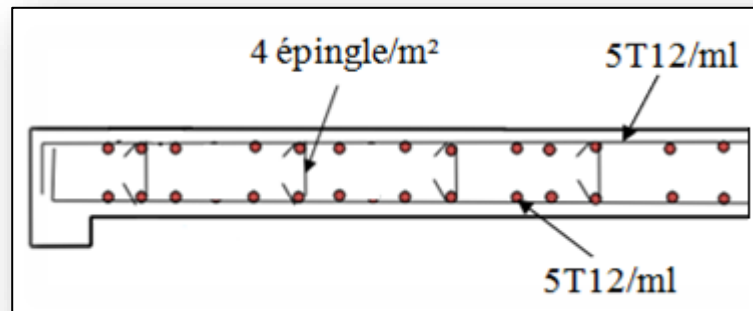


Figure VII.1 : Schéma de ferrailage d'un trumeau.

VII.6. Conclusion

Les voiles jouent un rôle capital dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnées et bien armés.

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du **R.P.A 99/version 2003** qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Chapitre VIII :

Étude de l'infrastructure

VIII.1.Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VIII.2.Le voile périphérique

Le voile périphérique (pour un vide sanitaire) est un mur en béton armé qui entoure tout le bâtiment et assure un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

Il se comporte comme un mur de soutènement encastré à sa base ou radier pour résister à la poussée des terres et reprendre les efforts du séisme au niveau de la base et la construction.

D'après le **R.P.A 99/version 2003**, le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 4 \text{ KN/m}^2$;

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 17,00 \text{ KN/m}^3$;

ϕ : Angle de frottement interne du sol $\phi = 48^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $Ka = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$

$Ka' = Ka / \cos(\beta - \lambda)$

avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$Ka' = Ka = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{20,66^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(34,66) = 0,478$

$Ka' = Ka = 0,478$

VIII.2.1.Dimensionnement

D'après le **R.P.A 99/version 2003** ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15cm.

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

VIII.2.2.Calcul des charges

VIII.2.2.1.Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec: } \begin{cases} P_1: \text{Poussée des terres.} \\ \gamma: \text{Poids spécifique des terres} \\ h: \text{Hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,478 \times 1,7 \times 16,81 = 6,82 \text{ t/ml.}$$

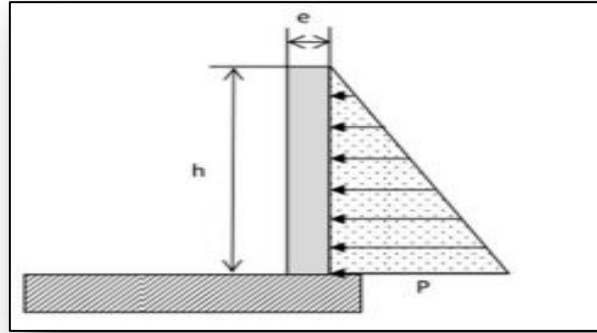


Figure VIII. 1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

VIII.2.2.2.Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \times q \times h = 0,478 \times 0,4 \times 4,10 = 0,78 \text{ ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot \phi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

VIII.2.2.3.La charge pondérée

$$Q = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 1,35 \times 6,82 + 1,5 \times 0,78 = 10,37 \text{ ml.}$$

$$Q = 10,37 \text{ t/ml.}$$

VIII.2.3.Ferraillage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 4,60 - 0,50 = 4,1 \text{ m ; } L_y = 6,00 - 0,50 = 5,50 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,10}{5,50} = 0,74 > 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad \text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,74 \\ \nu = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0633 \\ \mu_y = 0,4938 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 11,03 \text{ t.m ; } M_{oy} = 5,44 \text{ t.m.}$$

VIII.2.3.1. Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 8,27 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 4,08 \text{ t.m}$$

➤ Vérification

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 4,08 \text{ t.m} > 2,08 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.2.3.2. Calcul du Ferrailage**➤ Sens (x)**

$$M_{tx} = 8,27 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad e = 25 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8,27 \times 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,115 < \mu_e = 0,372 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,27 \cdot 10^4}{0,978 \times 22,5 \times 435} = 8,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Sens (y)

$$M_{ty} = 4,08 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 25 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4,08 \cdot 10^4}{100 \times (22,5)^2 \times 14,17} = 0,0568 < \mu_e = 0,372 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,970$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,08 \cdot 10^4}{0,970 \times 22,5 \times 435} = 4,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VIII.2.3.3. Condition de non fragilité**➤ Sens (y)**

D'après **R.P.A 99/version 2003** on a:

$$A_{y \min} = 0,10\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 25 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Et d'après **B.A.E.L91 modifier 99** on a :

$$A_{y \min} = 8 \times h = 8 \times 0,25 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max \{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{R.P.A2003}}, A_{\min \text{B.A.E.L91}} \}.$$

$$A_{\text{adopté}} = \max \{ 4,29 ; 2,50 ; 2,00 \}$$

$$A_{\text{adopté}} = 4,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 5T12/ml soit une section de 5,65 cm²/ml et un espacement de 25cm.

➤ **Sens (x)**

D'après **R.P.A 99/version 2003** on a :

$$A_{x \min} = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

D'après **B.A.E.L91modifier 99** on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2,0 \left(\frac{3 - 0,74}{2} \right) = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

donc: $A_{\text{adopté}} = \max \{8,63 ; 2,50; 2,26\}$

$$A_{\text{adopté}} = 8,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend : 6T14/ml soit une section de 9,24 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

VIII .2.4.Les vérifications

VIII.2.4.1.Vérification de l'effort tranchant

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 10,37 \times \frac{4,10}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,74}{2}} = 15,51 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{15,51 \cdot 10^4}{100 \times 22,5 \times 10^2} = 0,68 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{u \text{ limt}} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u = 0,68 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

VIII.2.4.2.Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,74 \\ \nu = 0,2 \text{ (E. L. S)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,6315 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 7,6 \text{ t/ml.}$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 8,89 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 5,61 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,75 \times M_{\text{ox}} = 6,66 \text{ t. m.} \\ M_{\text{ty}} = 0,75 \times M_{\text{oy}} = 4,20 \text{ t. m.} \end{cases}$$

➤ **Sens (x)**

$$M_{\text{ser}} = 6,66 \text{ t. m}$$

$$A = 9,24 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - (n \times A)(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 138,6y - 3118,5 = 0 \Rightarrow y = 6,65 \text{ cm.}$$

• **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 44622,10 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{6,66 \cdot 10^4}{44622,10} \times 6,65 = 9,92 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} = 9,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$ (Fissuration préjudiciable).

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (333,33; 201,63).$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d-y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{6,66 \times 10^4}{44622,10} \times (22,5 - 6,65) = 331,40 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 331,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée.

Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte **11T14** ($A_s = 16,93 \text{ cm}^2$)

Après le recalcul on aura :

$$y = 8,44 \text{ cm}$$

$$I = 70242,13 \text{ cm}^4$$

$\sigma_{bc} = 8,00 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$condition vérifiée.

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6,66 \times 10^4}{70242,13} (22,5 - 8,44) = 199,96 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 199,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$condition vérifiée.

Donc Les armatures à **L'.E.L.U.R** conviennent.

➤ **Sens (y)**

$$M_{ser} = 4,20 \text{ t.m.}$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2.$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - (n \times A)(d - y) = 0 \Rightarrow 50y^2 + 84,75y - 1326,37 \Rightarrow y = 5,38\text{cm.}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 30117,57 \text{ cm}^4.$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{4,20 \cdot 10^4}{30117,57} \times 5,38 = 7,50 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\sigma_{bc} = 7,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots\dots\dots (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 500; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(333,333; 201,63)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{4,20 \cdot 10^4}{30117,57} \times (22,5 - 5,38) = 358,11 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 358,11 \text{ MPa} > \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$Condition non vérifiée. Donc on doit augmenter la section d'armature tendue pour diminuer la contrainte de traction dans l'acier tendu, pour cela on adopte **11T14** ($A_s = 16,93 \text{ cm}^2$)

Après le recalcul on aura :

$$y = 8,44 \text{ cm}$$

$$I = 70242,13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{6,66 \times 10^4}{70242,13} (22,5 - 8,44) = 126,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 126,10 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à **L'E.L.U.R** conviennent. Le voile sera ferrailé en deux nappes avec 5T10 = 3,93 cm²/ml avec un espacement S_t = 20 cm

VIII.3. Calcul des fondations**VIII.3.1. Introduction**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol. D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 2,00 bars à un ancrage de 3,10m.

- Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 - Dimensionnement à l'E.L.S : $N_{ser} = G + Q$;
 - Ferrailage à l'E.L.U : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;
 - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
 - La facilité de réalisation.

VIII.3.2.Choix du type de fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol ;
- Les charges transmises au sol ;
- La distance entre axes des poteaux ;
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant: les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est de 1,7bar à une profondeur de 1,00 m.

VIII.3.2.1.Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

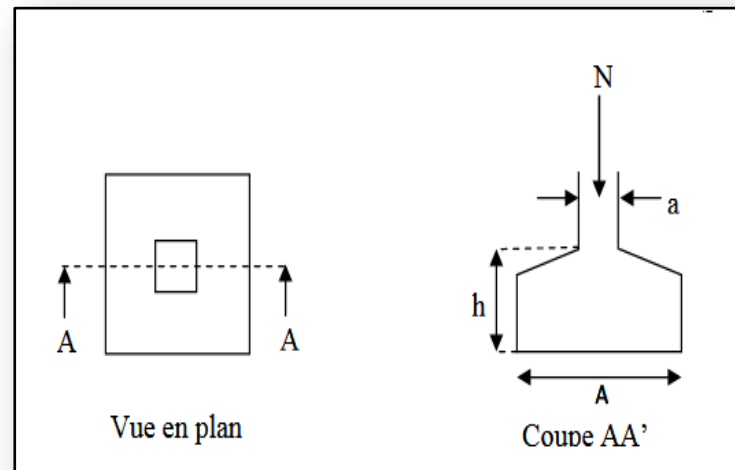


Figure VIII. 2: Schéma d'une semelle isolée.

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N: L'effort normal agissant sur la semelle obtenu par l'ETABS 9.7.4 ;

S: Surface d'appui de la semelle ;

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$N_s = 4075,47$ KN

$\overline{\sigma}_{sol} = 170$ KN/m².

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{4075,47}{170}} \quad \text{AN: } B \geq 4,90m.$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2,80m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

VIII.3.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de poteaux.

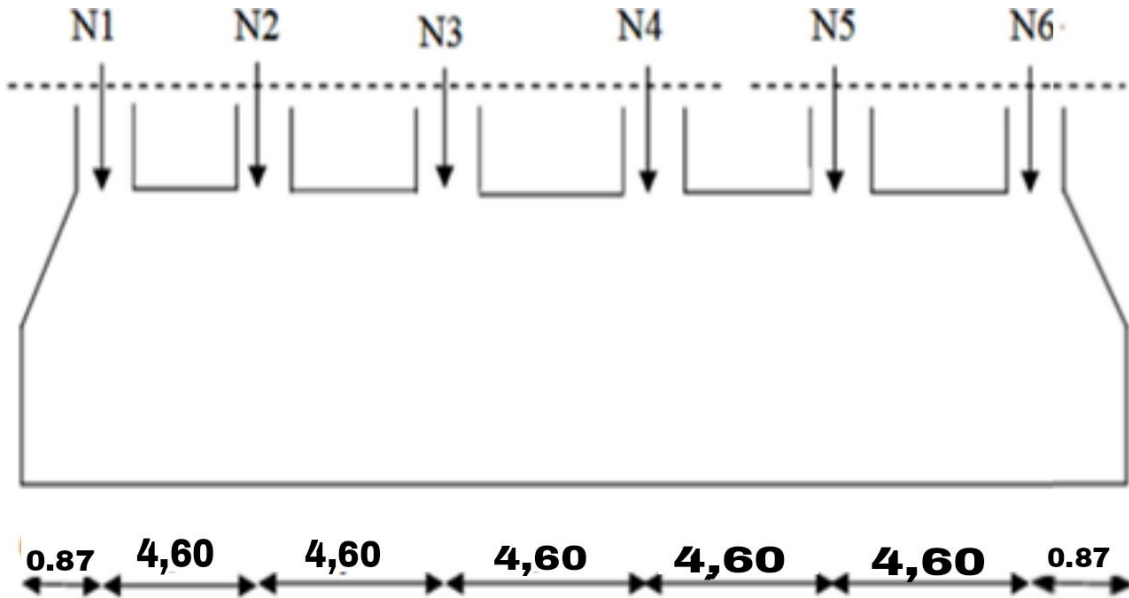


Figure VIII.3: Schéma d'une Semelle filante.

➤ Selon (X)

Tableau VIII1: Section des semelles filantes dans le sens longitudinal.

axe	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
A	1698,58	23,50	3,16	3,30	77,55
B	1794,6	23,50	3,24	3,30	77,55
C	1806,16	23,50	3,26	3,30	77,55
D	1724,42	23,50	3,18	3,30	77,55

➤ Selon (Y)

Tableau VIII.2: Section des semelles filantes dans le sens transversal.

Files	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie(m)	S (m ²)
1	1806,16	15,30	3,26	3,30	50,49
2	1456,16	15,30	2,92	3,30	50,49
3	1798,65	15,30	3,25	3,30	50,49
4	1806,16	15,30	3,26	3,30	50,49
5	1625,82	15,30	3,09	3,30	50,49
6	793,29	15,30	2,16	3,30	50,49

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ;

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\% .$$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 359,550 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{612,94}{359,55} = 1,70 = 170\% > 50\%.$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

VIII.3.2.3. Vérification des radier général

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

VIII.3.3. Définition du radier

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

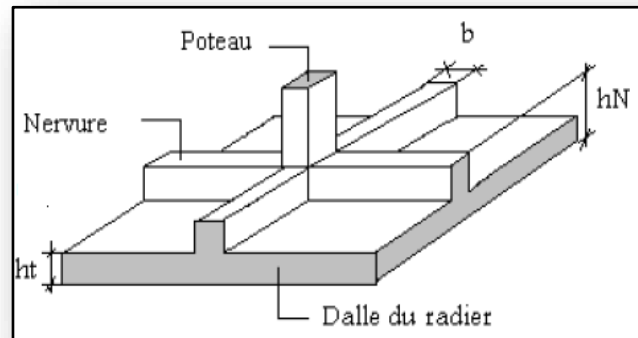


Figure VIII.4: Radier général.

VIII.3.4. Calcul du radier

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol \approx poids total de la structure).

VIII 3.4.1. Poids supporté par le radier

G_T : la charge permanente totale ;

Q_T : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions

E. L. U : $N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 5587,51t$

E. L. S : $N_{ser} = G_T + Q_T = 4075,47t$.

VIII.3.5. Pré-dimensionnement du radier

VIII.3.5.1. Surface du radier

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{sol} = 1,70 \text{ bars} = 17 \text{ t/m}^2$.

$N = N_{ser} = 4075,47t$

$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{4075,47}{17} = 239,73 \text{ m}^2$.

On prend un débord de $D=60$ cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise S_{radier} .

$$S_{\text{radier}} = 406,11 \text{ m}^2.$$

Avec

X : Longueur de bâtiment ;

Y : Largeur de bâtiment.

VIII.3.5.2. Calcul de l'épaisseur du radier

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes.

- 1^{er} condition

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq 0,06 \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow d \geq \frac{v_u}{0,06 \times f_{c28} \times b}$$

Avec

V_u : l'effort tranchant ultime d'une bande de 1 mètre linéaire $V_u = Q.L / 2$.

$$Q = 1 \text{ m} \times (N_u / S) = 13,75 \text{ t/m.}$$

L : Longueur maximal d'une bande 1 m ; $L = 4,60 \text{ m.}$

$$v_u = \frac{(Q \times L)}{2} = \frac{1 \text{ m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1 \text{ m} \times (5587,51 / 406,11) \times 4,60}{2} = 31,64 \text{ t.}$$

$$d \geq \frac{31,64 \times 10^3}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,21 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

2^{ème} Condition

De (1) , on a: $d \geq 21 \text{ cm}$

Donc: $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (21 + 5) \Rightarrow h \geq 26 \text{ cm}$

Soit: $h = 40 \text{ cm}$ et $d = (0,9 \times 40) = 36 \text{ cm.}$

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40 \text{ cm.}$

VIII.3.5.3. Vérification de la stabilité au renversement

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

($e=M/N \leq B/4$).

$$E = \frac{42,32}{5587,51} = 0,0076 \text{ m} < \frac{23,5}{4} = 5,87 \text{ m.}$$

VIII.3.5.4. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm.}$$

$$v = b + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm.}$$

$$U_c = 2(50 + 50) = 200 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 114,00 \text{ KN} \leq 0,05 \times 200 \times 40 \times \frac{2,50}{1,50}$$

$$137,5 \text{ KN} \leq 666,66 \text{ KN.}$$

Il n'y pas de risque de poinçonnement.

VIII.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

$$\Rightarrow 51,11 \text{ cm} \leq h \leq 76,66 \text{ cm.}$$

On prend :

$$b = 50 \text{ cm ;}$$

$$h = 70 \text{ cm ;}$$

$$d = 63 \text{ cm.}$$

VIII.4.1. Vérifications de la poutre de libage**VIII.4.1.1. Des contraintes**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5[0,4 \times 406,11 + 0,70 \times 0,50 \times 235] = 611,74 \text{ t}$$

E.L.S:

$$N_{\text{ser}} = 611,74 + 4075,47 = 4687,21 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{4687,21}{406,11} = 11,54 \text{ t/m}^2.$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 11,54 \text{ t/m}^2 \leq 17 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.1.2. La longueur élastique

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}},$$

Avec:

I : Inertie de la poutre :

$$I = bh^3/12 = 0,50 \times (0,70)^3/12 = 0,014 \text{ m}^4.$$

E : Module d'élasticité du béton

$$E = 3216420 \text{ t/m}^2.$$

b : Largeur de la poutre

$$b = 0,50 \text{ m.}$$

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 600 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,014}{600 \times 0,50}} = 4,95 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,10 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,77 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

VIII.4.1.3. Calcul des contraintes

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\sigma_m < 1,5\sigma_s$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < \sigma_{\text{adm}} = 1,5\sigma_s$$

Tableau VIII3 : Vérification la stabilité du radier en situation accidentelle

	0,8G+E , G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (t)	5587,51	5587,51
M (t.m)	942,12	589,08
I(m ⁴)	6205,01	14600,4
σ_1	10,06	13,93
σ_2	10,00	13,58
σ_{moy}	10,04	13,84
σ_{adm}	25,5	25,5
La condition	Vérifiée	Vérifiée

Conclusion :

Pour les combinaisons accidentelles, les contraintes maximales et minimales sont vérifiées. IL n'y a donc aucun risque de soulèvement.

VIII.4.2.Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} = \frac{5587,51}{406,11} = 13,76 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 1,00 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \Rightarrow Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 12,76 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m²» à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de : Q = 12,76 t/m².

VIII.4.3. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **B.A.E.L 91 modifier 99**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce

VIII.4.3.1. Méthode de calcul

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1 ml) et ont pour valeurs :

Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$

Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et v' (v' prend 0 à l'E.L.U, 0,2 à l'E.L.S), (cours béton armé B.A.E.L 91 modifier 99).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

VIII.4.3.2. Calcul du ferrailage

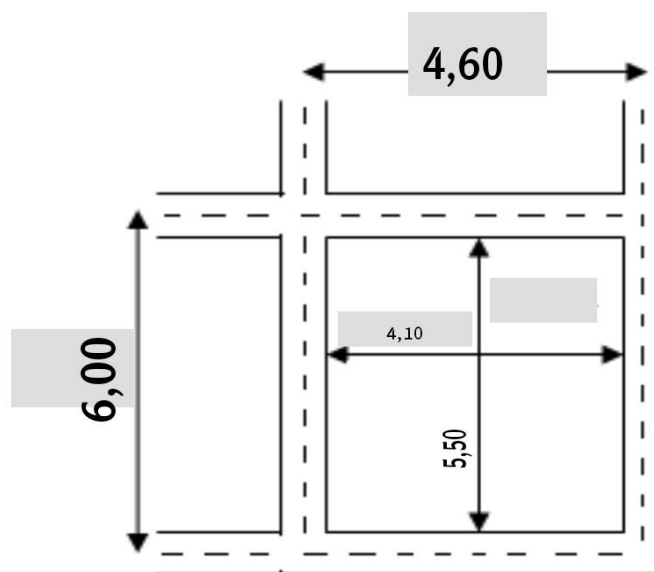


Figure VIII.5: Schéma du panneau le plus défavorable.

$\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ Pour tous les panneaux constituant le radier, donc la dalle porte dans les deux sens.

VIII.4.3.3. Détermination des efforts

Tableau VIII. 4: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens(x)			Sens (y)				
			μ _x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ _y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
4,1	5,50	0,75	0,062	13,25	8,54	5,02	0,509	4,69	3,99	2,34

VIII.4.3.4. Calcul des armatures

a) Suivant L_x

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8,54 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,046 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,046 \Rightarrow \beta = 0,976 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8,54 \times 10^4}{0,976 \times 36 \times 348} = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

5T14 = 7,70 cm², avec un espacement de 25 cm.

➤ Sur appuis

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,02 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,027 < \mu_l = 0,372 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0,986 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,02 \times 10^4}{0,986 \times 36 \times 348} = 4,06 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm

b) Suivant L_y

➤ En travée

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,99 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,021 \Rightarrow \beta = 0,989 \text{ (tirée à partir d'un tableau)}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,99 \times 10^4}{0,989 \times 36 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm.

➤ **Sur appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,34 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,372 \Rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,993$ (tirée à partir d'un tableau)

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,34 \times 10^4}{0,993 \times 36 \times 348} = 1,88 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On adopte

4T12 = 4,52cm², avec un espacement de 33 cm.

IX.4.3.5. Vérification de l'espacement

Dans le sens le plus sollicité :

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}).$$

$S_t \leq 33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

VIII.4.4. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques

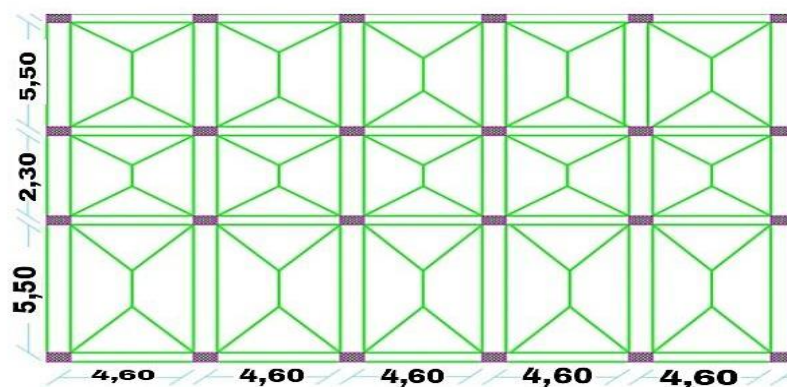


Figure VIII.6 : Ligne de rupture d'un panneau.

VIII.4.4.1.Sens longitudinale

a)Calcul des chargements(q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

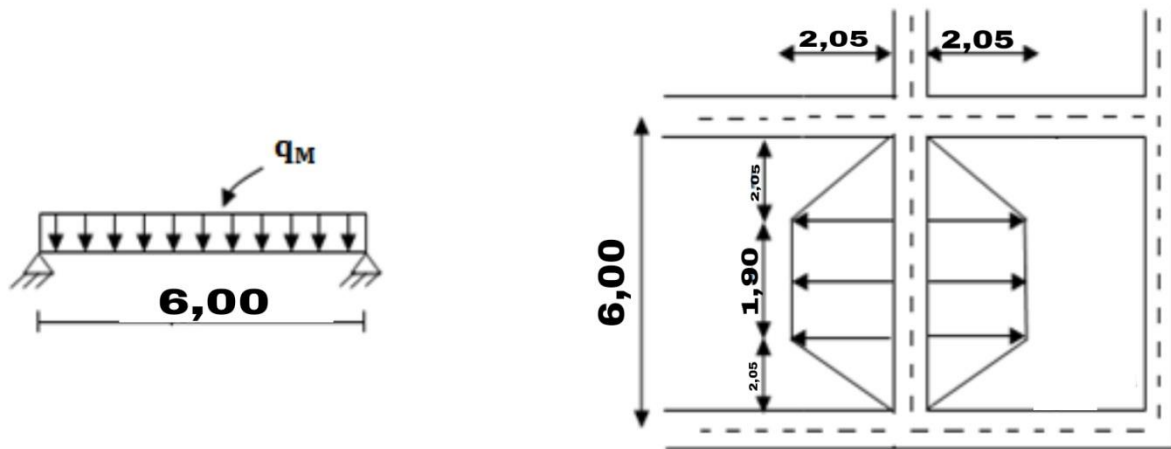


Figure VIII 7: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

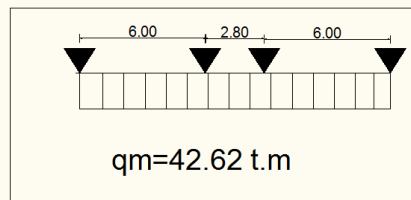
Avec :

$$\begin{cases} L_{x1} = 4,10m \\ L_{y1} = 5,50m \\ L_{x2} = 4,10m \\ q = 17,5t/m \end{cases}$$

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

$$q_M = \frac{12,76}{2} \left[\left(1 - \frac{4,10^2}{3 \times 5,50^2} \right) \times 4,10 + \left(1 - \frac{4,10^2}{3 \times 5,50^2} \right) \times 4,10 \right]$$

$$q_M = 42.62 \text{ t/m.}$$



b) Calcul du ferrailage

➤ **En travée**

$M_t = 44,41 t.m$; est tiré à partir du logiciel de RDM6 .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,41 \times 10^4}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,15 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,15 \Rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44,41 \times 10^4}{0,918 \times 63 \times 435} = 17,65 \text{ cm}^2/ml.$$

➤ **Sur appuis**

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{42,62 \times 4,10^2}{8} = 93,31 t.m.$$

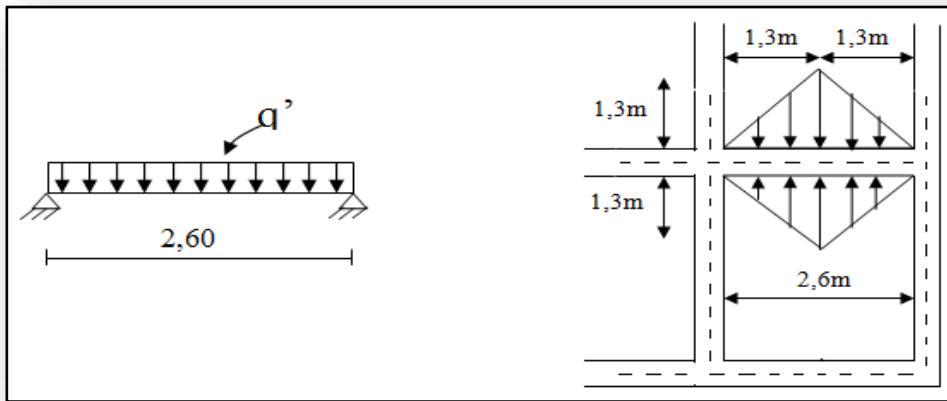


Figure VIII.8: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Tableau VIII.5: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.

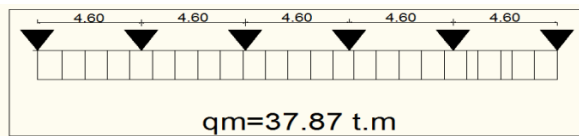
	Intermédiaire	Rive
$M_a(t.m)$	$0,5 \times M_0 = 46,65$	$0,2 \times M_0 = 18,66$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,16 \rightarrow 0,912$	$0,066 \rightarrow 0,922$
$A_{cal}(m^2/ml)$	18,62	7,38
$A_{adopté}(cm^2)$	4T16(fil) + [4T16 + 4T16](chap) = 24,13	4T16(fil) + 4T12(chap) = 12,56

VIII.4.4.2.Sens transversale

a) Calcul des chargements (q')

q' : c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 12,76 \times 4,10 = 34,87 \text{ t/m} \right.$$



b) Calcul du ferrailage

En travée

$M_t = 36,34 \text{ t.m} \rightarrow$ tiré à partir du logiciel RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36,34 \times 10^4}{50 \times 63^2 \times 14,17} = 0,12 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,12 \Rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,25 \times 10^4}{0,935 \times 63 \times 435} = 10,63 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit: } 4\text{T}12 \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit: } 4\text{T}12 \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit: } 4\text{T}12 \end{cases} \Rightarrow A = 13,57 \text{ cm}^2$$

Sur appuis

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{34,87 \times 2,30^2}{8} = 23,05 \text{ t.m}$$

Tableau VIII.6: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a(t.m)$	$0,5 \times M_0 = 11,52$	$0,2 \times M_0 = 4,61$
$\mu \rightarrow \beta$	0,040 \rightarrow 0,979	0,016 \rightarrow 0,991
$A_{cal}(m^2/ml)$	4,93	1,69
$A_{adoptir}(cm^2)$	4T12(fil) + 4T12(chap) = 9,05	4T12(fil) + 4T10(chap) = 7,66

➤ **Armature de peau**

Selon le **B.A.E.L 91** modifier **99** la hauteur de l'âme de la poutre :

$ha \geq 2(80 - 0,1 \times f_c) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $ha = 70 \text{ cm}$, donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau).

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 18,61 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{18,61}{0,40 \times 0,63 \times 100} = 0,73 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

VIII.4.4.3. Armature transversal

Diamètre

$$\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(20; 10; 55) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$.

Espacement

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(17,50; 12) = 12 \text{ cm.}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe500, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,365; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa.}$$

$$\frac{3,14 \times 500}{50 \times 15} = 2,09 > 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

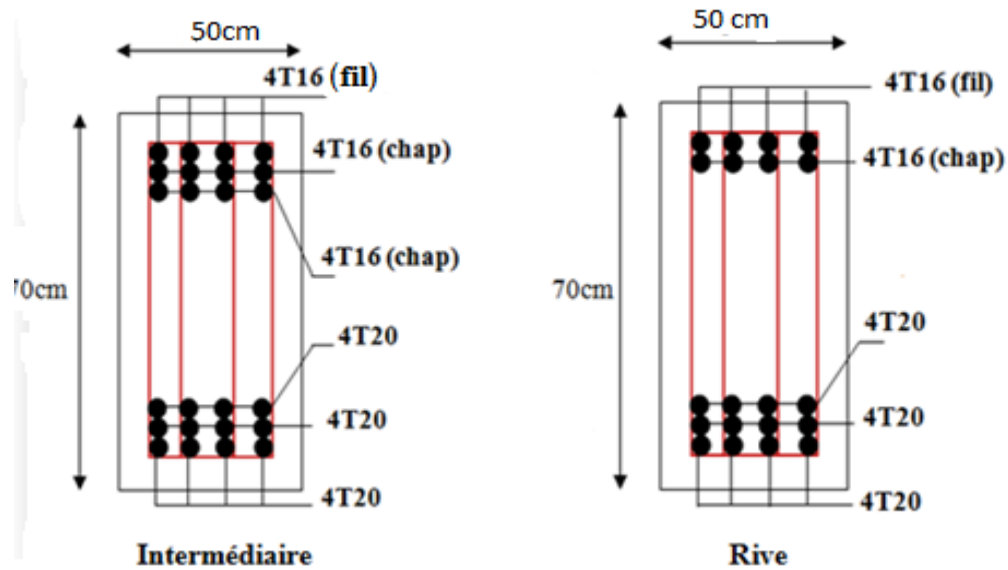


Figure VIII. 9: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinal.

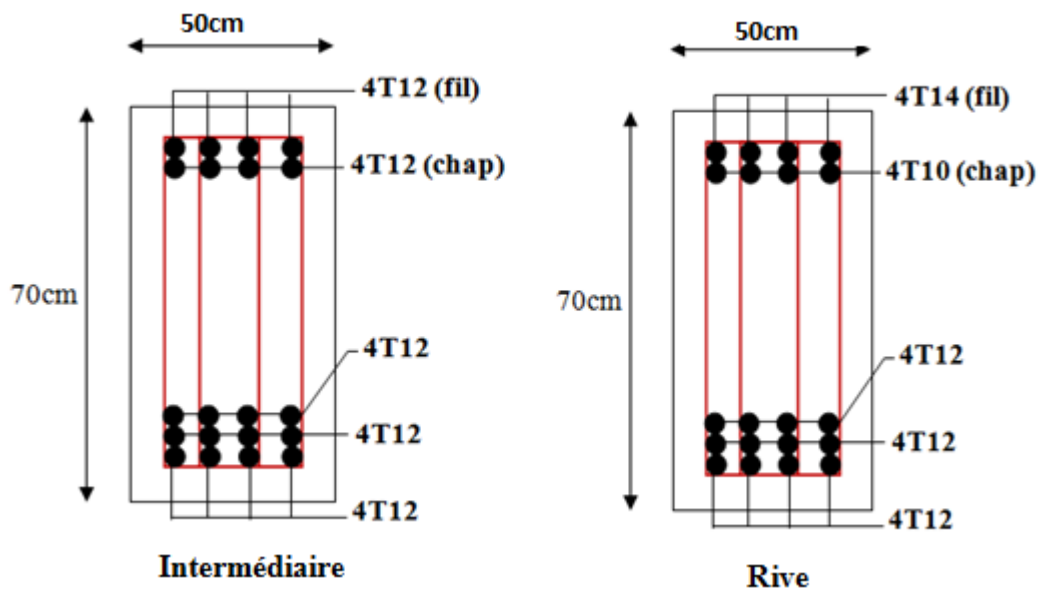


Figure VIII.10: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

VIII.5.Conclusion

Après le pré-dimensionnement des semelles (isolée, filantes), on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient que ce type de semelle ne convient pas à notre cas.

Vu la hauteur de la construction et les charges apportés par la superstructure ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et des faibles portances du sol, un radier général à été opté comme type de fondations.

The page features a decorative border with ornate, swirling corner designs in shades of red, orange, and yellow. A central, rounded rectangular button with a light-to-dark purple gradient contains the text.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'étude de ce projet a été très utile pour nous ; car elle nous a donné l'occasion de développer nos connaissances et exploiter tout ce que on a étudié durant les années de spécialité en génie civil.

Dans la conception de ce projet on a utilisé les logiciels ETABS V 9.7.4, AUTOCAD V 2016, SOCOTEC V 1.01.026, GANTT PROJECT 2.8.9...etc, parmi les avantages de ces derniers et la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats.

Le master et l'ingénieur en génie civil n'est pas calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; doit prendre en compte la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Dans la partie de ferraillement des éléments résistants nous avons constaté que les sollicitations sont plus importantes sur les combinaisons accidentelles et aussi pour le ferraillement par le minimum R.P.A 99/version 2003 est suffisant dans plusieurs cas (poteau, voiles...).

L'étude de l'infrastructure, est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol supportant l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

La planification des projets de construction devient de plus en plus indispensable pour mieux maîtriser le chantier de construction. Le but est l'économie du temps, d'argent, d'effort, de matériel et de main d'œuvre.

Enfin, l'étude de ce projet sera la source de notre avenir, ou bien sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle.



Reference bibliographique

Références Bibliographiques

Règlements et livres

- ♣ DTR B C 2-48 RPA1999/Version2003:Règles parasismiques algériennes.
- ♣ DTR B C 2-41 CBA1993:Règles de conception et de calcul des structures en Béton armé.
- ♣ DTR B.C.2.2 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- ♣ D.T.R. C 2-4.7RN2013 : Règlement neige et vent.
- ♣ D.T.R. C 2-4.7RN2013:Document d'accompagnement du DTR RNV (EXEMPLES D'APPLICATION).
- ♣ JEAN PERCHAT ET JEAN ROUX, pratique du B.A.E.L 91. Cours avec exercices corrigés 4eme édition.
- ♣ Cours de béton armé BAEL 91(JEAN-PIERRE MOUGIN).

MÉMOIRES

- ♣ Mémoire NEGGAZ FATIMA et BELFERAR OUDA, Etude d'une tour (R+15) à usage d'habitation et commerciale (2018 ,2019) Université de Tissemsilt.
- ♣ Mémoire Sanaa Hocine et Hammadi Belkacem, Etude d'un bâtiment en (R+12 avec sous-sol) à usage multiple à contreventement mixte implanté dans une zone de moyenne sismicité (2017,2018) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ♣ Mémoire Oukaci Lamia et Chaouche Keira, Etude d'un bâtiment (R+5) a usage d'habitation selon les règles parasismiques algérienne sismicité (2017,2018) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ♣ Mémoire Sahouane Abdelkader, Etude d'un bâtiment d'usage d'habitation en R+10+Sous-sol(2009,2010) Université de Tiaret.
- ♣ Mémoire Ait Mansour Zaid et Ait Braham Noureddine, Etude d'un bâtiment en béton armé (R+11+Duplex+Entre sol) à Usage d'Habitation implanté à Bejaia (2016,2017) Université A/Mira de Bejaia.
- ♣ Mémoire Radjem Nadja Arbia et Meghit Fatima Zohra, Dimensionnement béton armé d'un batiment en (R+10) A usage multiple,(2015,2016) Université de Tiaret.
- ♣ Mémoire Issam Mouzai et Rida Bouchama, Etude d'un bâtiment (R+7+Entresol et Vide sanitaire) contreventé par un système mixte (2016,2017) Université A/Mira de Bejaia.
- ♣ Mémoire Chabane Mohammed Ali Zinelâbidine et Bendahmane Zineb, Etude technique et économique d'un bâtiment (RDC+9 étages)(2013,2014) Université de Tlemcen.
- ♣ Mémoire Chouana Fouzi et Djemedi Fouad, Etude du pavillon de la médecin nucléaire du cantre anti cancer de SETIF à contreventement Mixte avec Sous-sol (2009,2010) Université de FERHAT-ABBAS SETIF.

COURS

- ♣ Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr BOUBEKEÛR TOUFIK U-TISSEMSILT, année 2023.
- ♣ Polycopié, structure en béton arme (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr BOUZID HAYTHEM U-TISSEMSILT, année 2023.

LOGICIELS

- ♣ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4 Modélisation.
- ♣ EXCEL 2010
- ♣ WORD 2010
- ♣ RDM 6... Calcul.
- ♣ AUTO CAD 2016 Dessin.
- ♣ SOCOTEC Calcul.
- ♣ GANTT PROJECT Planning.