



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut 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 : **Naim Elhachemi Riadh**

Gadoum Zouhir

Thème

Étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé

Soutenu le, 01/10/2020

Devant le Jury :

Bouزيد Haytham	Examineur	M.C.B.	CU-Tissemsilt
Bouzeriba Asma	Examineur	M.C.B.	CU-Tissemsilt
Bouderba Bachir	Encadreur	M.C.A.	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

A l'issue de ce travail, nous adressons nos remerciements premièrement à Allah le tout-puissant pour la volonté, le courage, la patience et la force qu'il nous a donnés durant toute la période d'étude.

Un remerciement particulier à Monsieur BOUDERBA BACHIR, d'avoir accepté cette lourde tâche de nous encadrer, nous tenons aussi à lui remercier sincèrement pour les conseils et les encouragements qu'il nous a prodigués tout au long de ce travail, qu'il trouve ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Notre reconnaissance s'adresse à Monsieur BOUZID HAYTHAM d'avoir accepté de présider le jury de mon mémoire. Ainsi, nous tenions à exprimer nos remerciements à Madame BOUZERIBA ASMA qui a accepté d'évaluer notre travail.

Nous tenons à remercier également Monsieur SOUIKET KHALED ABDELHADI le gérant d'entreprise SARL SKBN. Nos remerciements s'adressent aussi à notre collègue Monsieur TALLAH SIDAHMED pour son encouragement.

Nous adressons nos sincères remerciements à Monsieur BOUCHAMLA ALI ainsi qu'aux personnes qui nous ont aidés

Nous remercions également nos familles qui n'ont pas cessé de nous encourager et nous aider à tous les moments surtout nos chers parents.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, nous disons merci.

Dédicace

Je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour finir ce modeste travail.

C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail:

A ma mère, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé, j'espère que j'ai pu réaliser son rêve.

Au le gérant d'entreprise SARL SKBN Mr Souiket Khaled Abdelhadi

A mes chers frères: Mohamed, Akrem et Youcef.

A mes chères sœurs: Hanane, Asma Sahnoune et ma nièce Miral

A mes meilleurs amis en particuliers : Farouk, Redha et Sidahmed

A ma chère Amina Touil

A mon binôme Gadoum Zohir et sa famille.

A tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairé de leurs conseils.

Toutes les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin d'étude.

NAIM ELHACHEMI RIADH

Dédicace

Je dédie ce modeste travail du fond du cœur A Ceux que j'aime :

*Ma mère et mon père qui ont toujours été présent pour me Soutenir, me conseiller,
sacrifient pour moi et m'avoir permis D'arriver à ce stade d'éducation.*

A mes frères et mes sœurs.

A tous les membres de ma famille.

A mon binôme NAIM ELHACHMI RIADH et sa famille.

A tous les enseignants et professeurs qui ont fortement contribué à ma formation.

*Tous les personnes qui nous avoir aidé durant toutes la période de mon projet de fin
d'étude*

A tous mes amies et spécialement : REDHA RAFIK et FAROUK.

A tous ma promotion de Génie Civil 2019/2020.

GADOUM ZOHIR

Résumé

L'objectif de ce travail est de faire une étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé cas d'un bâtiment à usage d'habitation R+5 implanté à la commune de Theniet Elhad 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 (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) existées.
- 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 : Béton armé, Analyse sismique, Stabilité, États limites, RPA.

Abstract

The objective of this work is to make technical study and seismic analysis of a reinforced concrete structure case of a building for residential use R + 5 located in the township of Theniet Elhad in the wilaya of Tissemsilt. The latter is classified in zone IIa according to the Algerian Earthquake Regulation R.P.A99/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: Reinforced concrete, Seismic analysis, Stability, Limit states, RPA.

ملخص

الهدف من هذا العمل هو إجراء دراسة تقنية و تحليل زلزالي لهيكل من الخرسانة المسلحة لمبنى للاستخدام السكني R + 5 الكائن ببلدية ثنية الحد بولاية تيسمسيلت. تم تصنيف هذا الأخير في المنطقة IIa وفقا للقواعد الجزائرية للزلازل R.P.A 99 / إصدار 2003. دورنا هو ضمان استقرار ومقاومة هيكلنا للتأثيرات المختلفة مع مراعاة الجانب الاقتصادي. يتم الحساب عند الحدود القصوى للهيكل الخرسانية المسلحة المدعمة بالجدران المسلحة و الأجزاء المقاومة للبناءية (الأعمدة، الروافد) تتكون دراستنا من:

- التعرف على خصائص الهيكل بالإضافة إلى خصائص المواد المستخدمة وتقديمها.
- دراسة الجانب التقني ، أي عمل أبعاد مسبقة للعناصر الأفقية (الروافد الأساسية، الثانوية، المتسلسلة والأرضيات) والعناصر الرئيسية (الأعمدة والجدران المسلحة) ، وعمل حساب مفصل للعناصر الغير الأساسية المختلفة (الحاجز ، سلالم وشرفة وما إلى ذلك) ، كل ذلك وفقا للوائح والأساليب المعروفة (BAEL 91 معدل 99 وما يرتبط بها من DTU و / RPA 99 الإصدار 2003 و DTR BC 2.2)
- إجراء نمذجة رقمية باستخدام الإصدار 9.7.4 من برنامج ETABS (تحليل سلوك الهيكل تحت الفعل الزلزالي وحساب الخصائص الديناميكية - الوضع الذاتي للاهتزاز والصلابة) ، من أجل التحقق من الاستقرار و سلامة الهيكل وفقا لمقاومة العناصر الهيكلية المختلفة (الأعمدة ، الروافد ، الجدران المسلحة ، إلخ) لضغوط مختلفة (ضغط ، إنحناء ، إلخ).
- حساب تسليح كل هذه العناصر.
- دراسة البنية التحتية التي تهدف إلى ضمان توازن الهيكل.
- **الكلمات المفتاحية :** الخرسانة المسلحة ، التحليل الزلزالي ، الاستقرار ، حالات الحد ، RPA.

Sommaire

Résumé	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Notions et symboles	

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1. Introduction.....	4
I.2. Règlements de calcul et moyens utilisés	4
I.3. Présentation du projet	4
I.3.1. Caractéristiques géométriques	12
I.3.2. Ossature et système constructif adopté.....	12
I.3.3. Caractéristiques géotechniques du sol	14
I.3.4. Caractéristiques mécanique des matériaux	14
I.3.4.1. Le béton :	14
I.3.4.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	15
I.3.4.3. Les aciers	Erreur ! Signet non défini.
I.4. Hypothèses de calcul aux états limites	22
I.4.1. Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié99) :	23
I.4.2. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites	24
I.5. Conclusion	24

Chapitre II : Descente des charges

II.1. Introduction	26
II.2. Descente de charge	26
II.2.1. Charges permanentes.....	26
II.2.1.1. Plancher terrasse inaccessible	26
II.2.1.2. Plancher étage courants	27
II.2.1.3. Mur extérieur (double cloison).....	28
II.2.1.4. Mur intérieur.....	28
II.2.1.5. Acrotère	29
II.2.1.6. Balcon.....	29
II.2.1.7. Escaliers.....	30
II.2.1.7.1. Paillasse	31
II.2.1.7.2. Palier.....	31
II.2.2. Charges d'exploitation	32

II.2.2.1. Loi de dégression des charges d'exploitations	32
II.3. Conclusion.....	33

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments principaux

III.1. Introduction.....	35
III.2. Pré-dimensionnement des planchers	35
III.2.1. Plancher à corps creux	35
III.2.1.1. Condition de rigidité	36
III.2.2. Dalle pleine	36
III.3. Pré-dimensionnement des poutres	38
III.4. Pré-dimensionnement des poteaux.....	40
III.4.1. Poteau le plus sollicité.....	40
III.4.2. Exemple de calcul	42
III.5. Pré dimensionnement des voiles	44
III.5.1. Pour RDC, 1er au 5eme étage.....	45
III.6. Conclusion	45

Chapitre IV : Calcul des planchers

IV.1. Introduction.....	47
IV.2. Dimensionnement des poutrelles	47
IV.2.1. Disposition des poutrelles	48
IV.3. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles	49
IV.3.1. Méthode forfaitaire	49
IV.3.1.1. Principe de calcul.....	49
IV.3.1.2. Les valeurs des moments aux appuis	50
IV.3.1.3. Effort tranchant	50
IV.3.2. La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mougine »)	51
IV.3.2.1. Principe de calcul.....	51
IV.3.3. Logiciel RDM6	52
IV.3.3.1. Présentation de logiciel	52
IV.3.3.2. Principes de la modélisation	54
IV.3.3.3. Exemple de la modélisation.....	55
IV.4. Méthodes de calcul du ferrailage des poutrelles.....	56
IV.4.1. Objet et présentation générale du programme (KOKA).....	56
IV.4.2. Hypothèses.....	56
IV.4.3. Exemple de ferrailage	57
IV.5. Calcul du ferrailage.....	59

IV.5.1. Planchers étages courant	59
IV.5.1.1. Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants.....	59
IV.5.1.1.1. Choix de la méthode de calcul des sollicitations	60
IV.5.1.1.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles	60
IV.5.1.1.3. Calcul des sollicitations	60
IV.5.1.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	64
IV.5.1.2.1. Ferrailage en travée.....	65
IV.5.1.2.2. Ferrailage Sur appuis	66
IV.5.1.2.3. Appuis de rive.....	67
IV.5.1.3. Les vérifications.....	68
IV.5.1.3.1. Vérification à L' E .L .S	71
IV.5.2. Plancher terrasse	78
IV.5.2.1. Etude des poutrelles Plancher terrasse.....	78
IV.5.2.1.1. Choix de la méthode de calcul des sollicitations	79
IV.5.2.1.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles	79
IV.5.2.1.3. Calcul des sollicitations	79
IV.5.2.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU).....	84
IV.5.2.2.1. Ferrailage en travée.....	85
IV.5.2.2.2. Ferrailage Sur appuis	86
IV.5.2.3. Les vérifications.....	88
IV.5.2.3.1. Vérification à L' E .L .S	90
IV.5.4. Étude de la dalle pleine.....	99
IV.5.4.1. Calcul de ferrailage.....	100
IV.5.4.2. Les vérifications à L'E.L.S	103
IV.5.4.3. Disposition du ferrailage.....	106

Chapitre V : Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

V.1. Introduction	109
V.2. Acrotère.....	109
V.2.1. Hypothèse de calcul	109
V.2.2. Géométrie.....	110
V.2.3. Evaluation des charges et surcharges	110
V.2.3.1. Poids propre de l'acrotère	110
V.2.3.2. Surcharge d'exploitation	110
V.2.4. Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme.....	110
V.2.5. . Calcul des sollicitations.....	110

V.2.5.1. État limite ultime (E.L.U.R).....	110
V.2.5.2. État limite de service (E.L.S)	111
V.2.5.3. Calcul de l'excentricité	111
V.2.6. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue	111
V.2.7. Calcul du ferrailage (E. L. U. R).....	112
V.2.7.1. État limite de compression du béton	112
V.2.7.2. Calcul des paramètres caractéristiques de la section.....	113
V.2.7.3. . Détermination de la section théorique des aciers tendus	113
V.2.7.4. Condition de non fragilité	113
V.2.7.5. Armatures principales	113
V.2.7.6. Armatures de répartition	114
V.2.8. Vérifications.....	114
V.2.8.1. Contrainte de cisaillement.....	114
V.2.9. Vérification à l'E.L.S	114
V.2.9.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	115
V.2.9.2. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}	115
V.3. Balcon	116
V.3.1. Introduction	116
V.3.2. Hypothèses de calcul.....	116
V.3.3. Evaluation des charges et surcharges	116
V.3.3.1. Poids propre de la dalle	116
V.3.3.2. Surcharge.....	116
V.3.4. Calcul des sollicitations.....	117
V.3.4.1. Calcul de la charge concentrée.....	117
V.3.4.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max	117
V.3.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R	117
V.3.5.1. Condition non fragilité	118
V.3.5.2. Armatures principales	118
V.3.5.3. Armatures de répartition	118
V.3.6. Vérifications.....	119
V.3.6.1. Contrainte de cisaillement.....	119
V.3.6.2. Contrainte d'adhérence	119
V.3.6.3. Vérification a l'E.L.S	119
V.3.6.4. Vérification de la flèche	120
V.4. Escaliers	122

V.4.1. Définition	122
V.4.2. Terminologie	122
V.4.3. Dimensions des escaliers.....	122
V.4.4. Étude l'escalier.....	123
V.4.4.1. Cas de volée	123
V.4.4.2. Dimensionnement des Marches et contre marches	123
V.4.4.3. Evaluation des charges et surcharges	124
V.4.4.4. Calcul des sollicitations.....	125
V.4.4.4.1. État limite ultime (E.L.U.R).....	125
V.4.4.5. Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R.....	127
V.4.4.5.1. En travée.....	127
V.4.4.5.2. Sur appuis.....	128
V.4.4.6. Vérifications	129
V.4.4.6.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S.....	129
V.4.5. Étude de la poutre palière.....	131
V.4.5.1. Dimensionnement	131
V.4.5.2. Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003	131
V.4.5.3. Charges supportées par la poutre	131
V.4.5.4. Calcul des sollicitations à l'E.L.U.....	132
V.4.5.5. Calcul du ferrailage à l'E.L.U	132
V.4.5.6. Vérifications de la poutre palière	133
V.4.5.7. Ferrailage des armatures transversales.....	134
V.4.5.8. Calcul de la flèche.....	134
V.4.5.9. Calcul de la poutre palière à la torsion.....	135

Chapitre VI : Étude Sismique

VI.1. Introduction.....	138
VI.1.1. Définition d'un séisme.....	138
VI.1.2. Causes du séisme	138
VI.1.3. Effets du séisme sur les structures	138
VI.1.4. L'étude sismique.....	138
VI.2. Objectif de l'étude dynamique	138
VI.3. Méthodes de calcul	138
VI.3.1. Analyse statique équivalente	139
VI.3.2. Analyse modale spectrale	139
VI.3.3. Choix de la méthode	139

VI.4. Modélisation	139
VI.4.1. Modélisation des structures	139
VI.4.2. Présentation du logiciel ETABS V9.7.4	140
VI.4.3. Démarches de modélisation sur ETABSV9.7.4 à suivre	140
VI.5. Évaluation des efforts sismiques.....	140
VI.6. Calcul de la force sismique totale	141
VI.6.1. La masses de la structure «W»	144
VI.7. Calcul de l'excentricité	145
VI.8. Définition de la source de masse	146
VI.9. Disposition des voiles	147
VI.10. Vérification vis-à-vis articles RPA :.....	150
VI.10.1. Cas (From Self and Specific Mass and Loads) :.....	150
VI.10.1.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003).....	150
VI.10.1.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)	150
VI.10.1.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003)	151
VI.10.1.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003)	152
VI.10.1.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003).....	153
VI.10.2. Cas From Loads	154
VI.10.2.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003).....	154
VI.10.2.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)	155
VI.10.2.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003)	156
VI.10.2.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003)	156
VI.10.2.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003).....	157
VI.10.2.6. Vérification au renversement.....	159
VI.10.2.7. Justification de l'interaction voile-portique	159
VI.11. Conclusion :	160

Chapitre VII : Étude des portiques

VII.1. Introduction	162
VII.2. Étude des charges verticales et horizontales	162
VII.3. Les combinaisons de calcul	162
VII.3.1. Poutres	162
VII.3.2. Poteaux	162
VII.4. Ferrailage des poutres.....	162
VII.4.1. Méthode de calcul.....	162
VII.4.2. Les armatures minimales	163

VII.4.3. Poutres principales (30x35) cm ²	163
VII.4.3.1. Exemple de calcul.....	164
VII.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	165
VII.4.4. Poutres secondaires (30x30) cm ²	166
VII.4.4.1. Armatures minimales.....	166
VII.4.4.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux	166
VII.4.5. Calcul les armatures transversales	166
VII.4.5.1. Diamètre des armatures transversales	166
VII.4.5.2. Calcul de L'espacement	167
VII.4.6. Ancrage des armatures tendues	167
VII.4.7. Calcul des crochets	167
VII.4.8. La longueur de recouvrement	168
VII.4.9. Les vérifications	168
VII.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S).....	168
VII.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant.....	169
VII.4.9.3. Vérification de la flèche	170
VII.5. Ferrailage des poteaux.....	173
VII.5.1. Méthode de calcul.....	173
VII.5.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99/version 2003	173
VII.5.3. Sollicitations de calcul.....	174
VII.5.4. Exemple de calcul.....	175
VII.5.4.1. Calcul les armatures longitudinale	175
VII.5.4.2. Calcul des armatures transversales	179
VII.6. Les vérifications	181
VII.6.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	181
VII.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement	182
VII.7. Vérification de ferrailage selon Socotec(Bael R).....	184
VII.7.1. Exemple de calcul :	185
VII.8. Conclusion :.....	187

Chapitre VIII : Étude des voiles

VIII.1. Introduction	189
VIII.2. Le système de contreventement	189
VIII.2.1. Conception	189
VIII.3. Calcul du système de contreventement	189
VIII.3.1. Principe de calcul du voiles.....	190

VIII.3.2. La méthode de calcul du voiles	190
VIII.4. Les recommandations du R.P.A99/version 2003	191
VIII.4.1. Armatures verticales.....	191
VIII.4.2. Armatures horizontales	191
VIII.4.3. Armatures transversales	191
VIII.4.4. Armatures de couture	191
VIII.5. Calcul ferrailage des voiles	192
VIII.5.1. Exemple de calcul (Type 1)	192
VIII.5.1.1. Détermination des contraintes	192
VIII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression.....	192
VIII.5.1.3. Longueur de la zone tendue	193
VIII.5.1.4. Calcul de la contrainte σ_3	193
VIII.5.1.5. Détermination des armatures verticales	193
VIII.5.1.6. Calcul des armatures horizontales.....	194
VIII.5.1.7. Calcul des armatures transversales.....	194
VIII.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	194
VIII.5.2. Exemple de calcul (Type 2)	195
VIII.5.2.1. Détermination des contraintes	195
VIII.5.2.2. Vérification des contraintes de compression.....	196
VIII.5.2.3. Longueur de la zone tendue	196
VIII.5.2.4. Calcul de la contrainte σ_3	196
VIII.5.2.5. Calcul des armatures horizontales.....	197
VIII.5.2.6. Calcul des armatures transversales.....	198
VIII.5.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	198
VIII.5.3. Voile avec ouverture	198
VIII.5.3.1. Détermination des contraintes	199
VIII.5.3.2. Calcul des armatures verticales	199
VIII.5.3.3. Calcul des armatures horizontales.....	200
VIII.5.3.4. Calcul des armatures transversales.....	200
VIII.5.3.5. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	200
VIII.5.4. Ferrailage des linteaux	201
VIII.5.4.1. Introduction	201
VIII.5.4.2. Sollicitation des linteaux	201
VIII.5.4.3. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b	201

VIII.5.4.4. Calcul ferrailages des linteaux	201
VIII.5.4.5. Ferrailage minimal : Selon R.P.A99/version 2003	202

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

IX.1. Introduction.....	205
IX.2. Le voile périphérique	205
IX.2.1. Dimensionnement	205
IX.2.2. Calcul des charges	206
IX.2.2.1. Poussée des terres	206
IX.2.2.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge	206
IX.2.2.3. La charge pondérée	206
IX.2.3. Ferrailage du voile périphérique	206
IX.2.3.1. Les valeurs des moments en travée sont	207
IX.2.3.2. Calcul du Ferrailage.....	207
IX.2.3.3. Condition de non fragilité	207
IX.2.4. Les vérifications.....	208
IX.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant	208
IX.2.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S.....	208
IX.3. Calcul des fondations.....	210
IX.3.1. Introduction.....	210
IX.3.2. Choix du type de fondations	210
IX.3.2.1. Vérification des semelles isolées	211
IX.3.2.2. Vérification des semelles filantes	212
IX.3.2.3. Vérification des radier général.....	212
IX.3.3. Définition du radier.....	212
IX.3.4. Calcul du radier.....	213
IX.3.4.1. Poids supporté par le radier :	213
IX.3.5. Pré dimensionnement du radier	213
IX.3.5.1. Surface du radier :	213
IX.3.5.2. Calcul de l'épaisseur du radier :	213
IX.3.5.3. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	214
IX.3.5.4. Vérification de la stabilité au renversement	214
IX.3.5.5. Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)	214
IX.4. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	215

IX.4.1. Vérifications de la poutre de libage :	215
IX.4.1.1. Des contraintes :	215
IX.4.1.2. La longueur élastique :	215
IX.4.1.3. Calcul des contraintes	216
IX.4.2. Évaluation des charges pour le calcul du radier	216
IX.4.3. Ferrailage du radier	216
IX.4.3.1. Méthode de calcul :	216
IX.4.3.2. Calcul du ferrailage :	217
IX.4.3.3. Détermination des efforts :	217
IX.4.3.4. Calcul des armatures	217
IX.4.3.5. Vérification de l'espacement	218
IX.4.4. Ferrailage des poutres de libages	218
IX.4.4.1. Sens longitudinale	219
IX.4.4.2. Sens transversale	220
IX.4.4.3. Armature transversal	222
IX.5. Conclusion	223
Conclusion générale	225
Références Bibliographiques	227
Annexes	229

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Figure I-1 : Plan de masse	5
Figure I-2 : Façade principale de la structure	6
Figure I-3 : Façade latéral de la structure	7
Figure I-4 : Coupe transversale de la structure.....	8
Figure I-5 : Plan RDC de la structure	9
Figure I-6 : Plan étage courant de la structure.....	10
Figure I-7 : Plan terrasse	11
Figure I-8 : Diagramme parabole rectangle	17
Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.	18
Figure I-10 : Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91 modifié 99)	20
Figure I-11 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots	23

Chapitre II : Descente des charges

Figure II-1 : Terrasse inaccessible.....	26
Figure II-2 : Plancher étage courant, R.D.C	27
Figure II-3 : Détail mur extérieur.	28
Figure II-4 : Détail d'un mur intérieur.	28
Figure II-5 : Schéma d'acrotère.....	29
Figure II-6 : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.	29
Figure II-7 : Schéma d'un escalier.	30

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments principaux

Figure III-1 : Coupe du plancher à corps creux.....	36
Figure III-2 : Le poteau le plus sollicité.	40
Figure III-3 : Coupe de voile en élévation.	44

Chapitre IV : Calcul des planchers

Figure IV-1: Dimensionnement des poutrelles.	47
Figure IV-2:Disposition des poutrelles	48
Figure IV-3 : Schéma d'une poutre continue	49
Figure IV-4 : Diagrammes du moment corrigé.	49
Figure IV-5 : Diagramme de l'effort tranchant.	51

Figure IV-6: Fenêtre de déclaration des données générales sur koka	57
Figure IV-7 : Fenêtre de déclaration des charges sur koka	58
Figure IV-8 : Fenêtre de disposition des armatures de chaque travée.....	58
Figure IV-9 : Fenêtre de disposition des armatures totales	59
Figure IV-10 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul	61
Figure IV-11: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].....	63
Figure IV-12: Diagramme des efforts tranchants T [KN].....	63
Figure IV-13 : La section de la poutrelle calculée (en T).....	64
Figure IV-14: Position de l'axe neutre.	65
Figure IV-15: Compression de la bille d'about.	70
Figure IV-16: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant	77
Figure IV-17: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant.....	77
Figure IV-18: Armatures supérieures appui de rive selon KOKA.....	77
Figure IV-19: Armatures inférieures en travée selon KOKA	78
Figure IV-20: Armatures supérieures appui intermédiaire selon KOKA.....	78
Figure IV-21 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.	79
Figure IV-22: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU selon la méthode analytique.	82
Figure IV-23: Diagramme des efforts tranchants T [KN].à ELU selon la méthode analytique..	82
Figure IV-24: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU selon RDM6.....	83
Figure IV-25: Diagramme des efforts tranchants T [KN].à ELU selon RDM6.....	83
Figure IV-26: Position de l'axe neutre.	85
Figure IV-27 : Compression de la bille d'about.	89
Figure IV-28: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse	96
Figure IV-29: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires Plancher terrasse.....	96
Figure IV-30: Armatures supérieures appui de rive selon KOKA.....	97
Figure IV-31: Armatures inférieures en travée selon KOKA.	97
Figure IV-32: Armatures supérieures appui intermédiaire selon KOKA.....	97
Figure IV-33 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.....	98
Figure IV-34: Panneau de dalle le plus sollicité.....	99
Figure IV-35: Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.	107

Chapitre V : Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

Figure V-1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.	109
Figure V-2: Section d'acrotère à ferrailer.	112

Figure V-3: Schéma de ferrailage d'acrotère.	115
Figure V-4: Schéma représente type de balcon.	116
Figure V-5: Schéma représente le type de balcon.	117
Figure V-6: Section de balcon à ferrailer.	117
Figure V-7: Schéma de ferrailage du balcon.	121
Figure V-8: Vu en plan de l'escalier.	123
Figure V-9: Schéma statique de l'escalier.	123
Figure V-10: Schéma statique des charges de l'escalier.	125
Figure V-11: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants.	126
Figure V-12: Section d'escalier à ferrailer.	127
Figure V-13: Schéma de ferrailage de l'escalier.	131
Figure V-14: Diagramme du moment pour la poutre palière.	132
Figure V-15: La poutre palière à la torsion.	135
Figure V-16: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	136

Chapitre VI : Étude Sismique

Figure VI-1: Spectre de réponse.	141
Figure VI-2 : Poids de chaque étage.	145
Figure VI-3: Disposition des voiles.	147
Figure VI-4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.	148
Figure VI-5: Première mode principal de vibration suivant x.	148
Figure VI-6: Deuxième mode principal de vibration suivant y.	149
Figure VI-7: Troisième mode principal de vibration en torsion.	149

Chapitre VII : Étude des portiques

Figure VII-1: Répartition des moments dans la zone nodale.	167
Figure VII-2: Zone nodale.	174
Figure VII-3: Fenêtre de déclaration des données générales sur Bael R.	185
Figure VII-4: Fenêtre résultats de section des armatures selon Bael R.	185

Chapitre VIII : Étude des voiles

Figure VIII-1: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 1).	195
Figure VIII-2: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 2).	198
Figure VIII-3: Schéma de ferrailage d'un trumeau.	200
Figure VIII-4: Schéma explicatif du linteau.	202
Figure VIII-5: Schéma du ferrailage de linteau.	203

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Figure IX-1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.....	206
Figure IX-2:Schéma d'une semelle isolée.....	211
Figure IX-3:Radier général.....	212
Figure IX-4: Schéma du panneau le plus défavorable.....	217
Figure IX-5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	219
Figure IX-6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	220
Figure IX-7: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.....	222
Figure IX-8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.....	223

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I-1 : Règlements de calcul et moyens utilisés	4
Tableau I-2 : Caractéristiques géométriques	12
Tableau I-3 : Ossature et système constructif adopté.....	12
Tableau I-4 : Les caractéristiques géotechniques du sol	14
Tableau I-5 : Principaux caractéristiques et avantages de béton.....	15
Tableau I-6 : Contrainte de calcul aux états limites	21
Tableau I-7 : Tableau récapitulatif des hypothèses de calcul aux états limites.....	22
Tableau I-8: Les déformations limitent du pivot.....	23
Tableau I-9: Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	24

Chapitre II : Descente des charges

Tableau II-1 : Charge et surcharge du plancher terrasse.....	27
Tableau II-2 : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C.....	27
Tableau II-3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.....	28
Tableau II-4 : Charge et surcharge des murs intérieurs.....	29
Tableau II-5 : La descente des charges d'une dalle pleine.....	30
Tableau II-6 : Charges et surcharge du paillasse.....	31
Tableau II-7 : Charges et surcharge du palier.....	31
Tableau II-8 : Dégression des charges d'exploitations.....	33

Chapitre III : Pré-dimensionnement des éléments principaux

Tableau III-1 : Pré-dimensionnement de la dalle pleine	36
Tableau III-2 : Pré-dimensionnement des poutres	38
Tableau III-3 : L'effort normal ultime N_u selon les règles du B.A.E.L91	41
Tableau III-4: Effort normal ultime due à chaque niveau N_u	42
Tableau III-5 : Pré-dimensionnement des poteaux (a,b)	43
Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.....	44
Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.....	45

Chapitre IV : Calcul des planchers

Tableau IV-1 : Exemple de modélisation sur RDM6.....	55
Tableau IV-2 : Les différents types de poutrelles dans le plancher RDC, étages courants.....	59

Tableau IV-3 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	60
Tableau IV-4 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.	60
Tableau IV-5 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).....	64
Tableau IV-6 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC.....	65
Tableau IV-7 : Vérification des compressions.	71
Tableau IV-8 : Les différents types de poutrelles dans le plancher terrasse.	78
Tableau IV-9 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles	79
Tableau IV-10 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.	79
Tableau IV-11 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).	83
Tableau IV-12 : Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles du terrasse selon méthode analytique et RDM6	84
Tableau IV-13 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.....	85
Tableau IV-14 : Vérification des compressions.	91

Chapitre V : Calcul et ferrailage des éléments non structuraux

Tableau V-1: Calcul de ferrailage de balcon.....	118
Tableau V-2: Calcul les efforts tranchants de l'escalier.....	126
Tableau V-3: Calcul de ferrailage d'escalier en travée	127
Tableau V-4: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis	128
Tableau V-5: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée	132
Tableau V-6: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis	133
Tableau V-7: Vérification des différentes conditions (poutre palière).....	133

Chapitre VI : Étude Sismique

Tableau VI-1: Valeurs de la pénalité P_q	143
Tableau VI-2: Détermination des poids des différents niveaux $W(KN)$	144
Tableau VI-4: Calage de la période.....	150
Tableau VI-5: Tableau des modes et des périodes.	150
Tableau VI-6: Participation massique cumulée.....	151
Tableau VI-7: Vérification des forces sismiques.	152
Tableau VI-8: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	152
Tableau VI-9: Vérification à l'effet $P-\Delta$	154
Tableau VI-10: calage de la période.....	154

Tableau VI-11: Tableau des modes et des périodes.	155
Tableau VI-12: Participation massique cumulée.....	155
Tableau VI-13: Vérification des forces sismiques.	156
Tableau VI-14: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.....	157
Tableau VI-15: Vérification à l'effet P- Δ	158

Chapitre VII : Étude des portiques

Tableau VII-1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.	164
Tableau VII-2: Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.	165
Tableau VII-3: Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).....	165
Tableau VII-4: Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).	166
Tableau VII-5: Ferrailage des poutres principales.	171
Tableau VII-6: Ferrailage des poutres secondaires.	172
Tableau VII-7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003..	174
Tableau VII-8: Les sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre.	174
Tableau VII-9: Les sollicitations défavorables du 2 ^{ème} genre.	175
Tableau VII-10: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	179
Tableau VII-11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.	182
Tableau VII-12: Ferrailages des poteaux.	184
Tableau VII-13: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales selon le calcul et Bael R	186
Tableau VII-14: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires selon le calcul et Bael R	186

Chapitre IX : Étude de l'infrastructure

Tableau IX-1: les moments fléchissant suivant les deux sens.....	217
Tableau IX-2: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.....	220
Tableau IX-3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.	221

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 I_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 jours ;
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 jours ;
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 ;
η	Coefficient d'équivalence ;
S_t	Espacement des armatures transversales ;
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ;
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus ;
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé ;
\mathcal{E}_{sl}	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 ;

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, sujet de beaucoup de questions axées principalement sur le choix du type d'ouvrage et la détermination dans chaque cas la structure la mieux adaptée parmi celles qui existent.

Cependant, si le métier de construire peut-être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, de s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité ultime de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que le séisme.

A cet effet, l'homme a créé des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique et la résistance. Ainsi il a imposé des règlements visant à cadrer les constructions dont le but est d'assurer la durabilité et le confort et d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Or, la réglementation algérienne définit des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. Elle nous a permis de présenter la solution béton armé de notre projet composé de dimensionnement des éléments résistants et secondaires en béton armé, coffrage et ferrailage.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation et approfondir nos connaissances dans le domaine de génie civil, nous avons procédé au calcul et analyse sismique d'une structure en béton armé à usage d'habitation R+5 en utilisant le logiciel de calcul ETABS 9.7.4 pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Pour cela, nous avons réparti notre travail en neuf chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste à la présentation de notre projet, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré à l'évaluation des charges de tous les éléments.
- Le troisième chapitre consacré au pré-dimensionnement de tous les éléments.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude de plancher
- Le cinquième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments secondaires.

- Le sixième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel ETABS 9.7.4.

Le septième chapitre traite le calcul de ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS 9.7.4.

- Le huitième chapitre comporte l'étude des voiles
- Le neuvième chapitre (dernier) aborde l'étude de l'infrastructure.

Dans la conception de ce projet nous avons utilisé plusieurs logiciels qui permis la fiabilité et la rapidité d'exécution.

CHAPITRE I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

I.1.Introduction

L'étude technique et analyse sismique d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles le master ou l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2.Règlements de calcul et moyens utilisés

Tableau I-1 : Règlements de calcul et moyens utilisés

Règlements	Moyens et logiciels
<ul style="list-style-type: none"> • DTR BC-2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation. • DTR BC- 2.41 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93. • DTR BC- 2.48 : Règles Parasismique Algérienne RPA 99 Version 2003. • BAEL91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites 	<ul style="list-style-type: none"> • ETABS V 9.7.4 (Extended 3D (Three-Dimensional) Analysis of Building Systems) • RDM 6 (Résistance des matériaux 6.) • SOCOTEC (Société de Contrôle Technique et d'expertise de la construction)

I.3.Présentation du projet

Notre projet consiste à l'étude technique et analyse sismique d'une structure en béton armé cas d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un Rez-de-chaussée plus cinq étages, implanté à la commune de **THENIET ELHAD**, la wilaya de **TISSEMSILT** qui est une zone de moyenne sismicité (**IIa**) d'après les règles parasismiques algériennes (**RPA 99 version 2003**). ».

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte (voiles-portiques).



Figure I-1 : Plan de masse

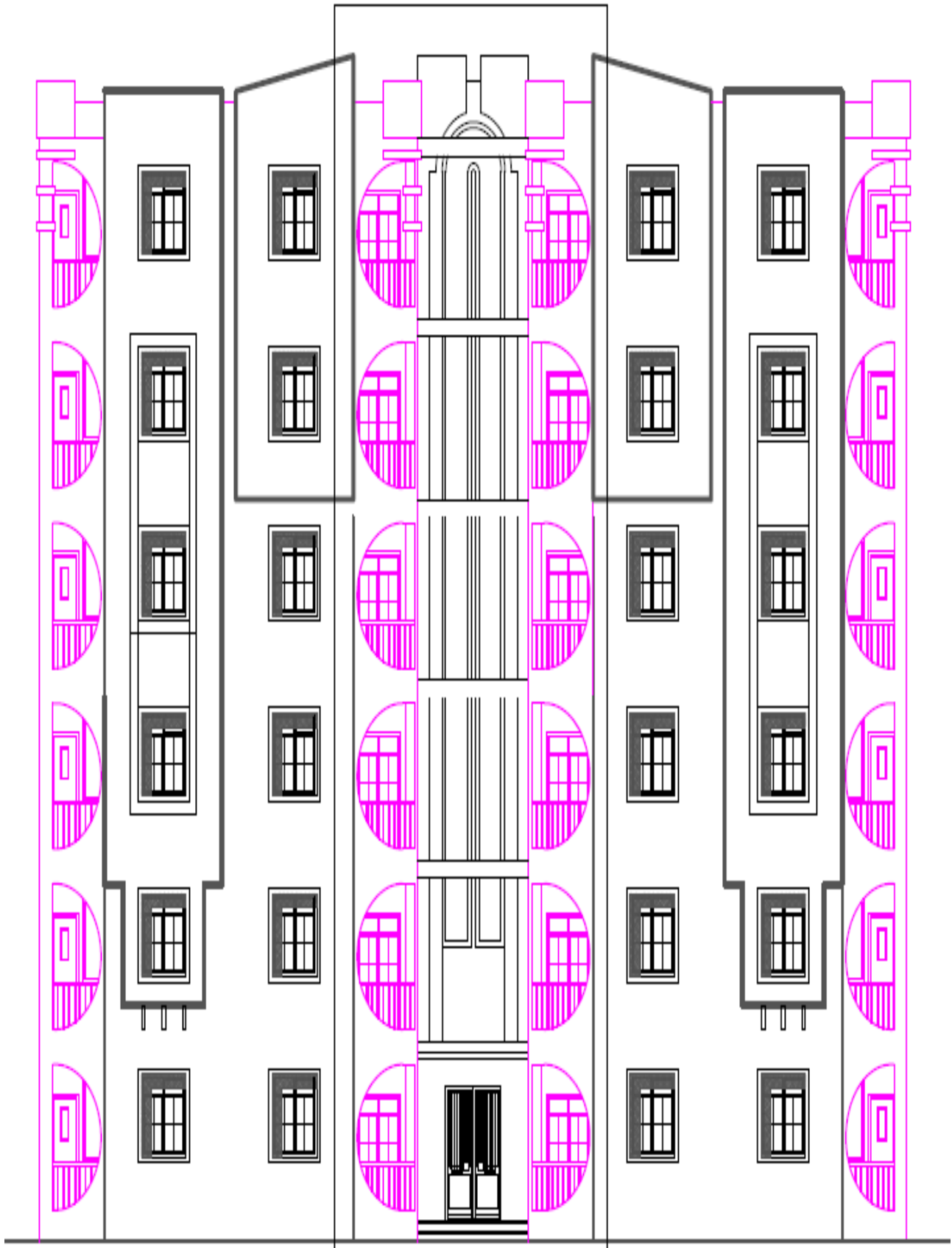


Figure I-2 : Façade principale de la structure

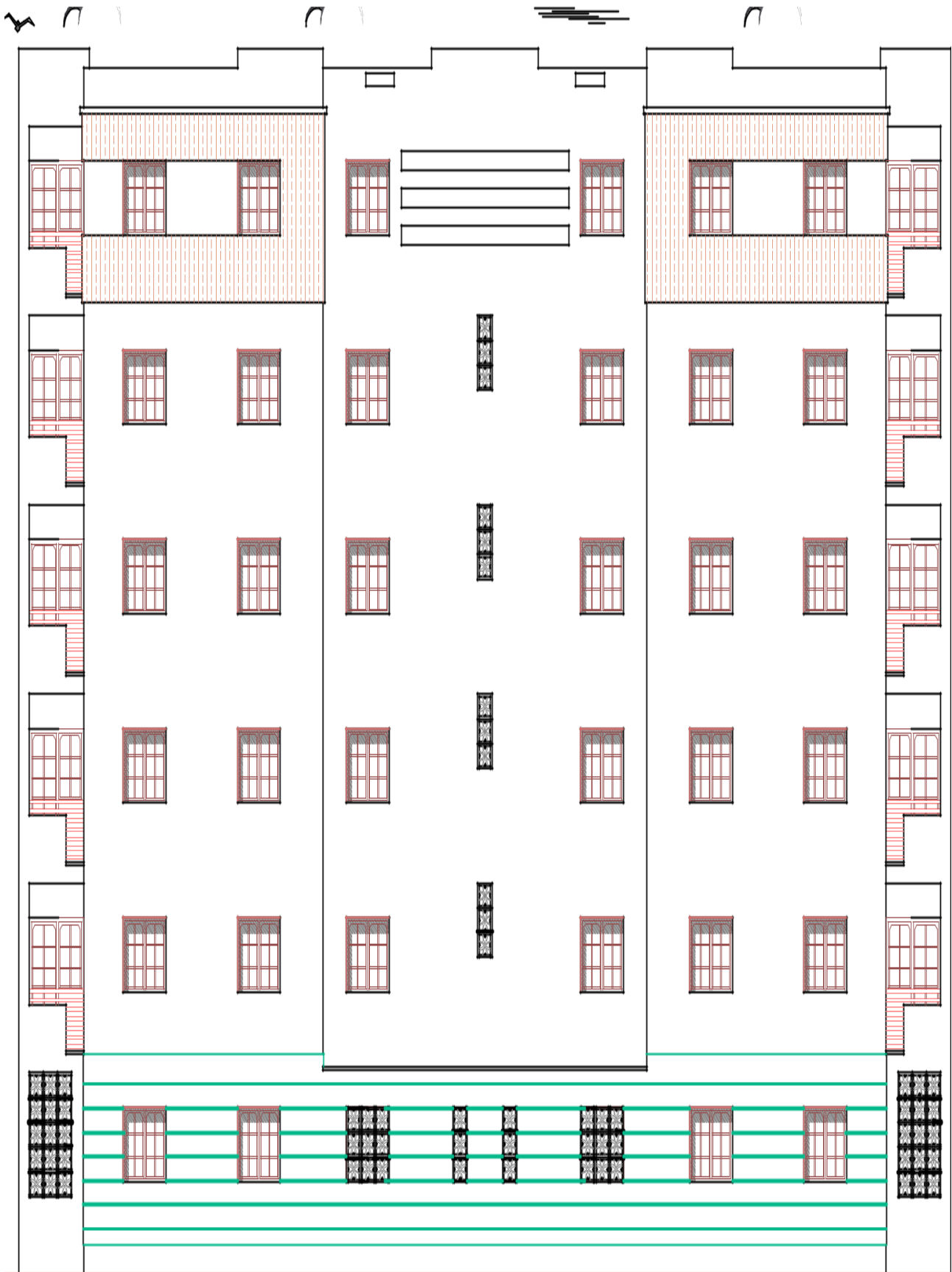


Figure I-3 : Façade latéral de la structure

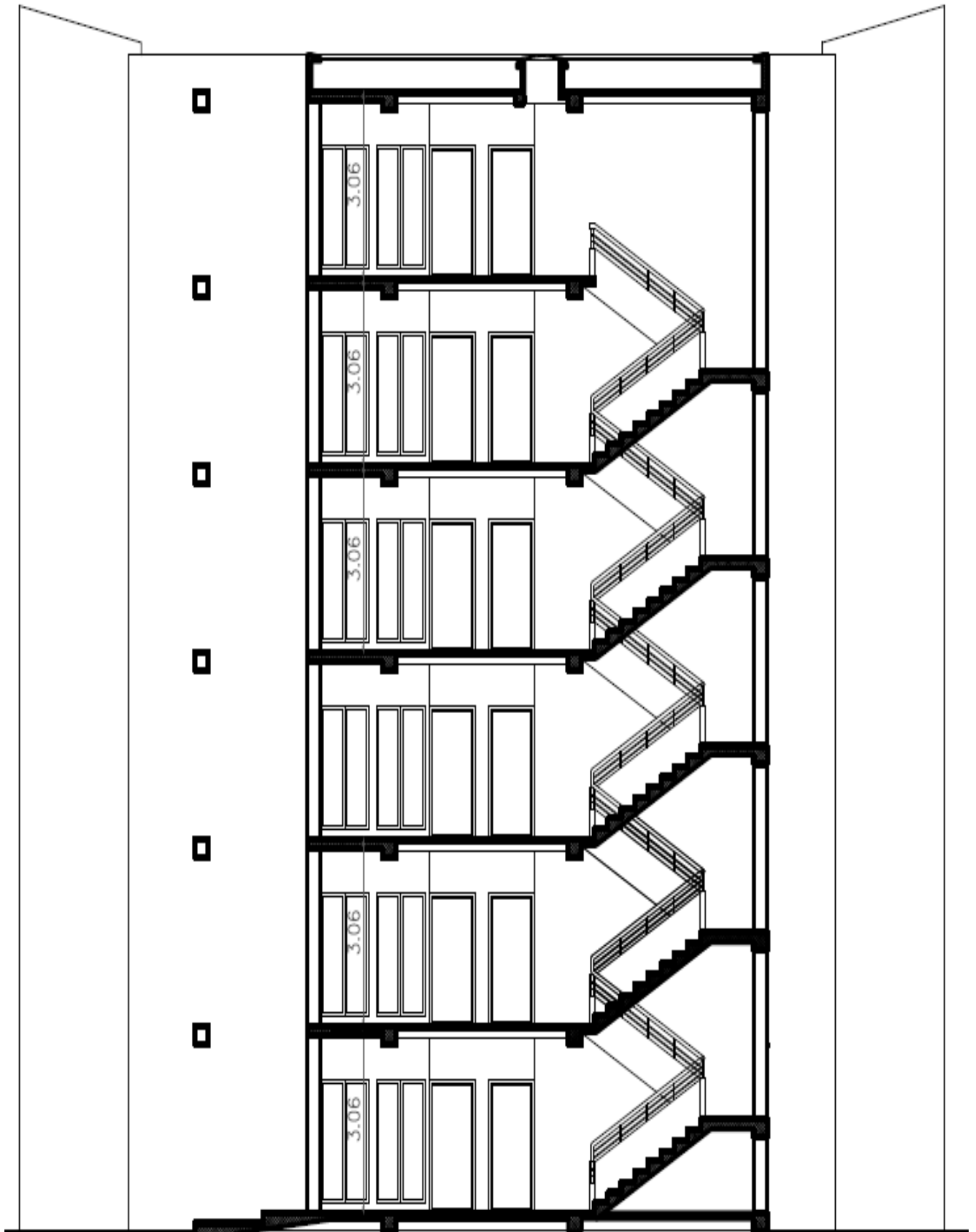


Figure I-4 : Coupe transversale de la structure

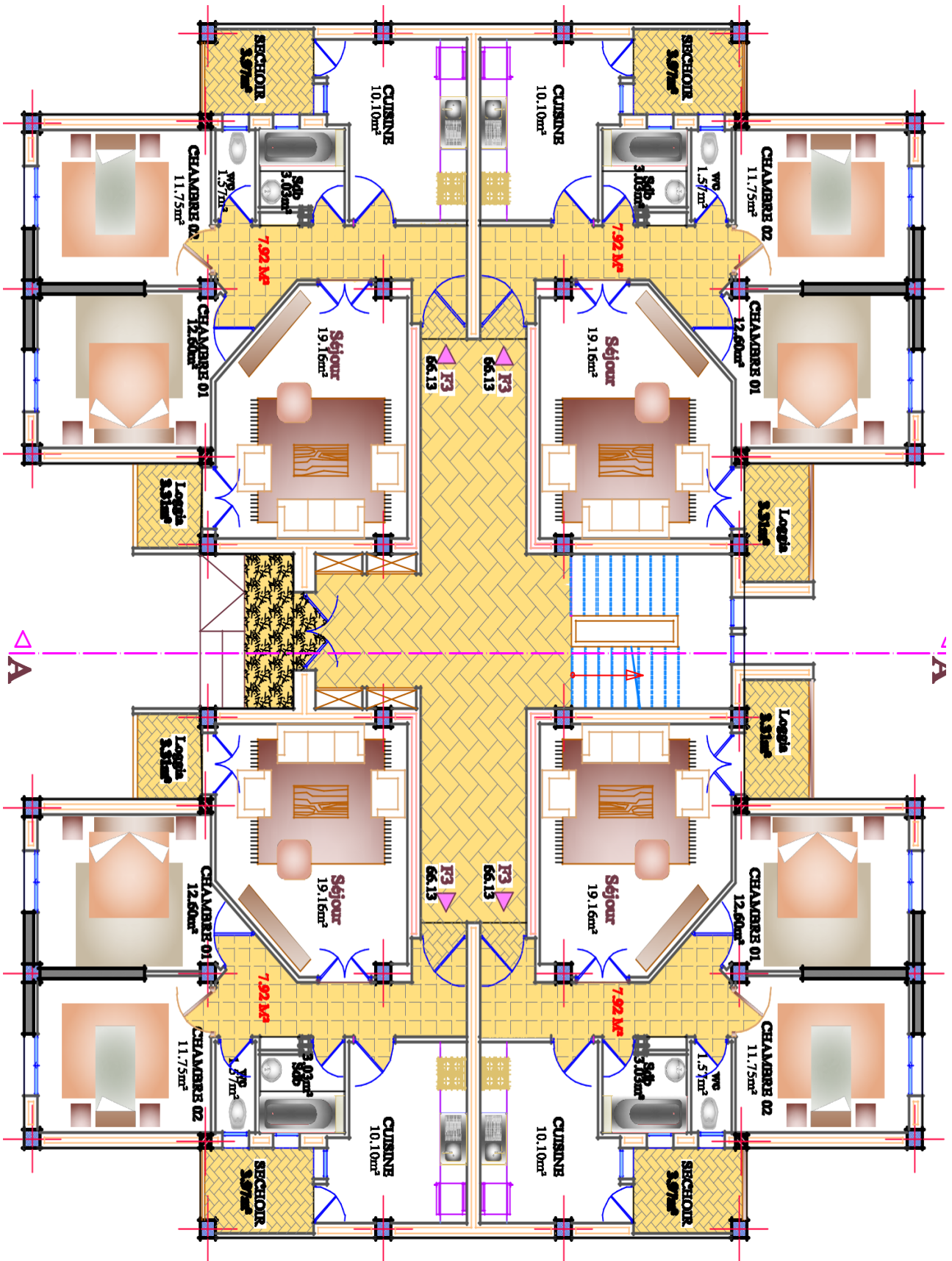


Figure I-5 : Plan RDC de la structure

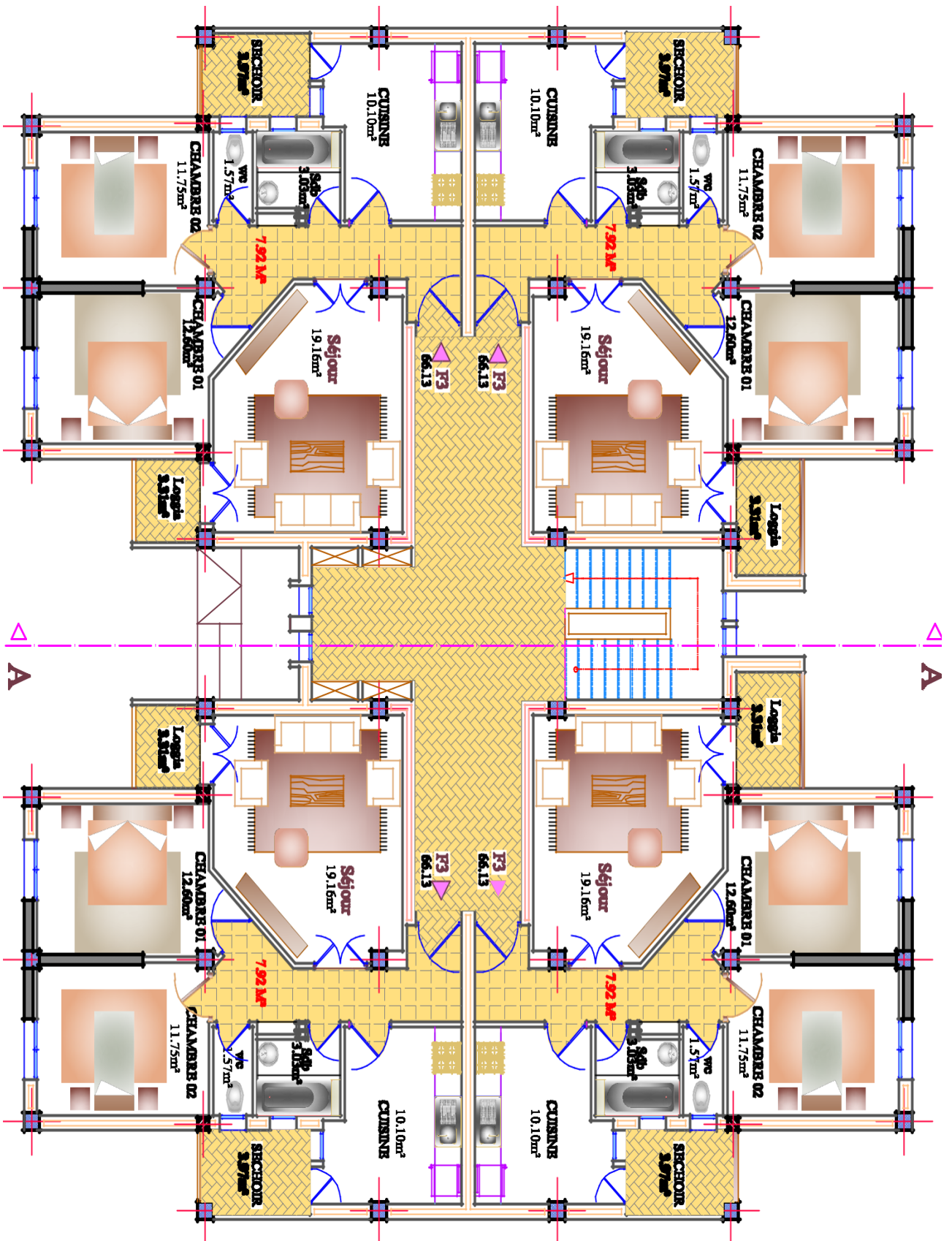
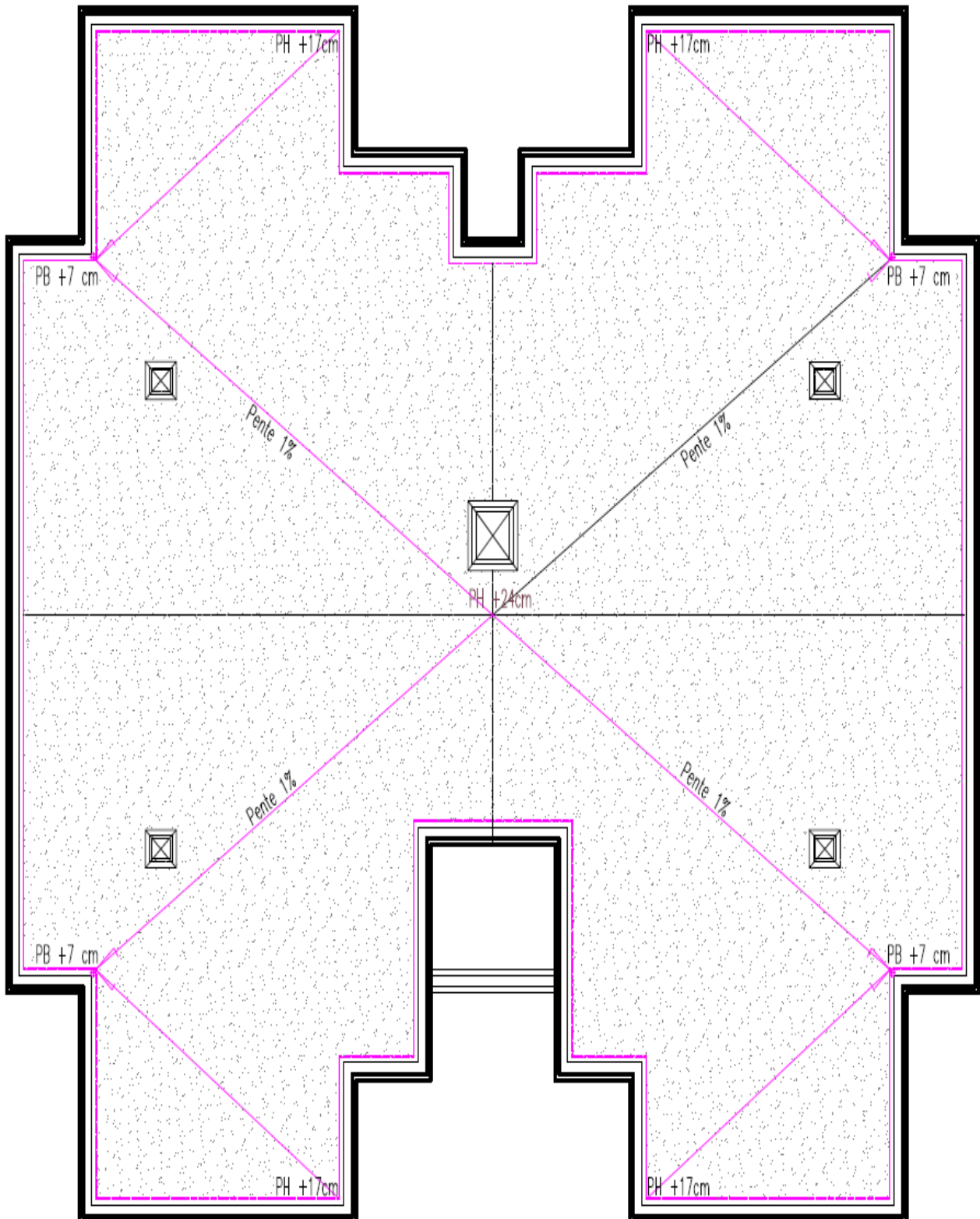


Figure I-6 : Plan étage courant de la structure

**Figure I-7 : Plan terrasse**

I.3.1. Caractéristiques géométriques

Les dimensions de la structure sont :

Tableau I-2 : Caractéristiques géométriques

Longueur total	23,50 m
Largeur total	20,20 m
Hauteur du Rez-de-chaussée	3,06 m
Hauteur d'étage courant	3,06 m
Hauteur totale de bâtiment sans acrotère	18,36 m
Hauteur de l'acrotère	0,6 m
Hauteur totale de bâtiment avec acrotère	18,96 m

I.3.2. Ossature et système constructif adopté

Tableau I-3 : Ossature et système constructif adopté

Ossature	C'est une ossature assuré par un système de contreventement mixte (voiles et portiques).
Les planchers	<p>Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges, notre structure comporte deux types de planchers :</p> <p>a. Planchers en corps creux (16+4) cm</p> <p>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.</p> <p>Ce type de planchers est utilisé pour les raisons suivantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 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). <p>b. Plancher en dalle pleine (ep=15cm)</p> <p>La dalle en béton armé coulée en place sur un coffrage plat.</p>

Terrasse	<p>Il existe un seul type de terrasse :</p> <p>➤ Terrasse inaccessible.</p>
Escaliers	<p>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.</p> <p>Notre structure comporte un seul type d'escaliers :</p> <p>➤ Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire.</p>
Maçonnerie	<p>Les murs de notre structure seront exécutés comme suit :</p> <p>a. Murs extérieurs</p> <p>Ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur, brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur, lame d'air de 5 cm d'épaisseur, brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.</p> <p>b. Murs intérieurs</p> <p>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.</p>
Balcon	<p>Sont des éléments non structuraux formés de dalle pleine en béton armé.</p>
Acrotère	<p>La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur 60 cm.</p>
Revêtement	<ul style="list-style-type: none"> • Enduit en plâtre pour les plafonds. • Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons. • Revêtement à carrelage pour les planchers. • Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.
Isolation	<p>L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.</p> <p>A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.</p>

I.3.3. Caractéristiques géotechniques du sol

Selon le rapport géotechnique du laboratoire (**L.T.P.O UNITE DE TISSEMSILT**) le sol d'assise présente les caractéristiques géotechniques suivantes :

Tableau I-4 : Les caractéristiques géotechniques du sol

La contrainte du sol est : δ_{sol}	1 bar pour un ancrage $h = 2$ m
Le poids spécifique du sol	$\gamma = 1,88 \text{ t}/\text{m}^3$
L'angle de frottement interne du sol φ	$43,53^\circ$
La cohésion C	0,268 bars
Le site (type de sol) S4	Très meuble

I.3.4. Caractéristiques mécanique des matériaux

I.3.4.1. Le 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 traction.

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

- 350 kg de ciment CPA325
- 400 L de sable $D \leq 5$ mm
- 800 L de gravillons $5 \leq D \leq 25$ mm
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se forme Soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.3.4.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton

Tableau I-5 : Principaux caractéristiques et avantages de béton

<p>La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal. • La mise en place des armatures dans le coffrage. • Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage. • Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton. 	
Les principaux avantages du béton armé sont	
Economie	Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
Souplesse des formes	Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
Résistance aux agents atmosphériques	elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
Résistance au feu	le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
Résistance mécanique	
Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.	
Résistance caractéristique à la compression	Résistance caractéristique à la traction
<p>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.</p> <p>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</p>	<p>Cette résistance est définie par la relation : selon le (D.T.R.-B.C. 2-41)</p> $f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \Rightarrow f_{c28} \leq 60\text{MPa}$ $f_{ij} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \Rightarrow f_{c28} > 60\text{MPa}$

<p>considéré, elle est évaluée par la formule :</p> <p>➤ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :</p> $f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \Rightarrow j \leq 28 \text{ jours}$ $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \Rightarrow j > 28 \text{ jours}$ <p>➤ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :</p> $f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \Rightarrow j \leq 28 \text{ jours}$ $f_{cj} = f_{c28} \Rightarrow j > 28 \text{ jours}$ <p>La résistance à la compression à 28 jour (f_{c28}) est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm.</p> <p>Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 MPa.</p>	<p>La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais, parmi ces essais on peut citer :</p> <ul style="list-style-type: none"> • 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.
<p>Contrainte de calcul</p> <p>La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.</p>	
<p>Définition des états limites</p> <p>Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.</p> <p>D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.</p> <p>Les états limites sont classés en deux catégories :</p>	
<p>Etat limite ultime (ELU)</p>	
<p>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 :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure. 	

- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

➤ **Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91 modifié99)**

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰) Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \left\{ \begin{array}{l} 3,5\text{‰} \\ \min(4,5; 0,025f_{c28})\text{‰} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array} \quad \varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

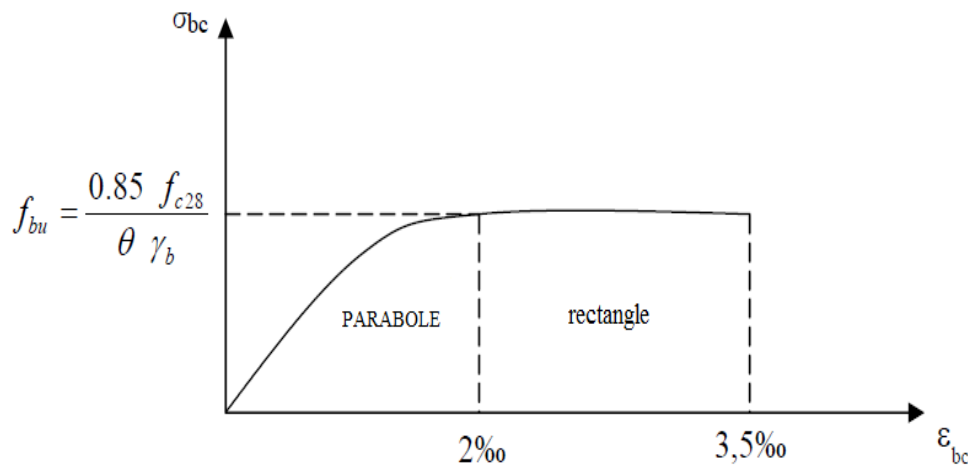


Figure I-8 : Diagramme parabole rectangle

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

Avec :

- $\theta=1 \rightarrow$ durée $> 24\text{h}$
- $\theta=0,9 \rightarrow 1\text{h} < \text{durée} < 24\text{h}$
- $\theta=0,85 \rightarrow$ durée $< 1\text{h}$
- $\gamma_b = 1,5 \rightarrow$ Combinaisons durable.
- $\gamma_b = 1,15 \rightarrow$ Combinaisons accidentelles
- ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
- σ_{bc} : contrainte de compression du béton
- f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

Etat limite de service (ELS)

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 quatre critères suivants :

- Compression du béton ;
- L'ouverture des fissures ;
- Déformation des éléments de la construction.
- La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

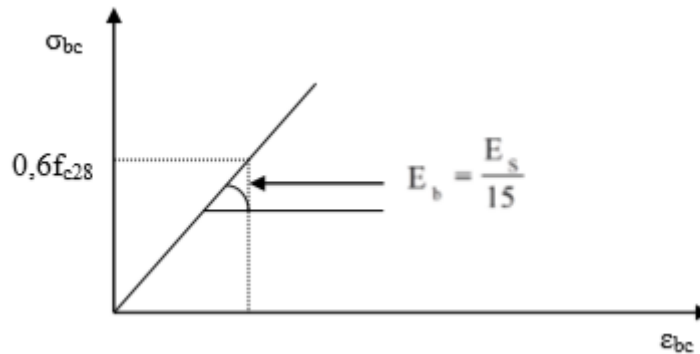


Figure I-9 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.

Contrainte admissible de cisaillement

$$\tau_u = \min(0,2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa}) \rightarrow \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min(0,15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa}) \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec :

- b : largeur de la pièce.
- d : hauteur utile.

Module de déformation longitudinal du béton	
<p>Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal, il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.</p>	
Module de déformation instantanée	Module de déformation différée
<p>Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.</p> <p>On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :</p> $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,19 \text{ MPa}$	<p>Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :</p> $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$
Module de déformation transversale	
<p>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.</p>	
$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du côté de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinal}}$	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ $\nu = 0,2$ 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 (béton fissuré). 	

I.3.4.3. Les aciers

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique ont utilisé les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel Fe E215, FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 5\text{mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

a. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$

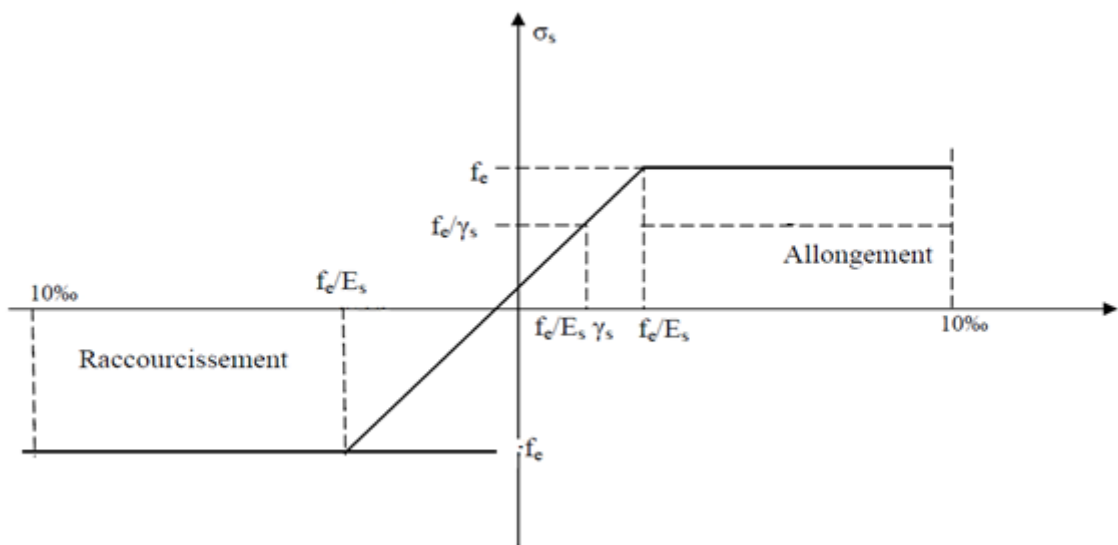


Figure I-10 : Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91 modifié 99)

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 général
- $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

b. Contrainte de calcul

Tableau I-6 : Contrainte de calcul aux états limites

ELU		ELS
La contrainte de calcul $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$		La vérification de la contrainte dans les aciers se fait par les contraintes limites de traction des armatures :
$\gamma_s = 1,15$	Situation durable ou transitoire.	<p>➤ Fissuration peu préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} \leq f_e$ pas de limitation</p> <p>➤ Fissuration préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa ;</p> <p>➤ Fissuration très préjudiciable $\overline{\sigma}_{st} = \min (0.5f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})$ Mpa.</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\eta=1$.....Pour ronds lisses • $\eta=1,6$.....Pour hautes adhérences $\varnothing \geq 6\text{mm}$ • $\eta=1,3$... Pour hautes adhérences avec $\varnothing < 6\text{mm}$
$\gamma_s = 1$	Situation accidentelle.	
Rond lisse ($f_e = 235$ MPa)		
$\sigma_s = 204,35$ (MPa)	Situation durable ou transitoire.	
$\sigma_s = 235$ (MPa)	Situation accidentelle.	
Haute adhérence ($f_e = 400$ MPa)		
$\sigma_s = 348$ (MPa)	Situation durable ou transitoire.	
$\sigma_s = 400$ (MPa)	Situation accidentelle.	
Module d'élasticité longitudinale $E_s = 2,1 \times 10^5$ [MPa].		
Allongement de rupture $\varepsilon_s =$ Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.		
Poids volumique		
<p>➤ Béton armé $\rightarrow \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$</p> <p>➤ Béton non armé $\rightarrow \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3$</p>		

I.4. Hypothèses de calcul aux états limites

Tableau I-7 : Tableau récapitulatif des hypothèses de calcul aux états limites

<p>Suivant les règles BAEL91 modifié 99 on distingue deux états limites de calcul :</p> <ul style="list-style-type: none"> • Etats limite ultime de résistance E. L. U. R • Etats limite de service ELS 	
<p>ELUR :</p> <p>Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 vesion2003.</p> <p>On doit par ailleurs vérifier que E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.</p>	<p>ELS :</p> <p>Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.</p> <p>Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.</p>
Hypothèse de calcul	
ELUR	ELS
<ul style="list-style-type: none"> • Les sections planes avant déformation restent planes après déformation. • Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. • La résistance du béton à la traction est négligée. • Le raccourcissement du béton est limité à : <ul style="list-style-type: none"> ✓ $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée. ✓ $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple • L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$ • Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour. <ul style="list-style-type: none"> ✓ Le béton en compression. ✓ L'acier en traction et en compression. 	<ul style="list-style-type: none"> • Les sections droites restent planes. • Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton. • Le béton tendu est négligé. • Les contraintes sont proportionnelles aux déformations. $\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$ $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$ $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$ <p>Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.</p> $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ « coefficient d'équivalente »}$

I.4.1.Règle des trois pivots (B.A.E.L91 modifié99) :

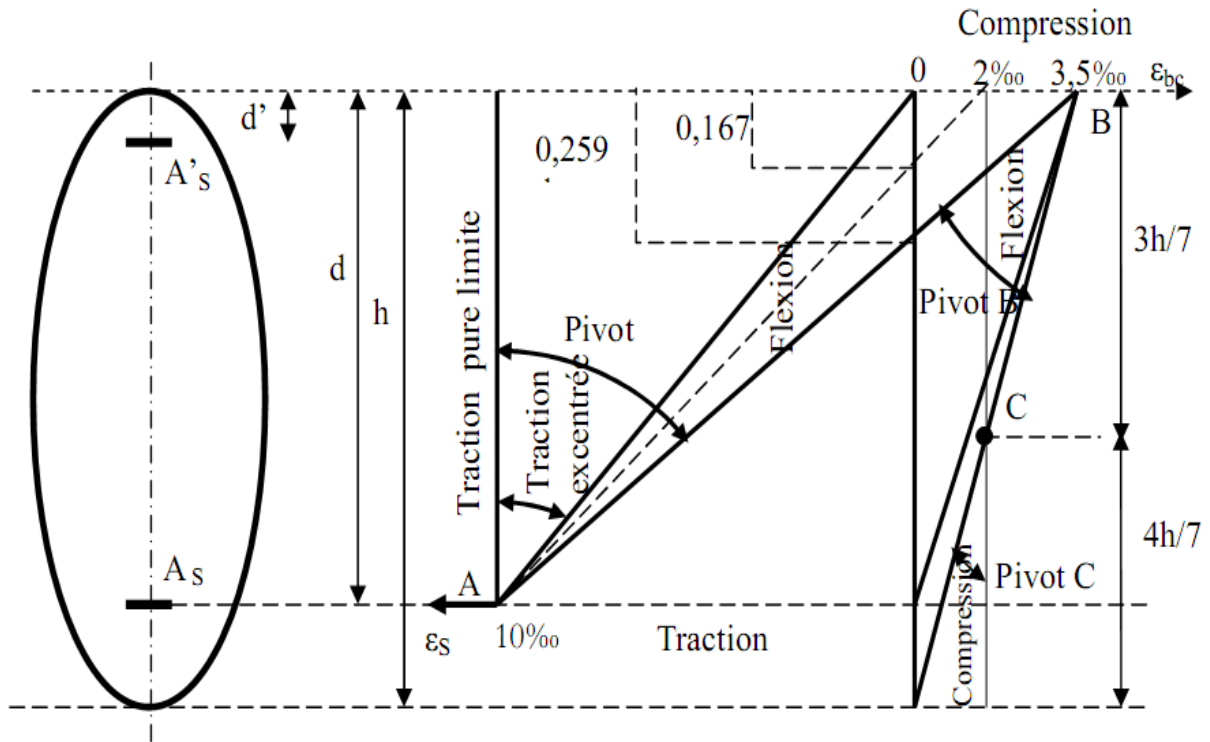


Figure I-11 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots

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

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

Tableau I-8: Les déformations limitent du pivot.

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

I.4.2.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 :

Tableau I-9: Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

Les combinaisons d'actions de calcul des états limites		
ELUR		ELS
Les situations durables	Les situations accidentelles	
<ul style="list-style-type: none"> ➤ $P_1 = 1,35 G + 1,5 Q.$ 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ $P_2 = G + Q \pm E ;$ ➤ $P_3 = G + Q \pm 1,2 E ;$ ➤ $P_4 = 0,8 G \pm E.$ 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ $P_5 = G + Q$
<ul style="list-style-type: none"> ➤ G : Charge permanente ➤ Q : Charge d'exploitation ➤ E : L'effort de séisme. 		

I.5.Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté les éléments suivants :

- Le type de la construction ;
- Les matériaux adoptés pour la réalisation de notre structure sont (béton, acier)
- La forme et les dimensions de bâtiment ;
- La résistance caractéristique du béton et l'acier.

CHAPITRE II

DESCENTE DES CHARGES

II.1.Introduction

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (Toiture) vers le niveau le plus bas (fondation).

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, Il existe trois familles d'éléments porteurs :

- Les porteurs horizontaux (Planchers ou dalles, poutres).
- Les porteurs verticaux (Poteaux, murs ou voiles).
- Les fondations.

La transmission des charges se fait comme suit :

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

II.2.Descente de charge

La descente de charges 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.2.1.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 courant, mur extérieurs, mur intérieures, sont déterminées comme suite.

II.2.1.1.Plancher terrasse inaccessible

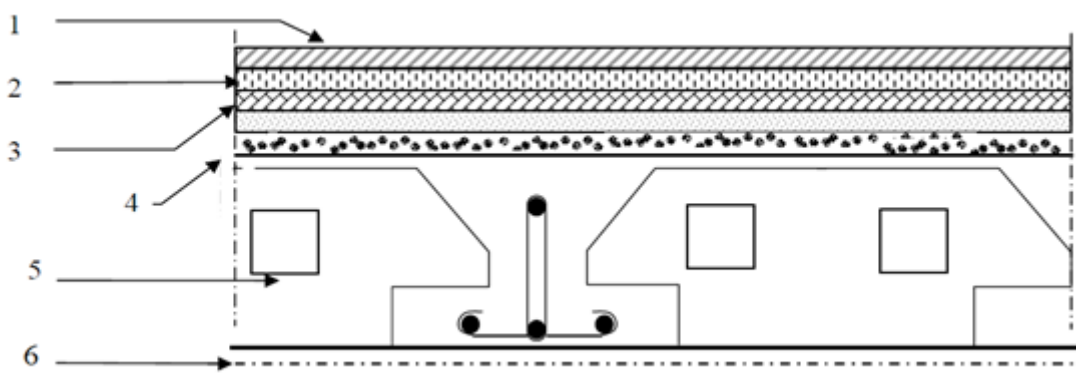
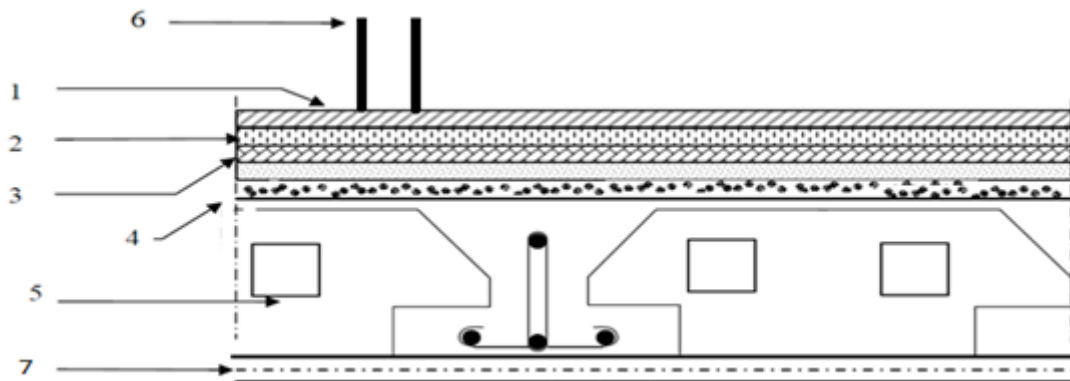


Figure II-1 : Terrasse inaccessible

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

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Gravillon roulé de protection	0,05	-	0.2 par cm	1
2	Etanchéité multicouche	0,05	-	0.12	0,12
3	Forme de pente en béton léger	0,1	-	0.22 par cm	2,2
4	Isolation thermique	0.04	4	-	0,16
5	Dalle corps creux	0,2	-	-	2,80
6	Enduit plâtre	0,02	-	0.1 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	6,48			
Totale	Q (KN/m ²)	1			

II.2.1.2. Plancher étage courants**Figure II-2** : Plancher étage courant, R.D.C**Tableau II-2** : Charge et surcharge des étages courants, R.D.C

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Sable fin pour mortier	0,02	17	-	0,34
4+5	Plancher à corps creux	0,2	-	-	2,8
6	Cloison en briques creuses	0,1	9	-	0,9
7	Enduit en plâtre	0,02	-	0.1 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	5,04			
Totale	Q (KN/m ²)	1,5			

II.2.1.3. Mur extérieur (double cloison)

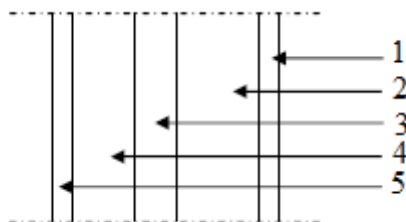


Figure II-3 : Détail mur extérieur.

Tableau II-3 : Charge et surcharge des murs extérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	-	0,18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,015	9	-	1,35
3	L'âme d'air	0,05	-	-	-
4	Brique creux	0,1	9	-	0,9
5	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10 par cm	0,15
Totale	G (KN/m ²) (RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)		2,67		

➤ 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)

$$G = 0,7 \times 2,67 = 1,869 \text{ KN/m}^2$$

II.2.1.4. Mur intérieur

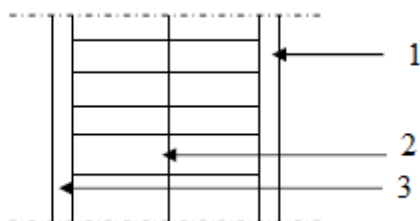
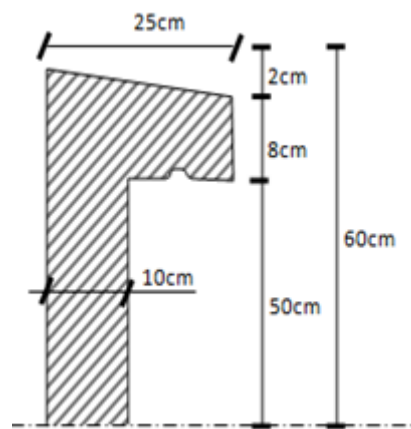


Figure II-4 : Détail d'un mur intérieur.

Tableau II-4 : Charge et surcharge des murs intérieurs.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0,015	-	0,18 par cm	0,27
2	Brique creux	0,1	9	-	0,9
3	Enduit en plâtre	0,015	-	0,10 par cm	0,15
Totale	G (KN/m ²) (RDC, 1 ^{er} au 5 ^{ème} étage)				1,32

II.2.1.5.Acrotère**Figure II-5** : Schéma d'acrotère

$$S = \left[\frac{(0,25 \times 0,02)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,25 \times 0,08) \right] = 0,073 \text{ m}^2.$$

$$G = S \times \gamma_{BA} = 0,073 \times 25 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

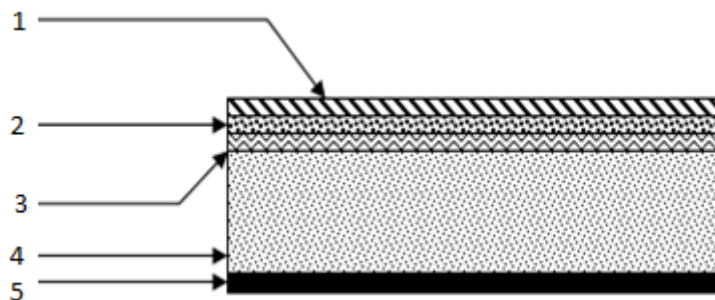
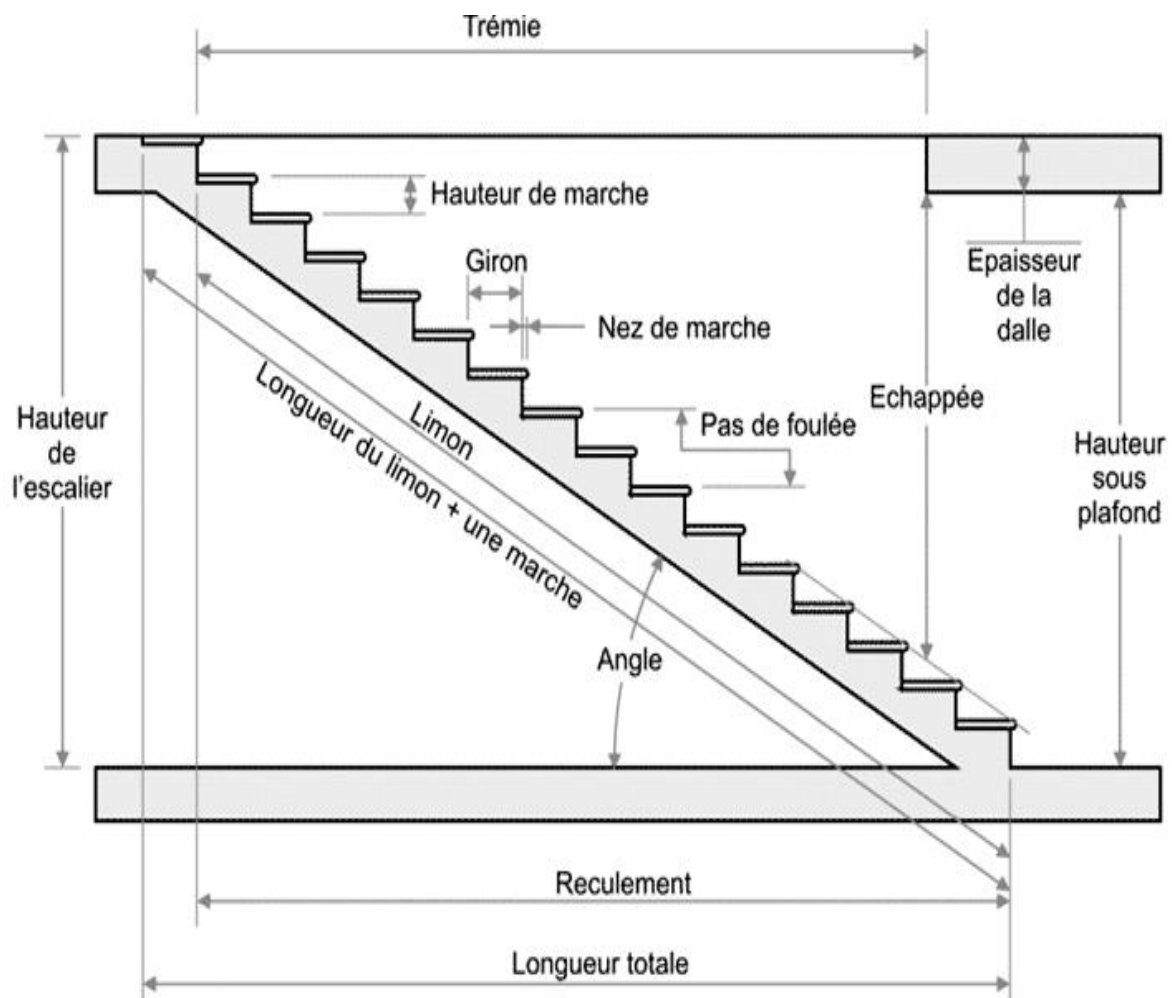
II.2.1.6.Balcon**Figure II-6** : Schéma représente détaille d'une dalle pleine.

Tableau II-5 : La descente des charges d'une dalle pleine.

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0,02	-	0.2 par cm	0,4
2	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Dalle pleine	0,15	25	-	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	-	0,18	0,36
Totale	G (KN/m ²)			5,27	
Totale	Q (KN/m ²)			3,5	

II.2.1.7. Escaliers**Figure II-7** : Schéma d'un escalier.

II.2.1.7.1.Paillasse**Tableau II-6 : Charges et surcharge du paillasse.**

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical $R_h \times \frac{h}{g}$	-	-	-	0,23
5	Mortier de ciment vertical $e_p \times \frac{h}{g}$	0,02	-	0.2 par cm	0,23
6	Poids propre de la paillasse $e_v \times \frac{25}{\cos\alpha}$	0,12	-	-	3,45
7	Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	-	22	-	1,87
8	Garde- corps	-	-	-	0,10
9	Enduit en plâtre $2 \times \frac{0,1}{\cos\alpha}$	0,02	-	-	0,23
Totale	G (KN/m ²) (RDC, 1er au 5eme étage)	7,27			
Totale	Q (KN/m ²)	2,5			

II.2.1.7.2.Palier**Tableau II-7 : Charges et surcharge du palier.**

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Masse surfacique (KN/m ²)	G (KN/m ²)
1	Poids propre du palier $e_p \times 25$	0,14	25	-	3,50
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	-	0.2 par cm	0,4
3	Mortier de pose	0,02	-	0.2 par cm	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	-	0,36
5	Enduit de plâtre	0,02	-	0,10 par cm	0,20
Totale	G (KN/m ²)	4,86			
Totale	Q (KN/m ²)	2,5			

II.2.2.Charges d'exploitation

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

II.2.2.1.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 $n \geq 5$.

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'exploitation suivantes :

Tableau II-8 : Dégression des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Charges d'exploitations	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
5	Q ₀	$\Sigma_0 = q_0 = 1,00$	1
4	Q ₁	$\Sigma_1 = q_0 + q_1$	2,5
3	Q ₂	$\Sigma_2 = q_0 + 0,95 (q_1 + q_2)$	3,85
2	Q ₃	$\Sigma_3 = q_0 + 0,90 (q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
1	Q ₄	$\Sigma_4 = q_0 + 0,85 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
R.D.C	Q ₅	$\Sigma_5 = q_0 + 0,80 (q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7

II.3. Conclusion

La descente de charges consiste donc à s'assurer du bon cheminement des charges dans notre structure porteuse du haut vers le bas.

On détermine les charges qui s'appliquent sur chaque éléments de la structure, cela nous permet de dimensionner jusqu'au sol tous les éléments porteur de notre structure.

CHAPITRE III

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

III.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments principaux (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est un dimensionnement préliminaire régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

➤ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

➤ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques auto stable et les voiles.

Le pré-dimensionnement doit être satisfaites les conditions de premier genre (**BAEL 91**) et règles de (**RPA 99 version 2003**).

III.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 :

III.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.

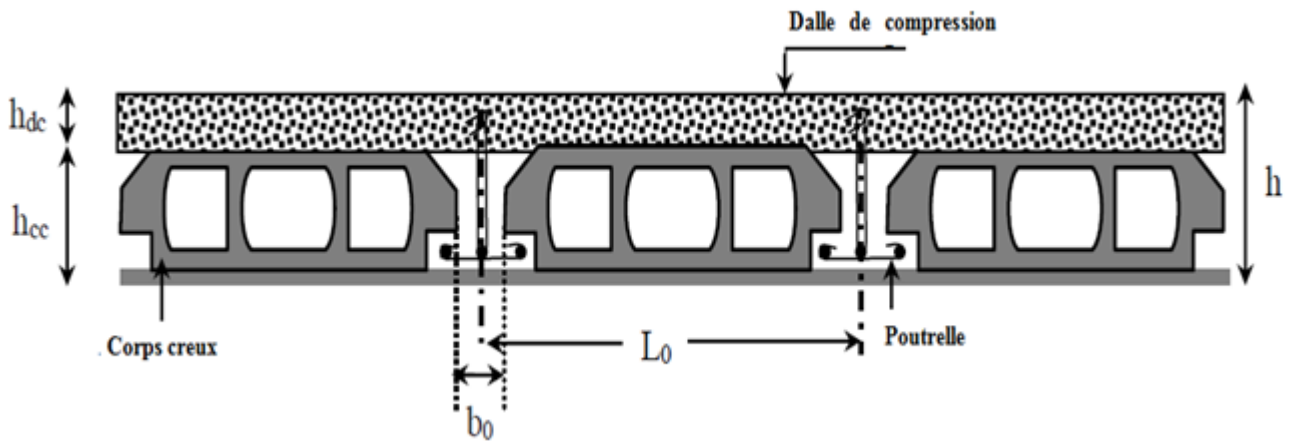


Figure III-1 : Coupe du plancher à corps creux.

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 :

III.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.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{370}{22,5} \Rightarrow h_t = 16,44\text{cm.}$$

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

III.2.2. Dalle pleine

Tableau III-1 : Pré-dimensionnement de la dalle pleine

Le pré-dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :	
Condition de sécurité contre l'incendie	
$e > 7 \text{ cm}$	pour une heure de coupe-feu ;
$e > 11 \text{ cm}$	pour deux heures de coupe-feu ;
$e > 14 \text{ cm}$	pour trois heures de coupe-feu.
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.	

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 L_x) $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow L_y > L_x$	$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ e \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{dalle continue} \end{array} \right.$
Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens L_x L_y) $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1 \Rightarrow L_y > L_x$	$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ e \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{dalle continue} \end{array} \right.$
Pour notre cas on a : $L_x = 140$ cm et $L_y = 300$ cm. $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{140}{300} = 0,46 < 1$ $e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{dalle isolée}$ $e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7$ On prend : $e = 12$ cm.	
Condition de flèche :	
Selon le C.B.A 93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :	
la portée L est inférieure ou égale à 5 m	$f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500}$
la portée L est supérieure à 5 m	$f_{\max} < 0,5 + \frac{L_{\max}}{500}$
Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur $b = 1$ m. $\left\{ \begin{array}{l} G = 1,40 \times 1 \times 25 = 35 \text{ KN/m} \\ Q = 1,00 \text{ KN/m} \\ q_{\text{ser}} = G + Q = 36 \text{ KN/m} \end{array} \right.$ $f_{\max} < \frac{L_{\max}}{500} < \frac{140}{500} = 0,28$	

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

I = le moment d'inertie

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

E = module de Young

$$E = 110003 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ Mpa}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 12 \times 35 \times 10^{-3} \times 140^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{5 \times 12 \times 35 \times 140^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times 10 \times 0,28}}$$

$$e > 6,16$$

Donc : $e = 6,16 \text{ cm}$.

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

$$e = \text{Max} (14\text{cm} ; 15\text{cm}; 12 ; 6,16\text{cm}).$$

➤ Alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : $e = 15 \text{ cm}$.

III.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 **BAEL91**, et vérifiées selon le règlement parasismique Algérien en vigueur (**RPA99**), une vérification de la rigidité s'effectue à l'aide des formules données par la résistance des matériaux (**RDM**).

Les poutres principales	Les poutres secondaires
<p>Ce sont les poutres reçoivent les charges provenant des solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent. Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, dans notre cas $L_{\max} = 4,6 \text{ m}$</p>	<p>Les poutres secondaires qui assurent le chaînage. Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer, $L_{\max} = 3,7 \text{ m}$</p>

Tableau III-2 : Pré-dimensionnement des poutres

Pré-dimensionnement des poutres	
<p>Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :</p> $\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre.} \\ b : \text{ largeur de la poutre.} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis.} \\ d : \text{ hauteur utile.} \end{array} \right.$	
<p>Selon le R.P.A 99 (version 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :</p> $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$	
Pré-dimensionnement des poutres principales	Pré-dimensionnement des poutres secondaires
$\left\{ \begin{array}{l} L = 460 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 30,67\text{cm} \leq h_t \leq 46\text{cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } h_t = 35 \text{ cm.} \\ 9,45\text{cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend : } b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$ <p>On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:</p> <p>$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$Condition vérifiée.</p> <p>$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$Condition vérifiée.</p> <p>$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4 \dots\dots\dots$Condition vérifiée.</p> $\left\{ \begin{array}{l} b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{\max} < 82,5 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots$ Condition vérifiée. <p>Donc on prend la section des poutres principales (b × h) = (30×35) cm².</p>	$\left\{ \begin{array}{l} L = 370\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 24,67 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } h_t = 30\text{cm.} \\ 8,1\text{cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \Leftrightarrow \text{on prend: } b = 30\text{cm.} \end{array} \right.$ <p>On vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du R.P.A99/version 2003:</p> <p>$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$Condition vérifiée.</p> <p>$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$Condition vérifiée.</p> <p>$\frac{h_t}{b} = 1,17 \leq 4 \dots\dots\dots$Condition vérifiée.</p> $\left\{ \begin{array}{l} b_{\max} \leq (1,5 \times 35 + 30) \\ b_{\max} < 82,5 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots$ Condition vérifiée. <p>Donc on prend la section des poutres secondaire principales (b × h) = (30×30) cm².</p>

III.4. 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 qui correspond à un poteau reprenant 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 3 types des coffrages :

- **Type 1** : R.D.C au 1^{er} étage
- **Type 2** : du 2^{ème} étage jusqu'au la 3^{ème} étage.
- **Type 3** : du 4^{ème} étage jusqu'au la 5^{ème} étage.

III.4.1. Poteau le plus sollicité

On fixe notre choix au poteau axes (B, 4) comme il est mentionné à la figure suivante d'où la surface hachurée c'est elle supportée par le poteau pour toutes les étages.

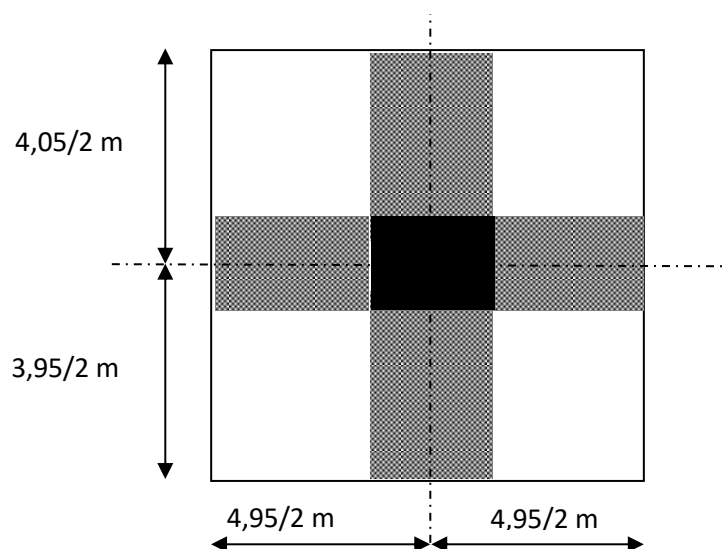


Figure III-2 : Le poteau le plus sollicité.

Tableau III-3 : L'effort normal ultime N_u selon les règles du B.A.E.L91

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :	
$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$	
N_u	Effort normal ultime (compression).
A	Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$
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 ($f_e = 400$ 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 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie $B_r = (a - 2)(b - 2)$.
On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.	

III.4.2.Exemple de calcul

Tableau III-4: Effort normal ultime due à chaque niveau N_u

Surface reprise par poteau à chaque étage, soit S La surface supportée par poteau axe (H,3):	
$S = \left(\frac{4,05}{2} + \frac{3,95}{2}\right) \times \left(\frac{4,95}{2} + \frac{4,95}{2}\right) = 19,8 \text{ m}^2.$	
Effort normal ultime due à chaque niveau N_u	
Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G	
a	Poids propre des plancher terrasse : $G_{\text{terrasse}} \times S = (6,48) \times 19,8 = 128,30 \text{ KN.}$
b	Poids propre des planchers étages courants et de plancher RDC : $G_{\text{RDC, E courants}} \times S = (5,04) \times 19,8 = 99,79 \text{ KN.}$
c	Poids propre des poutres principales $\Rightarrow G_{p,\text{principale}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$: $G_{p,\text{principale}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 \times \left(\frac{4,95}{2} + \frac{4,95}{2}\right) = 12,99 \text{ KN.}$
d	Poids propre des poutres secondaires $\Rightarrow G_{p,\text{secondaire}} = \gamma_b \times (b \times h) \times L$: $G_{p,\text{secondaire}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 \times \left(\frac{4,05}{2} + \frac{3,95}{2}\right) = 9 \text{ KN.}$
e	Poids propre total : $G_{\text{total}} = G_{\text{terrasse}} + G_{\text{RDC, E courants}} \times n + (G_{p,\text{principale}} + G_{p,\text{secondaire}}) \times (n).$ Avec : n c'est le nombre de planchers d'étages courants; n=5. $G_{\text{total}} = 128,30 + 99,79 \times 5 + (12,99 + 9) \times (5) = 737,2 \text{ KN}$
Les efforts de compression dû aux charges d'exploitation N_Q	
a	$Q_{\text{total}} = Q \times S = 19,8 \times 7 \Rightarrow Q_{\text{total}} = 138,6 \text{ KN.}$
Majoration des efforts	
On doit majorer les efforts de 10 % :	
$N_G = 1,1 \times 737,2 = 810,92 \text{ KN.}$	
$N_Q = 1,1 \times 138,6 = 152,46 \text{ KN.}$	
$N_U = (1,35 \times 810,92) + (1,5 \times 152,46) = 1323,43 \text{ KN.}$	

Tableau III-5 : Pré-dimensionnement des poteaux (a,b)

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où: $h_0 = 3,06$ m. Donc: $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 3,06 \Rightarrow L_f = 2,142$ m.	
Détermination de (a)	Détermination de (b)
$B = b.a$ $I = \frac{b.a^3}{12}$ $i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$ $\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50$ $\Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289.50} = 14,82\text{cm}$ Donc on prend : $a = 40\text{cm}$. $\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i}$ $\lambda = \frac{214,2}{(0,289 \times 40)} = 18,53 < 50$ $\lambda = 18,53 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.	Selon les règles du B.A.E.L91, l'effort normal ultime N_u doit être : $N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$ $B_r = (40 - 2)(b - 2) = 38 \times (b - 2)\text{cm}$ • Selon « RPA 99 V 2003 » $A_s = 0,8\%B_r \Rightarrow$ Zone IIa $A_s = 0,8\% [38(b - 2)] = 0,304(b - 2)\text{cm}^2$ $\lambda = 18,53 < 50 \Rightarrow \alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2} \right]$ $\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(18,53/35)^2} \right] \Rightarrow \alpha = 0,80$ $f_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15.$ $N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$ $N_u \leq 0,80 \times \left[\frac{38 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,304 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$ $b \geq 22,43\text{cm}$. Donc on prend : $b = 40\text{cm}$.
Les vérifications	
D'après le R.P.A 99(version 2003) $\min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée . $\min(a, b) = 40 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée. $1/4 < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée. Donc : $a = b = 40 \text{ cm}$.	

Tableau III-6 : Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.

Types	Niveaux	Sections des poteaux (cm ²)
1	R.D.C	40x40
	1	40x40
2	2	35x35
	3	35x35
3	4	30x30
	5	30x30

III.5.Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des murs voile se fait selon les règles parasismiques algériennes (**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 et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le « **RPA99 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.

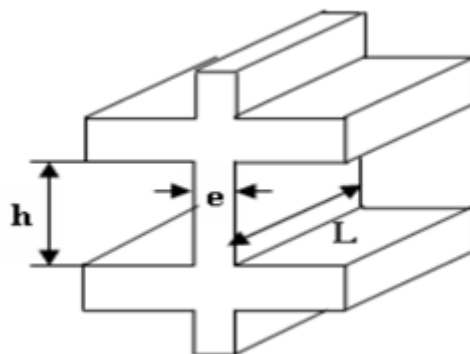


Figure III-3 : Coupe de voile en élévation.

III.5.1. Pour RDC, 1er au 5ème étage

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \Rightarrow e \geq \frac{306}{22} \Rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

- L : Longueur du voile ;
- e : Épaisseur du voile ;
- h_e : Hauteur d'étage.

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements : $e = 20 \text{ cm}$

III.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons pré-dimensionné les éléments principaux (plancher, Poutres principales, Poutres secondaires, Poteaux et voiles) et le tableau suivant représente les différentes sections des éléments.

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs.

Eléments		Sections	Epaisseur
Plancher		/	(16+4) cm
Poutres principales		(30x35) cm ²	/
Poutres secondaires		(30x30) cm ²	/
Poteaux	Type 1 (RDC au 1 ^{ème} étage)	(40x40) cm ²	/
	Type 2 (2 ^{er} au 3 ^{ème} étage)	(35x35) cm ²	/
	Type 3 (4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage)	(30x30) cm ²	/
Voiles		/	20 cm

CHAPITRE IV

CALCUL DES PLANCHERS

IV.1.Introduction

Pour tout construction le plancher est un structure horizontale qui supportera les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicules, personnes.....) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs. Au final toutes ces charges se reportent aux fondations

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.

Dans ce projet nous traitons d'abord le plancher à corps creux et ensuite le plancher à dalle plein.

IV.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.

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

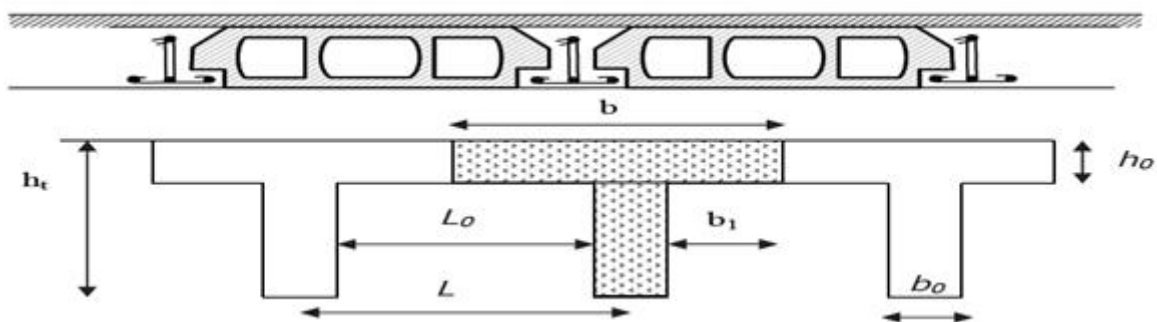


Figure IV-1: Dimensionnement des poutrelles.

➤ **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 : $L = 3,7 \text{ m}$ et $l_1=65\text{cm}$.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

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

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

IV.2.1.Disposition des poutrelles

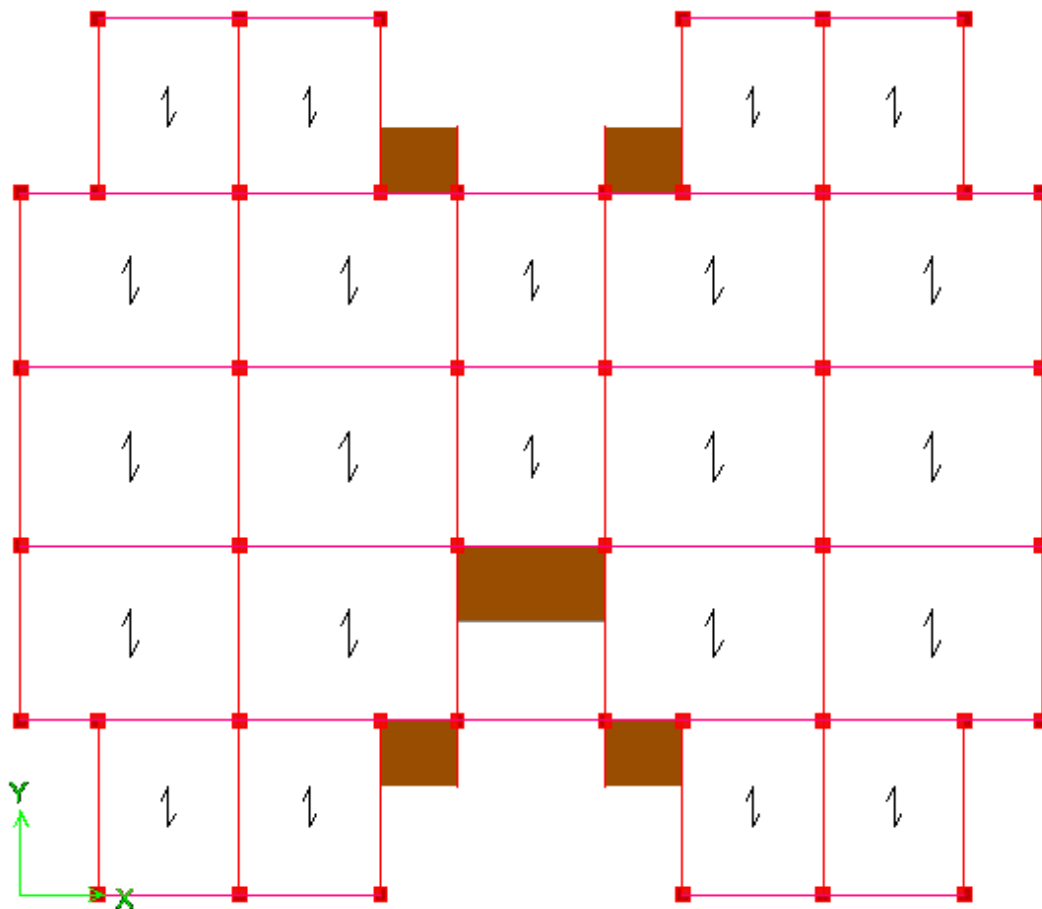


Figure IV-2:Disposition des poutrelles

IV.3.Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

IV.3.1.Méthode forfaitaire

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela le règlement BAEL 91 est proposé une méthode simplifiée applicable pour les planchers courants si les quatre conditions ci-après sont satisfaites.

- 1) Plancher à surcharge modérée $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- 2) Le rapport entre deux travées successives $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{(i+1)}} \leq 1,25$;
- 3) Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées ;
- 4) La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

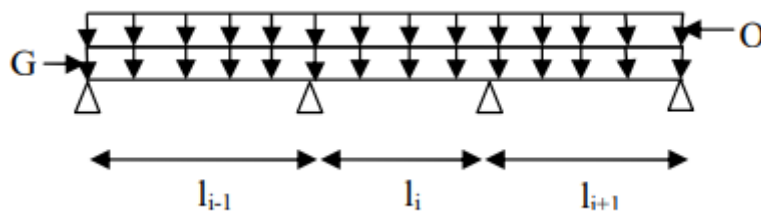


Figure IV-3 : Schéma d'une poutre continue

IV.3.1.1.Principe de calcul

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

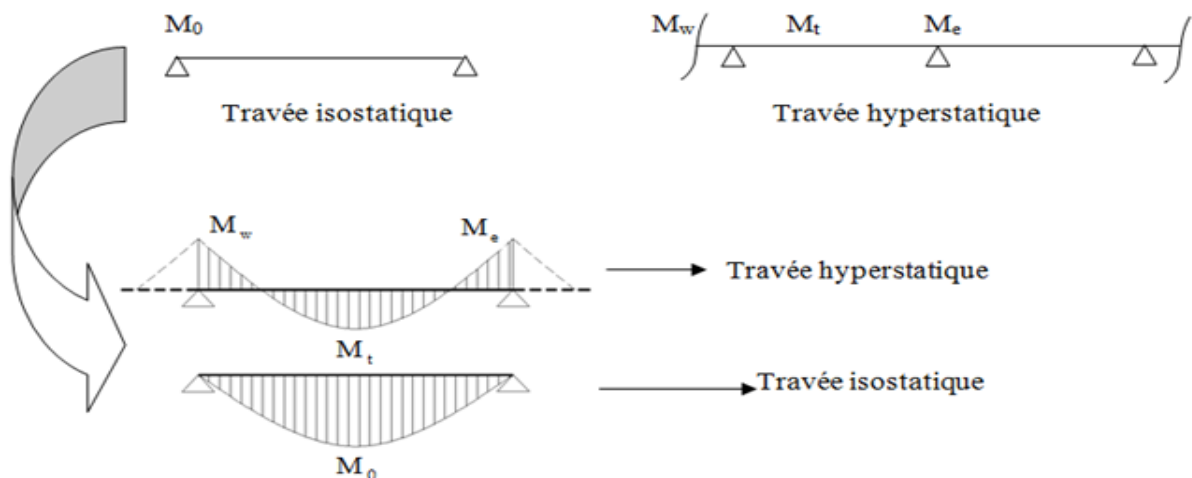


Figure IV-4 : Diagrammes du moment corrigé.

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

$$1) \left\{ M_t \geq \max[1,05M_0; (1+0,3\alpha)M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2} \right.$$

$$2) \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée de rive} \end{array} \right.$$

- 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.

IV.3.1.2. Les valeurs des moments aux appuis

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

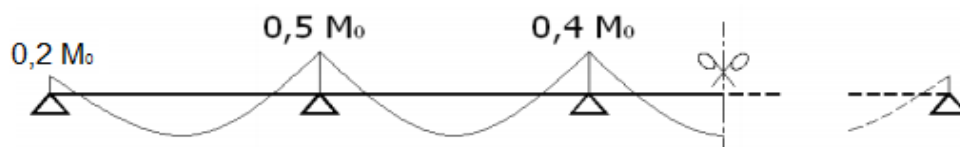
- Poutre contenue à deux travées



- Poutre contenue à trois travées



- Poutre contenue à plus de trois travées



IV.3.1.3. Effort tranchant

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

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

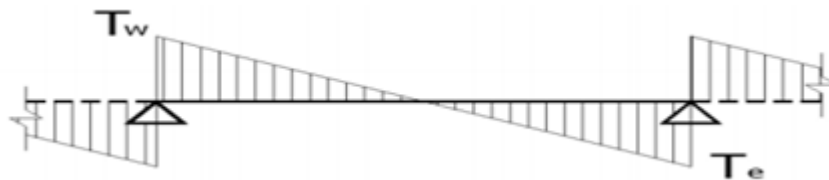
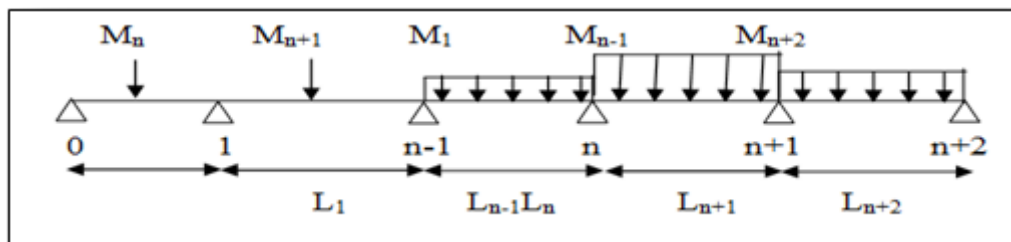


Figure IV-5 : Diagramme de l'effort tranchant.

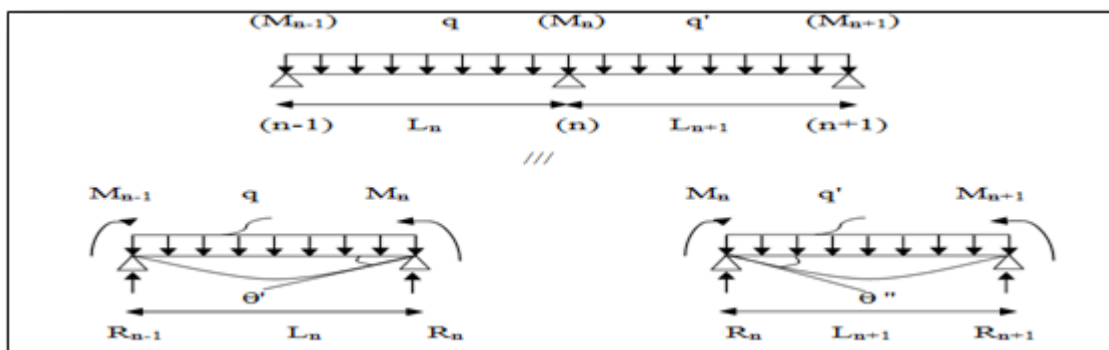
IV.3.2. La méthode des trois moments (selon B.A.E.L 91 modifier 99 « Jean-Pierre Mouglin »)

IV.3.2.1. Principe de calcul

Pour les poutres continues à plusieurs appuis.

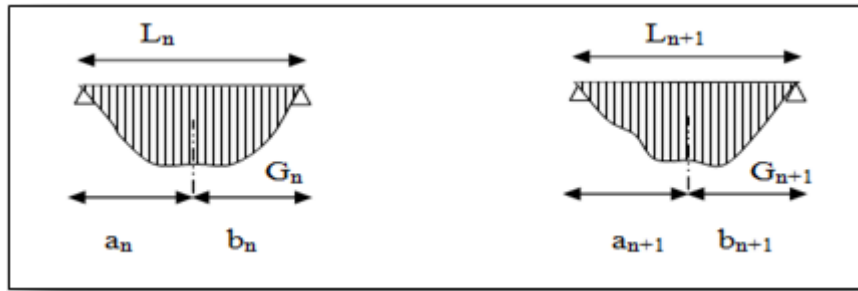


Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.



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 indiqué sur la figure.

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

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(M_{n+1})$$

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 général il est applicable à tous les types de chargement. Cette équation est appelée (**EQUATION DE CLAPEYRON**).

IV.3.3. Logiciel RDM6

IV.3.3.1. Présentation de logiciel

RDM6 est un logiciel destiné à l'enseignement du calcul des structures par la méthode des éléments finis. Il comprend les modules suivants :

RDM – Flexion : calcul et optimisation des poutres droites sollicitées en flexion simple.

RDM – Ossatures : analyse statique et dynamique des ossatures planes ou tridimensionnelles :

- Modélisation de la géométrie.
- Interface IGES.
- Bibliothèque de sections droites paramétrées.
- Bibliothèque de profilés.
- Évaluation des caractéristiques des sections droites par intégration sur le contour de la section (aire, moments quadratiques...) ou par la méthode des éléments finis après maillage automatique de la section (constante de torsion, centre de cisaillement, aires cisillées...).
- Sections droites définies par l'opérateur : fichier IGES.
- Bibliothèque de matériaux.
- Combinaisons de cas de charges.
- Éditions des données et des résultats.
- Analyse statique linéaire.

Nous adopterons les conventions et les hypothèses suivantes :

- L'axe x est la fibre moyenne de la poutre.
- Le plan xy est un plan de symétrie de la poutre.
- L'axe z forme avec x et y un trièdre direct ; les axes y et z sont les axes centraux principaux de
- La section droite.
- Le matériau est homogène et isotrope ; son comportement est linéaire et élastique.
- Les déplacements sont petits.
- Les déformations sont petites.
- Au cours de la mise en charge, les sections droites restent planes et normales à la déformée de la fibre moyenne (hypothèse de Bernoulli).

Le logiciel prend en compte :

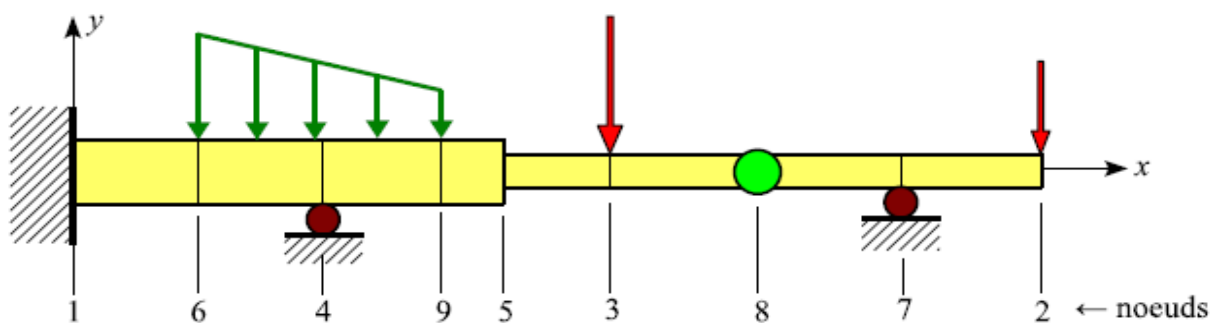
- Les charges ponctuelles.
- Les charges réparties linéairement.
- Le poids propre de la poutre.
- Les déplacements d'appui.
- Les appuis élastiques.

IV.3.3.2.Principes de la modélisation

Le calcul d'une structure par la méthode des éléments finis implique sa discrétisation (maillage).

Dans le cas d'une poutre droite, cette opération se réduit à la création des nœuds.

Considérons la poutre suivante :


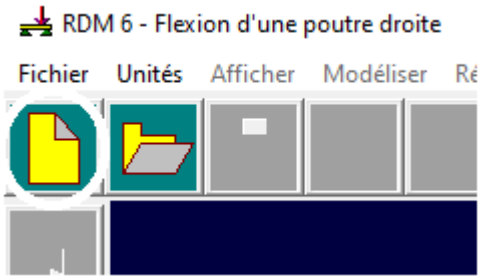
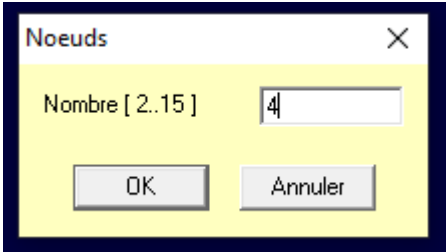
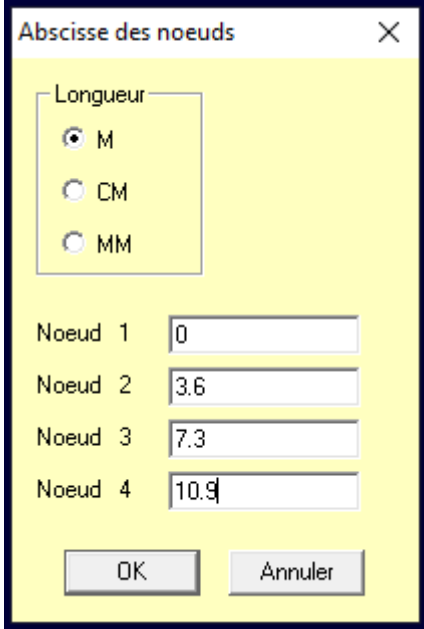
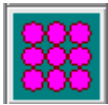








Un nœud sert à localiser :

- Les extrémités de la poutre : nœuds 1 et 2.
- Un changement de section droite : nœud 5.
- Le point d'application d'une charge ponctuelle : nœuds 2 et 3.
- les extrémités d'une charge répartie : nœuds 6 et 9.
- une liaison intérieure (articulation) : nœud 8.
- une liaison extérieure : nœuds 1, 4 et 7.
- Sur notre exemple, les 9 nœuds discrétisent la structure en 8 éléments : 1 – 6, 6 – 4, ..., 7 – 2

IV.3.3.3.Exemple de la modélisation

Tableau IV-1 : Exemple de modélisation sur RDM6

1	Ouvrer le programme	
2	S´électionner la commande Nouvelle étude du menu Fichier.	
3	Entrer le nombre de nœuds.	
4	Entrer les abscisses des nœuds qui serviront de support aux premières constructions.	
5	Entrer le type de matériau	
6	Entrer les dimensions de la section droits	

7	Ajouter des liaisons dans chaque nœud de la poutre	
8	Ajouter les chargements nécessaires	
9	Tracer le diagramme des moments fléchissant	
10	Tracer le diagramme des efforts tranchants	
11	Déduire les valeurs du graph en un point quel que soit moments fléchissant ou bien efforts tranchants	

IV.4.Méthodes de calcul du ferrailage des poutrelles

Le calcul du ferrailage ce fait par la méthode analytique exigé par le B.A.E.L et les confirmations par le programme KOKA (SOCOTEC)

IV.4.1.Objet et présentation générale du programme (KOKA)

Le programme KOKA permet de calculer les moments fléchissant et les efforts tranchants maximal et minimal dans une poutre continue selon la méthode de « CAQUOT » définie en annexe E2 des règles BAEL 91.

Il calcule également les sections théoriques d'acier à l'ELU en travée et sur appuis, ainsi que les contraintes acier et béton à l'ELS. Ces calculs sont menés avec le même composant de calcul que les logiciels BAELR et BAELT.

Un module permet de faire l'épure d'arrêt des barres pour un ferrailage donné.

IV.4.2.Hypothèses

Les hypothèses suivantes sont retenues :

- Poutres non solidaires des poteaux

- Les sections sont rectangulaires ou en T
- Moments d'inertie constants par travée mais éventuellement variables d'une travée à l'autre (Art. E 2.3)
- Coefficients de pondération au choix de l'utilisateur (par défaut 1,3 et 1,5)
- par convention, les moments sont positifs lorsque la fibre inférieure est tendue : positifs en travée, négatifs sur appuis
- les unités par défaut sont m et KN pour les sollicitations, MPa pour les contraintes, cm^2 pour les aciers
- les armatures longitudinales et transversales peuvent être de nature différente
- les armatures transversales sont droites
- les armatures sont calculées à l'ELU
- les contraintes sont calculées à l'ELS avec les sections d'aciers déterminées à l'ELU

IV.4.3.Exemple de ferrailage

Caractéristiques des matériaux

Résistance du béton à 28 jours : f_{cj} 25 MPa Coeff. équival. acier/béton : n 15

Limite élast. aciers longitudinaux : f_e 400 MPa Coeff. durée chargement : θ 1

Limite élast. aciers transversaux : f_e 400 MPa Coeff. sécurité du béton : γ_b 1,5

Module d'élasticité d'acier : E_a 210 000 MPa Coeff. sécurité de l'acier : γ_s 1,15

Dimension des granulats : C_g 25 mm Coeff. scellement armatures ψ 1,5

Fissuration

peu préjudiciable

préjudiciable

très préjudiciable

Reprise bétonnage

Travée	l	b	b0	h	h0	d'	c
	m	cm	cm	cm	cm	cm	cm
travée 1	3,60	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0
travée 2	3,60	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0
travée 3	3,70	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0
travée 4	3,60	65,0	12,0	20,0	4,0	2,0	2,0

Figure IV-6: Fenêtre de déclaration des données générales sur koka

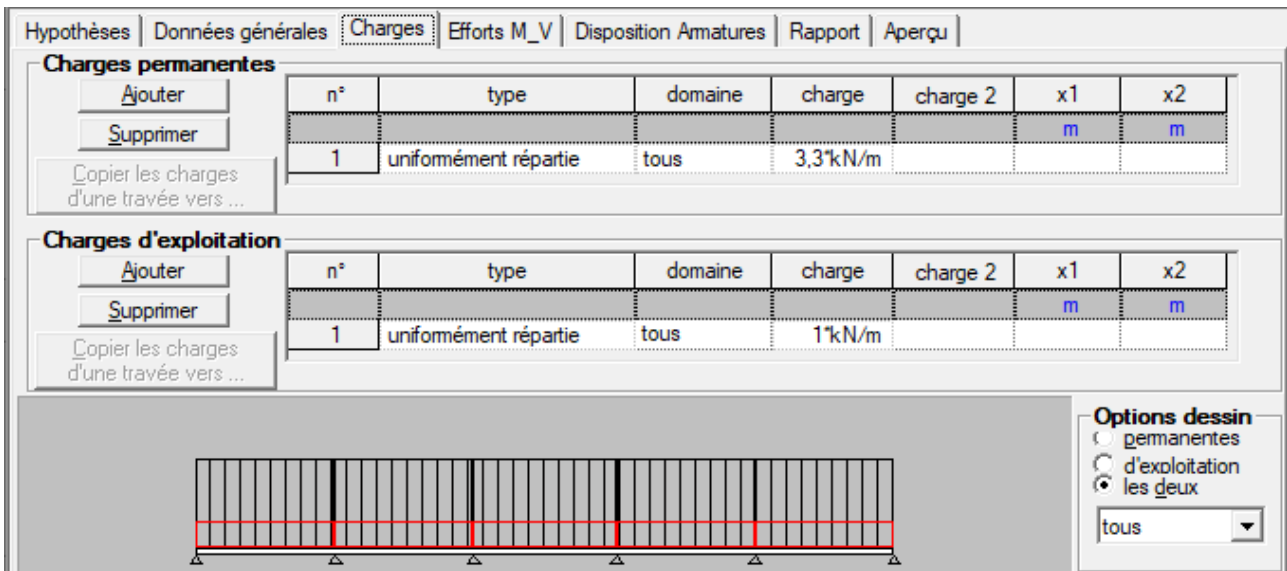


Figure IV-7 : Fenêtre de déclaration des charges sur koka

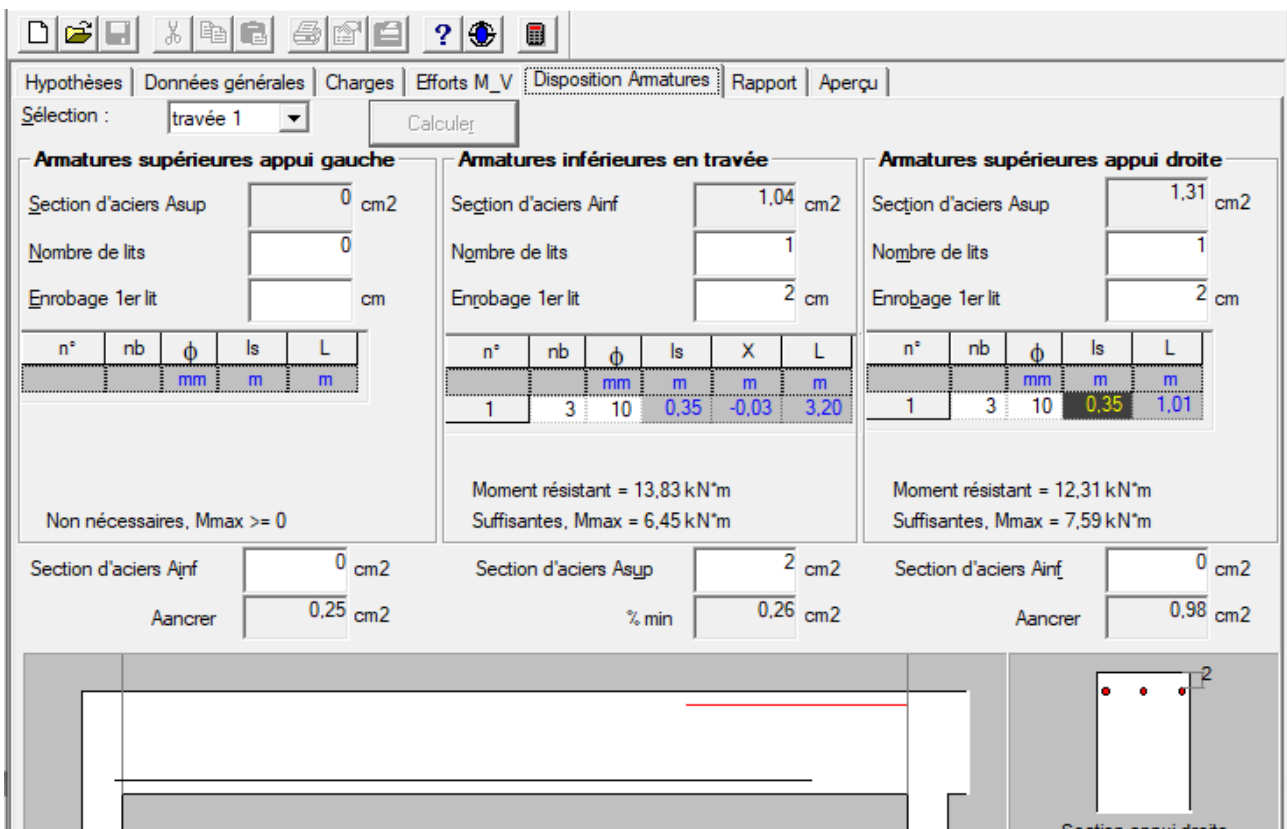


Figure IV-8 : Fenêtre de disposition des armatures de chaque travée

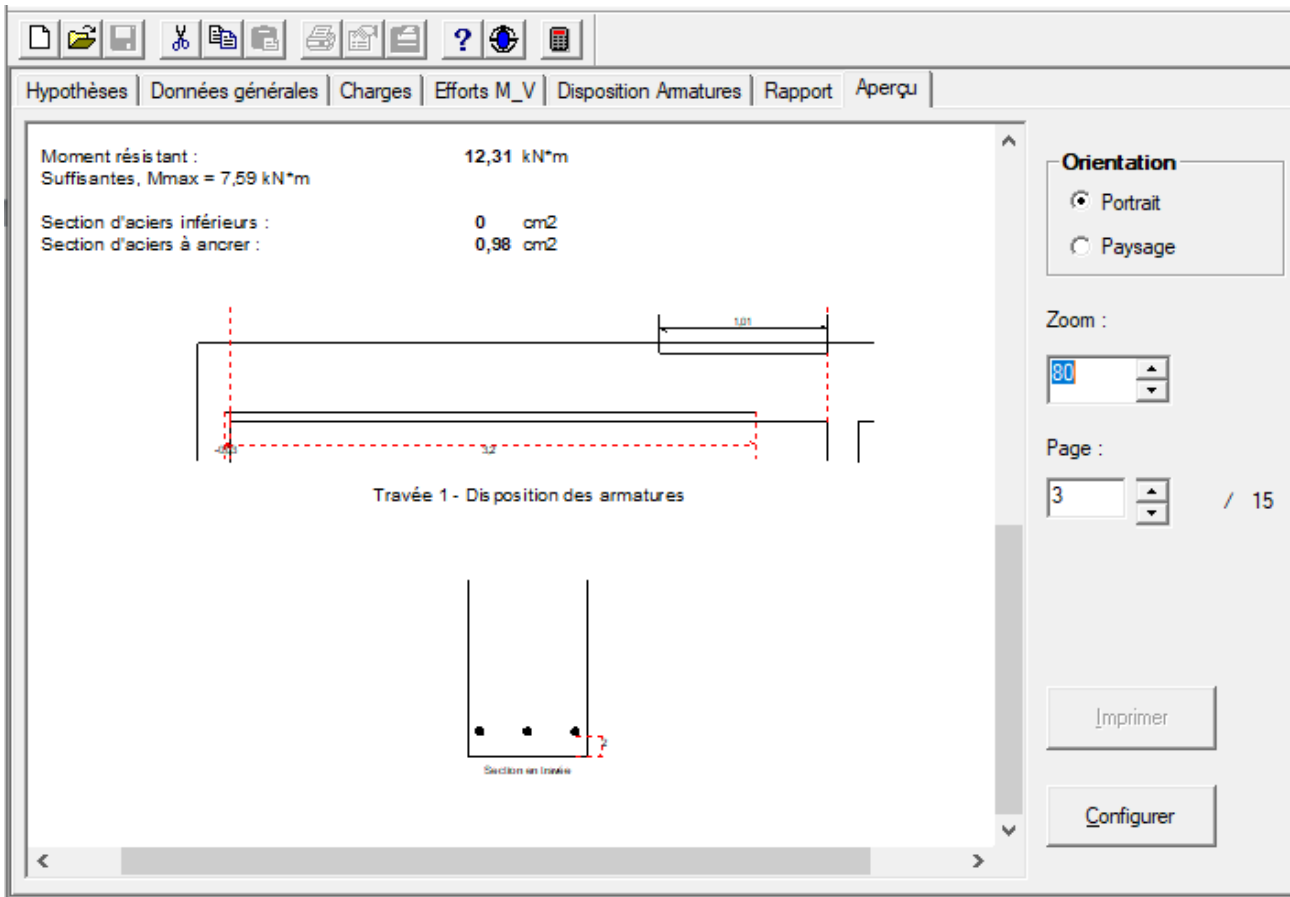


Figure IV-9 : Fenêtre de disposition des armatures totales

IV.5.Calcul du ferrailage

IV.5.1.Planchers étages courant

IV.5.1.1.Etude des poutrelles Planchers RDC, étages courants

On a deux (03) types des poutrelles par chaque niveau selon le nombre et des longueurs des travées

Tableau IV-2 : Les différents types de poutrelles dans le plancher RDC, étages courants.

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

IV.5.1.1.1.Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelle isostatique : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1 et 2	vérifiées	<ul style="list-style-type: none"> • $Q = 1,5\text{KN/m}^2 < 10,08 \text{ KN/m}^2$ • Inertie constante ($I = \text{Cet}$) • Fissuration peu préjudiciable • $0,8 \leq (L/L_{(i+1)}) \leq 1,25$ 	méthode forfaitaire
Type 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

IV.5.1.1.2.Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\left. \begin{array}{l} \text{E.L.U : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ \text{E.L.S : } q_s = (G + Q) \times b \end{array} \right\} \text{avec } b = 0,65\text{m}$$

Tableau IV-4 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courant, RDC	5,04	1,5	5,89	4,25

IV.5.1.1.3.Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 3 du plancher étage courant

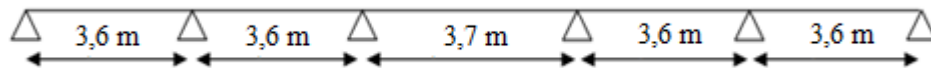


Figure IV-10 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul .

➤ **E.L.U**

- $\alpha = Q/(G + Q) = 1,50/(5,04 + 1,50) = 0,23$
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,07 > 1,05$, donc : on doit tenir compte de 1,07
- Travée de rive $(1,2 + 0,3\alpha)\frac{1}{2} = 0,63$
- Travée intermédiaire $(1 + 0,3\alpha)\frac{1}{2} = 0,53$

- **Moments fléchissant (isostatiques)**

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

a) Travée AB, BC, DE, EF

$$M_0^{AB} = M_0^{BC} = M_0^{DE} = M_0^{EF} = \frac{5,89 \times 3,60^2}{8} = 9,54 \text{ KN.m.}$$

b) Travée CD

$$M_0^{CD} = \frac{5,89 \times 3,70^2}{8} = 10,08 \text{ KN.m.}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 1,91 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4\max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = 4,03 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5\max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) = 4,77 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,2M_0^{EF} = 1,91 \text{ KN.m}$$

- **Moments En travées**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07.M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6,87 \text{ KN.m} \\ M_T^{AB} \geq 0,63.M_0^{AB} = 6,01 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{AB} = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07.M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 5,81 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 0,53.M_0^{BC} = 5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{BC} = 5,81 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{CD} \geq 1,07.M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6,76 \text{ KN.m} \\ M_T^{CD} \geq 0,53.M_0^{CD} = 5,34 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{CD} = 6,76 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{DE} \geq 1,07.M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 5,81 \text{ KN.m} \\ M_T^{DE} \geq 0,53.M_0^{DE} = 5,06 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{DE} = 5,81 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_T^{EF} \geq 1,07.M_0^{EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 6,87 \text{ KN.m} \\ M_T^{EF} \geq 0,63.M_0^{EF} = 6,01 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \Rightarrow M_T^{EF} = 6,87 \text{ KN.m}$$

- **Efforts tranchants**

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

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

$$AB \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1,91 - 4,77}{3,6} + \frac{5,89 \times 3,6}{2} = 9,81 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{1,91 - 4,77}{3,6} - \frac{5,89 \times 3,6}{2} = -11,39 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$AB \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,77 - 4,03}{3,6} + \frac{5,89 \times 3,6}{2} = 10,8 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,77 - 4,03}{3,6} - \frac{5,89 \times 3,6}{2} = -10,4 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$CD \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{4,03 - 4,03}{3,7} + \frac{5,89 \times 3,7}{2} = 10,9 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,03 - 4,03}{3,7} - \frac{5,89 \times 3,7}{2} = -10,9 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$DE \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{4,03 - 4,77}{3,6} + \frac{5,89 \times 3,6}{2} = 10,4 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,03 - 4,77}{3,6} - \frac{5,89 \times 3,6}{2} = -10,8 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$EF \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{4,77 - 1,91}{3,6} + \frac{5,89 \times 3,6}{2} = 11,39 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{4,77 - 1,91}{3,6} - \frac{5,89 \times 3,6}{2} = -9,81 \text{ KN.} \end{cases}$$

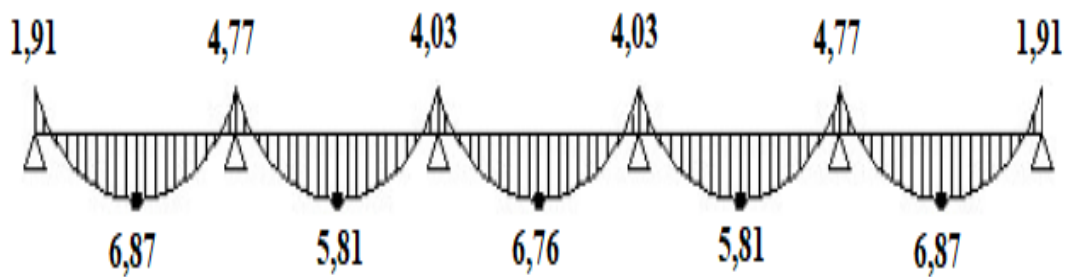


Figure IV-11: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m].

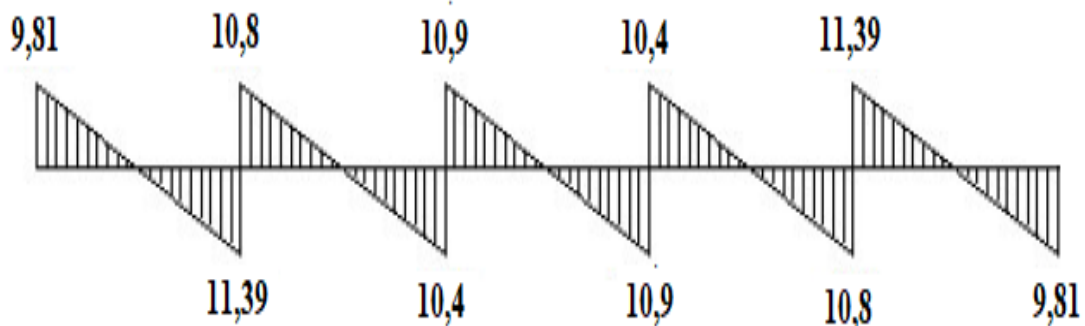


Figure IV-12: Diagramme des efforts tranchants T [KN].

Tableau IV-5 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (étage courants).

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S 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	A-B	3,7	10,08	2,02	2,02	10,08	10,9	-10,9	7,27	1,45	1,45	7,27	7,68	-7,68
2	A-B	3,6	9,54	1,91	5,04	6,73	9,73	-11,47	6,88	1,38	3,64	4,85	7,02	-8,28
	B-C	3,7	10,08	5,04	5,04	5,75	10,9	-10,9	7,27	3,64	3,64	4,14	7,86	-7,86
	C-D	3,6	9,54	5,04	1,91	6,73	11,47	-9,73	6,88	3,64	1,38	4,85	8,28	-7,02
3	A-B	3,6	9,54	1,91	4,77	6,87	9,81	-11,39	6,89	1,38	3,44	4,96	7,08	-8,22
	B-C	3,6	9,54	4,77	4,03	5,81	10,8	-10,4	6,89	3,44	2,91	4,2	7,8	-7,5
	C-D	3,7	10,08	4,03	4,03	6,76	10,9	-10,9	7,27	2,91	2,91	4,87	7,86	-7,86
	D-E	3,6	9,54	4,03	4,77	5,81	10,4	-10,8	6,89	2,91	3,44	4,2	7,5	-7,8
	E-F	3,6	9,54	4,77	1,91	6,87	11,39	-9,81	6,89	3,44	1,38	4,96	8,22	-7,08

IV.5.1.2. 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:

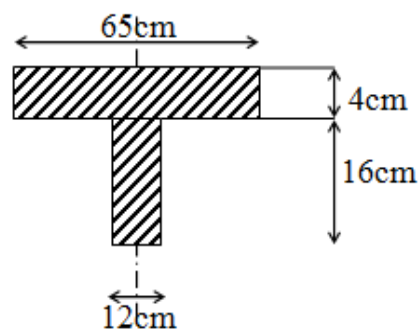


Figure IV-13 : La section de la poutrelle calculée (en T).

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

Tableau IV-6 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles RDC.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	$M_0 \text{ max}$	$M_t \text{ max}$	$M_{a(\text{rive})} \text{ max}$	$M_{a(\text{inter})} \text{ max}$	T_{max}
RDC, Etage courant	10,08 KN.m	10,08 KN.m	2,02 KN.m	5,04 KN.m	11,47 KN.

IV.5.1.2.1.Ferrailage en travée

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

$$M_{t \text{ max}} = 3,95 \text{ KN.m} < M_{\text{tab}} = 58,95 \text{ KN.m}$$

$$M_t^u < M_0$$

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 $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$$M_{t \text{ max}} = 10,08 \text{ KN.m}$$

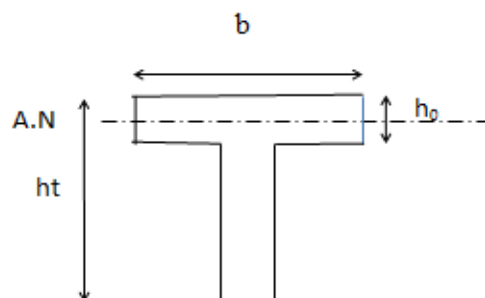


Figure IV-14: Position de l'axe neutre.

➤ **Vérification de l'existante des armatures comprimées (A')**

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10,08 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,034 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,983$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,08 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 1,64 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,64 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max(1,3; 1,41)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,64) = 1,64 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

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

IV.5.1.2.2. Ferrailage Sur appuis

a) Appuis intermédiaire

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 5,04 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{5,04 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,091 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,952$$

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

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{5,04 \times 10^3}{0,952 \times 18 \times 348} = 0,85 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,85) = 0,85 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix : $A_s = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$**

IV.5.1.2.3.Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2,02 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{rive})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,02 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,036 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_S = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

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

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{rive})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_S} = \frac{2,02 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} \right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{a \text{ doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,33) = 0,33 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

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

IV.5.1.3. Les vérifications

a) L'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{11,47 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,53 \text{ MPa}.$$

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

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Section et écartement des armatures transversales A_t

- Diamètre des armatures transversales

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

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

➤ On prend :

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

- **Calcul des espacements**

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

$$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

- **La section des armatures transversales**

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

K=1 (fissuration non préjudiciable).

$$\alpha = 90^0 \Rightarrow \sin\alpha + \cos\alpha = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa.}; \gamma_s = 1,15$$

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,53 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = -9,79 \times 10^{-6}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L91)

c) **Pourcentage minimal des armatures transversales**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,27; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

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 bielle est:

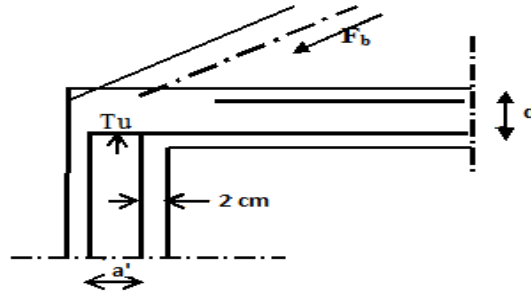


Figure IV-15: Compression de la bille d'about.

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

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

a = la longueur d'appui de la 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°

e) donc on doit vérifier que :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 11,47 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,01 \text{ cm}$$

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

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

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

IV.5.1.3.1. Vérification à L' E .L .S

a) 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} .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E400 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

b) 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 IV-7 : Vérification des compressions.

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Appui	5,04	3,64	0,119	0,442	Condition vérifiée
Travée	10,08	7,27	0,043	0,442	Condition vérifiée

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

c) 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 :

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

l_a : Longueur d'ancrage.

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

On choisit par exemple un crochet de 90^0

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

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

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

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

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 11,47\text{KN} \leq 66,56\text{KN.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

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

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

$$A_s = \frac{1,15 \times 11,47 \times 10}{400} = 0,33\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36\text{cm}^2 \geq 0,33\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

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

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

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

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

$$\tau_s = \frac{11,47 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,37 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,37 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

f) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 : $f \leq f_{adm}$

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

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 3,7$ m

$$F_{adm} = \frac{3,7}{500} = 0,0074 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{370} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,054 \geq 0,044) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10.M_{ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{370} \geq \frac{7,27}{10 \times 7,27} \right) \Rightarrow (0,054 \geq 0,1) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \geq \frac{3,7}{400} = 0,0092 \right) \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

➤ On va calculer

$$F_i = \frac{M_i.L^2}{10E_i.If_i} ; F_v = \frac{M_v.L^2}{10E_v.If_v}$$

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

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

Avec

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

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MP a}$$

$$If_i = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} ; If_v = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g}$$

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

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

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

- **Détermination du centre de gravité**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0) b_0 (h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + \eta \cdot A_s};$$

$$y_G = \frac{(65.4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4)/2] + 15.2,36.3}{(65.4) + (20 - 4)12 + 15.2,36};$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

- **Détermination du moment d'inertie**

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

- **Charges prises en comptes**

Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

Charge après mise de revêtement : $G = 5,04 \times 0,65 = 3,27 \text{ KN/m}^2$.

Charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q)$; $P = (5,04 + 1,5) \times 0,65 = 4,25 \text{ KN/m}^2$.

- **Calcul des moments correspondants**

$$M_j = 0,85 \times j \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,82 \times (3,7)^2] / 8 = 2,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 3,27 \times (3,7)^2] / 8 = 4,76 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,25 \times (3,7)^2] / 8 = 6,18 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2,65 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 69,31 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{4,76 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 124,6 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{6,18 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 161,64 \text{ MPa}.$$

- **Calcul des coefficients**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,011;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0/b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,72;$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

- **Calcul des coefficients (μ_i)**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}};$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 69,31) + 2,1} \right] = 0,71;$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 124,6) + 2,1} \right] = 0,48.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 161,64) + 2,1} \right] = 0,4.$$

- **Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

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

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65.20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 3,72.0,71)} = 13758,35 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 3,72.0,48)} = 17984,25 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 3,72.0,4)} = 20135,42 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{VG} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 0,48.1,488)} = 29223,97 \text{ cm}^4 .$$

- **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

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

$$F_{ij} = \frac{2,65 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13758,35} = 0,082 \text{ cm} ;$$

$$F_{ig} = \frac{4,76 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 17984,25} = 0,113 \text{ cm} ;$$

$$F_{ip} = \frac{6,18 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 20135,42} = 0,131 \text{ cm} ;$$

$$F_{vg} = \frac{4,76 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 29223,97} = 0,069 \text{ cm} ;$$

$$F_{\text{total}} = F_{vg} - F_{ij} + F_{ip} - F_{ig}$$

$$F_{\text{total}} = 0,069 - 0,082 + 0,131 - 0,113 = 0,005 \text{ cm}$$

$$F_{\text{total}} = 0,005 \text{ cm.}$$

$$F_{\text{total}} = 0,005 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 0,74 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant selon la méthode analytique

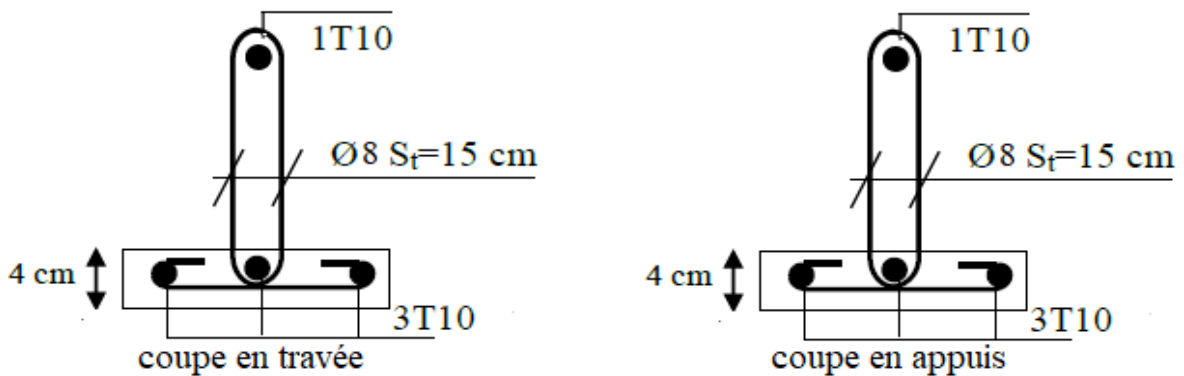


Figure IV-16: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives RDC, étages courant

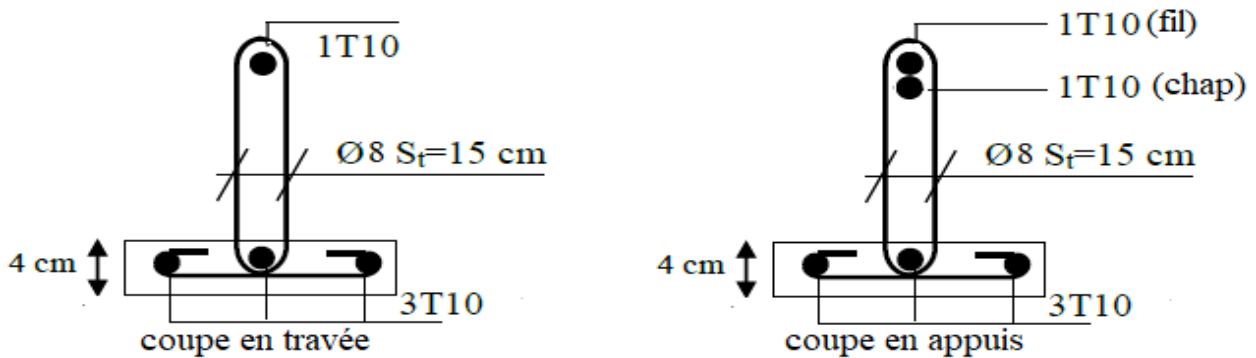


Figure IV-17: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires RDC, étages courant

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles RDC, étage courant selon KOKA (socotec)

Armatures supérieures appui gauche

Section d'aciers A_{sup} cm²

Nombre de lits

Enrobage 1er lit cm

n°	nb	φ	ls	L
		mm	m	m
1	1	10	0,35	

Moment résistant = 4,52 kN*m

Non nécessaires, $M_{max} \geq 0$

Figure IV-18: Armatures supérieures appui de rive selon KOKA.

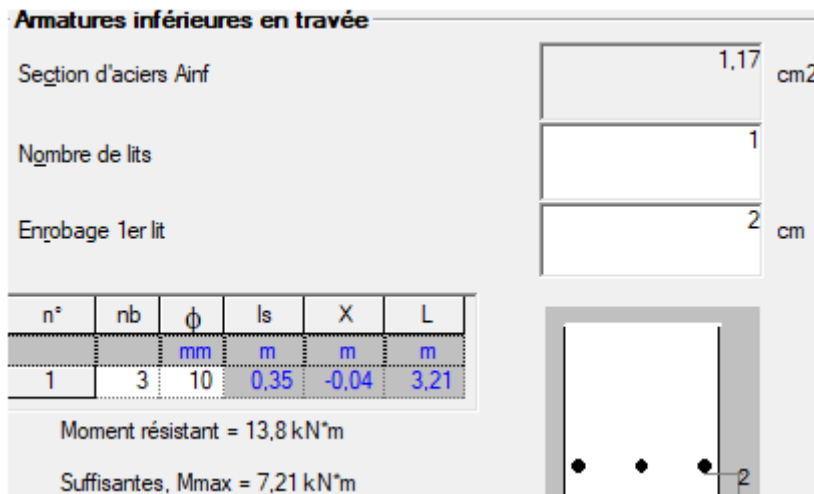


Figure IV-19: Armatures inférieures en travée selon KOKA

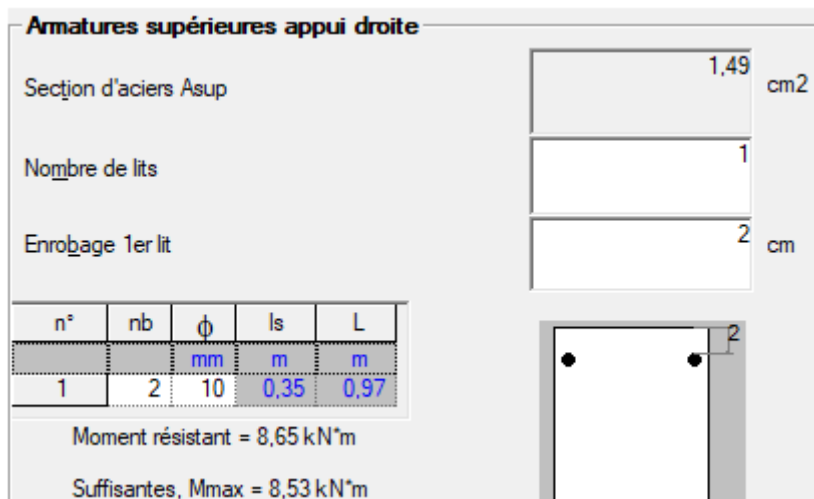


Figure IV-20: Armatures supérieures appui intermédiaire selon KOKA.

IV.5.2. Plancher terrasse

IV.5.2.1. Etude des poutrelles Plancher terrasse

On a deux (03) types des poutrelles selon le nombre et des longueurs des travées

Tableau IV-8 : Les différents types de poutrelles dans le plancher terrasse.

Type	Schéma statique de poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	

IV.5.2.1.1. Choix de la méthode de calcul des sollicitations

Dans notre projet, on dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelle isostatique : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatique (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire, méthode de Caquot ou la Méthode des trois moments

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de Poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
Type 1 et 2	Non vérifiées	<ul style="list-style-type: none"> • Fissuration peu préjudiciable 	Méthode des trois moments
Type 3	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

IV.5.2.1.2. Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles

$$\left. \begin{array}{l} \text{E.L.U : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b \\ \text{E.L.S : } q_s = (G + Q) \times b \end{array} \right\} \text{avec } b = 0,65\text{m}$$

Tableau IV-10 : Charges qui reviennent sur le plancher et sur la poutrelle et combinaisons d'actions.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courant, RDC	6,48	1	6,66	4,86

IV.5.2.1.3. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on exposera un exemple pour illustrer la méthode des trois moments pour la poutrelle type 2 du plancher terrasse

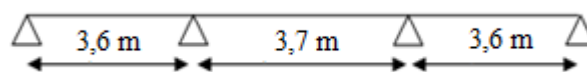
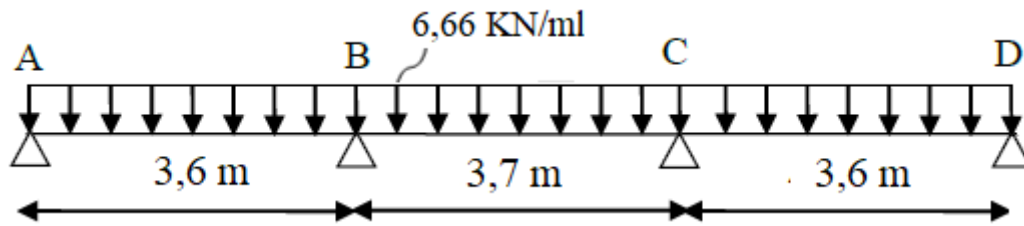


Figure IV-21 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.

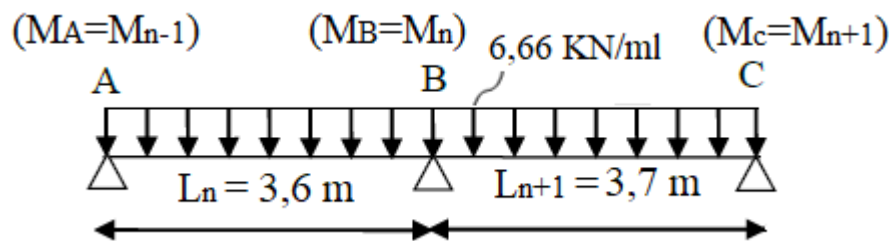
➤ E.L.U



Le calcul se fait selon la formule:

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

➤ En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



- Partie AB

$$M_0^{AB} = \frac{Ql^2}{8} = 10,79 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = \frac{3,6}{2} = 1,80 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{AB} = 2/3 \times 3,60 \times 10,79 = 25,9 \text{ m}^2.$$

- Partie BC

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 11,4 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,85 \text{ m.}$$

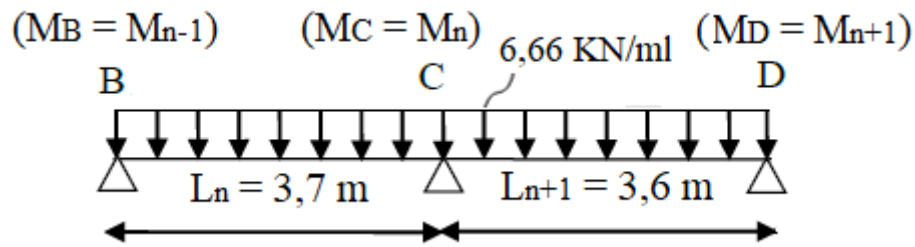
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{BC} = 2/3 \times 3,7 \times 11,4 = 28,12 \text{ m}^2.$$

Donc (1) $\Rightarrow 3,60M_A + 2(3,60+3,70) \cdot M_B + 3,7M_C = -6 \left[\left(\frac{25,9 \times 1,8}{3,6} \right) + \left(\frac{28,12 \times 1,85}{3,7} \right) \right].$

Avec: $M_A = -0,2 \times M_0^{AB} = -2,16 \text{ KN.m.}$

$$14,6M_B + 3,7M_C - 7,78 = -162,06 \dots \dots \dots (1)$$

➤ En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D



- **Partie BC**

$$M_0^{BC} = \frac{Ql^2}{8} = 11,4 \text{ KN.m.}$$

$$a_n = b_n = 1,85 \text{ m.}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_0^{BC} = 2/3 \times 3,7 \times 11,4 = 28,12 \text{ m}^2.$$

- **Partie CD**

$$M_0^{CD} = \frac{Ql^2}{8} = 10,79 \text{ KN.m.}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1,8 \text{ m.}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_0^{CD} = 2/3 \times 3,6 \times 10,79 = 25,9 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc } \Rightarrow 3,7M_B + 2(3,7+3,6) \cdot M_C + 3,6M_D = -6[(1,85 \times 28,12/3,7) + (1,8 \times 25,9/3,6)].$$

$$\text{Avec: } M_D = -0,2 \times M_0^{CD} = -2,16 \text{ KN.m.}$$

$$3,7M_B + 14,6M_C - 7,78 = -162,06 \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{De (1) et (2) : } M_B = -8,43 \text{ KN.m et } M_C = -8,43 \text{ KN.m.}$$

➤ **Les moments sur appuis**

$$M_A = -2,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = -8,43 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = -8,43 \text{ KN.m.}$$

$$M_D = -2,16 \text{ KN.m.}$$

➤ **Efforts tranchants**

$$AB \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{2,16 - 8,43}{3,6} + \frac{6,66 \times 3,6}{2} = 10,24 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{2,16 - 8,43}{3,6} - \frac{6,66 \times 3,6}{2} = -13,72 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$BC \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{8,43 - 8,43}{3,7} + \frac{6,66 \times 3,7}{2} = 12,32 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{8,43 - 8,43}{3,7} - \frac{6,66 \times 3,7}{2} = -12,32 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$CD \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{8,43 - 2,16}{3,6} + \frac{6,66 \times 3,6}{2} = 13,72 \text{ KN.} \\ T_e = \frac{8,43 - 2,16}{3,6} - \frac{6,66 \times 3,6}{2} = -10,24 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ **Les moments en travée**

$$M_{t_{AB}} : M_A + M_B / 2 + M_{0_{AB}} = 5,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} : M_B + M_C / 2 + M_{0_{BC}} = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} : M_C + M_D / 2 + M_{0_{CD}} = 5,5 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

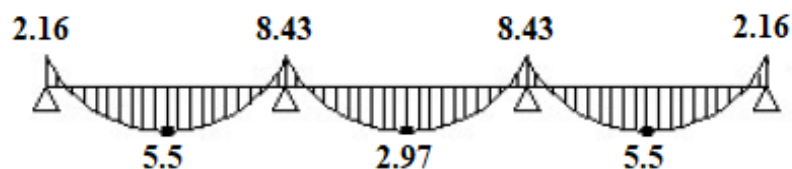


Figure IV-22: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU selon la méthode analytique.

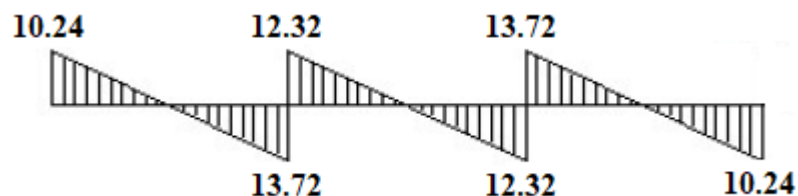


Figure IV-23: Diagramme des efforts tranchants T [KN].à ELU selon la méthode analytique.

MOMENT FLECHISSANT [N.m]

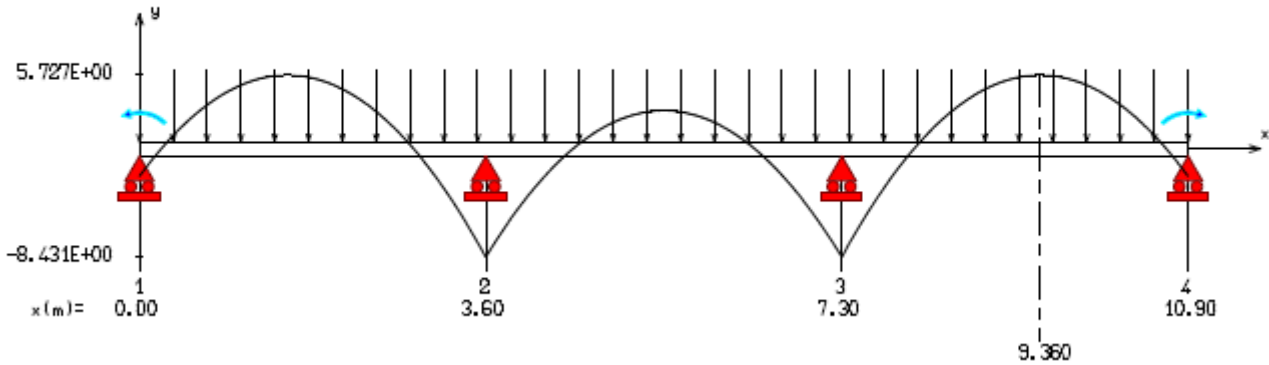


Figure IV-24: Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m] à ELU selon RDM6.

EFFORT TRANCHANT [N]

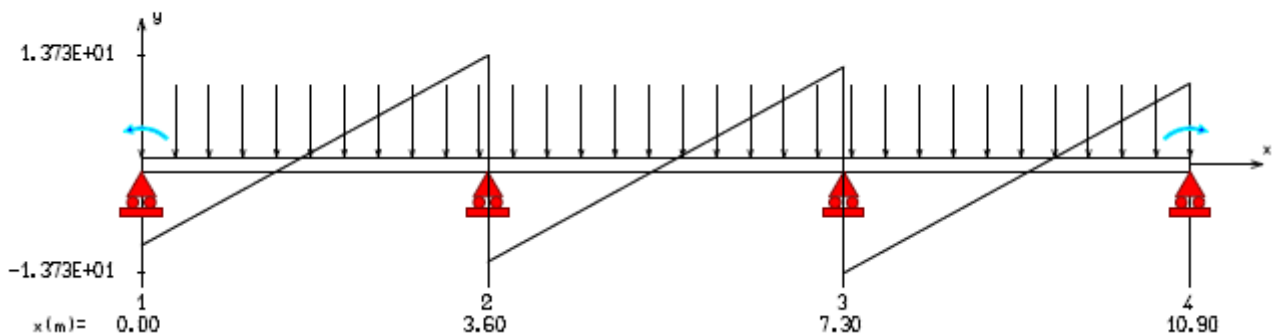


Figure IV-25: Diagramme des efforts tranchants T [KN].à ELU selon RDM6

Tableau IV-11 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutrelles (terrasse).

Type	Travée	L (m)	E.L.U M (KN. m) et T(KN)						E.L.S 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	A-B	3,7	11,39	2,28	2,28	9,11	12,32	-12,32	8,32	1,66	1,66	6,66	8,99	-8,99
2	A-B	3,6	10,79	2,16	8,43	5,5	10,24	-13,72	7,87	1,57	6,15	4,01	7,48	-10,02
	B-C	3,7	11,4	8,43	8,43	2,97	12,32	-12,32	8,32	6,15	6,15	2,17	9	-9
	C-D	3,6	10,79	8,43	2,16	5,5	13,72	-10,24	7,87	6,15	1,57	4,01	10,02	-7,48
3	A-B	3,6	10,79	2,16	8,45	5,48	10,24	-13,74	7,87	1,57	6,17	4,01	7,48	-10,02
	B-C	3,6	10,79	8,45	7,19	2,97	12,34	-11,63	7,87	6,17	5,25	2,16	9	-8,5
	C-D	3,7	11,39	7,19	7,19	4,2	12,32	-12,32	8,32	5,25	5,25	3,07	9	-9
	D-E	3,6	10,79	7,19	8,45	2,97	11,63	-12,34	7,87	5,25	6,17	2,16	8,5	-9
	E-F	3,6	10,79	8,45	2,16	5,48	13,74	-10,24	7,87	6,17	1,57	4,01	10,02	-7,48

Tableau IV-12 : Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles du terrasse selon méthode analytique et RDM6

Sollicitation les plus défavorables					
La méthode analytique					
ELU	Terrasse				
	M_0 max	M_t max	$M_{a(rive)}$ max	$M_{a(inter)}$ max	T_{max}
Type 1	11,39	9,11	2,28	2,28	12,32
Type 2	11,39	5,5	2,16	8,43	13,72
Type 3	11,39	5,48	2,16	8,45	13,74
ELS	Terrasse				
	M_0 max	M_t max	$M_{a(rive)}$ max	$M_{a(inter)}$ max	T_{max}
Type 1	8,32	6,66	1,66	1,66	8,99
Type 2	8,32	4,01	1,57	6,15	10,02
Type 3	8,32	4,01	1,57	6,15	10,02
RDM 6					
ELU	Terrasse				
	M_0 max	M_t max	$M_{a(rive)}$ max	$M_{a(inter)}$ max	T_{max}
Type 1	11,39	9,11	2,28	2,28	12,32
Type 2	11,39	5,72	2,16	8,45	13,73
Type 3	11,39	5,72	2,16	8,45	13,73
ELS	Terrasse				
	M_0 max	M_t max	$M_{a(rive)}$ max	$M_{a(inter)}$ max	T_{max}
Type 1	8,32	6,65	1,66	1,66	8,99
Type 2	8,32	4,17	1,57	6,15	10,02
Type 3	8,32	4,17	1,57	6,15	10,02

IV.5.2.2. Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU)

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:

Tableau IV-13 : Sollicitations optée pour le ferrailage des poutrelles.

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables				
	ELU				
	M_0 max	M_t max	$M_{a(rive)}$ max	$M_{a(inter)}$ max	T_{max}
Terrasse	11,39 KN.m	9,11 KN.m	2,28 KN.m	8,45 KN.m	13,74 KN.

IV.5.2.2.1. Ferrailage en travée

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée

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

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

$$M_{t \max} = 9,11 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58,95 \text{ KN.m} \quad M_t'' < M_0$$

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

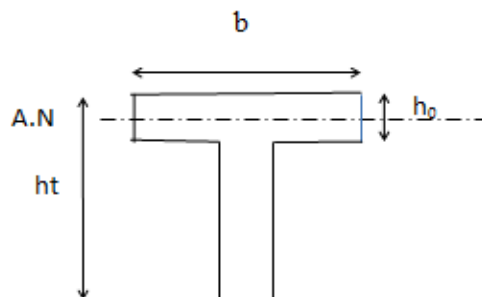


Figure IV-26: Position de l'axe neutre.

⇒ La section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions : $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

➤ Vérification de l'existance des armatures comprimées (A')

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{9,11 \times 10^3}{14,17 \times (18)^2 \times 65} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{pivot.A} : \xi_s = 10\%$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

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

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,11 \times 10^3}{0,984 \times 18 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_s = 1,47 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{65 \times 20}{1000}; 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[1,3; 1,41]$$

$$A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(1,41; 1,47) = 1,47 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

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

IV.5.2.2.2. Ferrailage Sur appuis

a) Appuis intermédiaire

$$M_a^u \text{ max(inter)} = 8,45 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_a^u \text{ (inter)}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,45 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,153 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,209$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,916$$

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

$$A_{s(\text{inter})} = \frac{M_a^u \text{ (inter)}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,45 \times 10^3}{0,916 \times 18 \times 348} = 1,47 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{inter})} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 1,47) = 1,47 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix :**

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

b) Appuis de rive

$$M_a^u \text{ max(rive)} = 2,28 \text{ KN.m}$$

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension :

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

$$\mu = \frac{M_{a(\text{inter})}}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{2,28 \times 10^3}{14,17(18)^2 \times 12} = 0,041 \rightarrow \mu < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,979$$

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

$$A_{s(\text{rive})} = \frac{M_{a(\text{inter})}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,28 \times 10^3}{0,979 \times 18 \times 348} = 0,37 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) = \left(\frac{12 \times 20}{1000}; 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq \max[0,24; 0,26]$$

$$A_{\min(\text{rive})} = 0,37 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_{\text{a doptif}} = \max(A_{\min}; A_{\text{cal}}) = \max(0,26; 0,37) = 0,37 \text{ cm}^2.$$

➤ **Le choix:**

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

IV.5.2.3. Les vérifications**a) L'influence de l'effort tranchant**

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{13,74 \times 10^3}{12 \times 18 \times 100} = 0,64 \text{ MPa}.$$

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement

b) Section et écartement des armatures transversales A_t **- Diamètre des armatures transversales**

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

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

On prend :

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

- Calcul des espacements

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

$$\Rightarrow S_t \leq 16,20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

- **La section des armatures transversales**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3k \cdot f_{ij})}{0,9 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots (*) \quad K=1 \text{ (fissuration non préjudiciable).}$$

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

$$f_e = 235 \text{ MPa. ; } \gamma_s = 1,15$$

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

$$A_t \geq \frac{1,15(0,64 - 0,3 \times 1 \times 2,1)}{0,9 \times 235} \times 0,12 \times 0,15 \Rightarrow A_t = -9,78 \times 10^{-7}$$

La section exigée par la condition de non fragilité (B.A.E.L91)

c) **Pourcentage minimal des armatures transversales**

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

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max (0,32; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa.}$$

$$A_t \geq \left(\frac{0,4 \times b_0 \times s_t}{f_e} \right) = \frac{0,4 \times 0,12 \times 0,15}{235} = 3,06 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \approx 0,31 \text{ cm}^2.$$

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 bielle est:

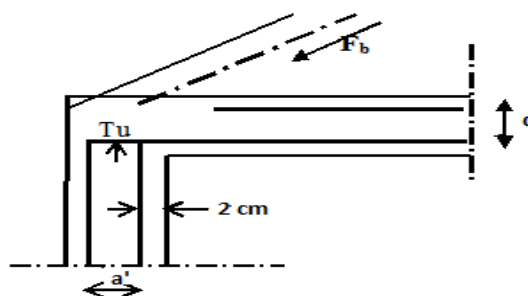


Figure IV-27 : Compression de la bille d'about.

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

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

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 :

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

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

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 13,74 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,017 \text{ cm}$$

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

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

$$a = \min(36 \text{ cm}; 16,2 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm} > 0,017 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.2.3.1. Vérification à L' E .L .S

a) 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} .

$$\begin{cases} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Acier } F_c E400 \end{cases} \Rightarrow \text{Si : } \alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

b) 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 IV-14 : Vérification des compressions.

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_c}{100}$	Observation
Appui	8,45	6,15	0,209	0,436	Condition vérifiée
Travée	9,11	6,66	0,039	0,433	Condition vérifiée

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

c) 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°

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

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

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

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

$$V_u \leq \bar{V}_u \Rightarrow 13,74\text{KN} \leq 66,56\text{KN.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des armatures longitudinales

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

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

$$A_s = \frac{1,15 \times 13,74 \times 10}{400} = 0,4\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite

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

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

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

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

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

$$\tau_s = \frac{13,74 \cdot 10^{-3}}{0,9 \times 0,23 \times 0,151} = 0,44 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,84 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

f) Vérification de la flèche

D'après B.A.E.L 91 modifier 99 : $f \leq f_{adm}$

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

Dans notre cas, on a : $L_{max} = 3,7 \text{ m}$

$$F_{adm} = \frac{3,7}{500} = 0,0074 \text{ m.}$$

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{370} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow (0,054 \geq 0,044) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{10 \cdot M_{0,ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{370} \geq \frac{6,66}{10 \times 8,32} \right) \Rightarrow (0,054 \geq 0,08) \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left(\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{L}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2,36}{12,18} = 0,011 \geq \frac{3,7}{400} = 0,0092 \right) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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

Donc on passe au calcul pratique de la flèche:

➤ On va calculer

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

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

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

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

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

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

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

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

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

➤ **Détermination du centre de gravité**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0 / 2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0(h - h_0) / 2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s};$$

$$y_G = \frac{(65 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4)12(20 - 4) / 2] + 15 \cdot 2,36 \cdot 3}{(65 \cdot 4) + (20 - 4)12 + 15 \cdot 2,36};$$

$$y_G = 12,92 \text{ cm.}$$

➤ **Détermination du moment d'inertie**

$$I_g = \frac{by_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0(h - y_G)^3}{3} + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{65(12,90)^3}{3} - \frac{(65 - 12)(12,90 - 4)^3}{3} + \frac{12(20 - 12,90)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 12,90)^2$$

$$I_g = 36409,54 \text{ cm}^4.$$

➤ **Charges prises en comptes**

Charge avant mise de revêtement : $j = 2,80 \times 0,65 = 1,82 \text{ KN/m}^2$.

Charge après mise de revêtement : $G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/m}^2$.

Charge total à l'E.L.S : $P = (G + Q); P = (6,48 + 1) \times 0,65 = 4,86 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Calcul des moments correspondants**

$$M_J = 0,85 \times J \times L^2 / 8 = [0,85 \times 1,82 \times (3,7)^2] / 8 = 2,65 \text{ KN.m.}$$

$$M_G = 0,85 \times G \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,21 \times (3,7)^2] / 8 = 6,12 \text{ KN.m.}$$

$$M_P = 0,85 \times P \times L^2 / 8 = [0,85 \times 4,86 \times (3,7)^2] / 8 = 7,07 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A_s \cdot Z} = \frac{2,65 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 69,31 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SG} = \frac{M_G}{A_s \cdot Z} = \frac{6,12 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 160,07 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{SP} = \frac{M_P}{A_s \cdot Z} = \frac{7,07 \cdot 10^3}{2,36 \times 16,2} = 184,92 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul des coefficients**

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12,18} = 0,011;$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot f} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3(12)/65) \cdot 0,011} = 3,72;$$

$$\lambda_v = (2/5) \cdot \lambda_i = 1,488.$$

➤ **Calcul des coefficients (μ_i)**

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}};$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 69,31) + 2,1} \right] = 0,71;$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{(1,75 \cdot 2,1)}{(4 \cdot 0,011 \cdot 160,07) + 2,1} \right] = 0,4.$$

$$\mu_P = 1 - \left[\frac{(1,75,2,1)}{(4,0,011.184,92) + 2,1} \right] = 0,36$$

➤ **Calcul des moments d'inertie après fissuration**

$$I_{Fi} = \frac{1,1, I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_i)}; I_0 = I_G$$

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

$$\text{avec : } d'' = h - (\Phi + c) = 20 - (0,10 + 2) = 17,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65.20^3}{12} + 15 \left[2,36 \left(\frac{20}{2} - 17,9 \right)^2 + 0 \right] = 45542,65 \text{ cm}^4$$

$$I_{FJ} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 3,72.0,71)} = 13758,35 \text{ cm}^4;$$

$$I_{FG} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 3,72.0,4)} = 20135,42 \text{ cm}^4;$$

$$I_{FP} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 3,72.0,36)} = 21416,26 \text{ cm}^4;$$

$$I_{VG} = \frac{1,1.45542,65}{(1 + 0,4.1,488)} = 31404,79 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondantes**

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

$$F_{ij} = \frac{2,65 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 13758,35} = 0,082 \text{ cm};$$

$$F_{ig} = \frac{6,12 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 20135,42} = 0,129 \text{ cm};$$

$$F_{ip} = \frac{7,07 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 21416,26} = 0,140 \text{ cm};$$

$$F_{vg} = \frac{6,12 \times (3,7)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,2 \times 31404,79} = 0,083 \text{ cm};$$

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

$$F_{total} = 0,083 - 0,082 + 0,140 - 0,129 = 0,012 \text{ cm}$$

$$F_{total} = 0,012 \text{ cm.}$$

$F_{total} = 0,012 \text{ cm} < f_{adm} = 0,74 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ **Schémas de ferrailage des poutrelles Plancher terrasse selon la méthode analytique**

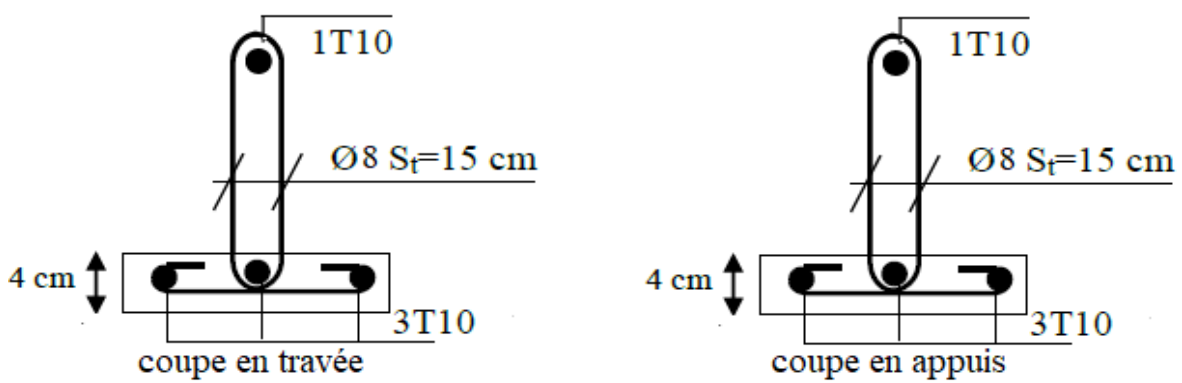


Figure IV-28: Schéma de ferrailage des poutrelles de rives Plancher terrasse

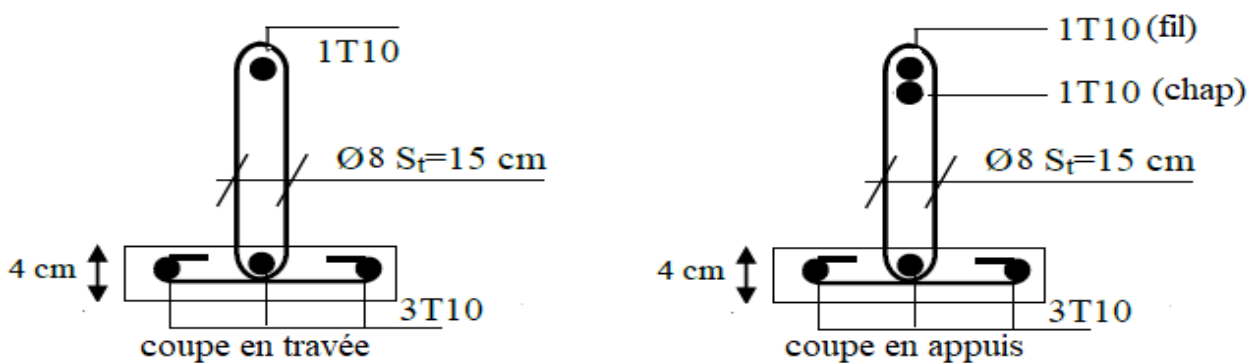


Figure IV-29: Schéma de ferrailage des poutrelles intermédiaires Plancher terrasse

➤ Schémas de ferrailage des poutrelles Plancher terrasse selon KOKA (socotec)

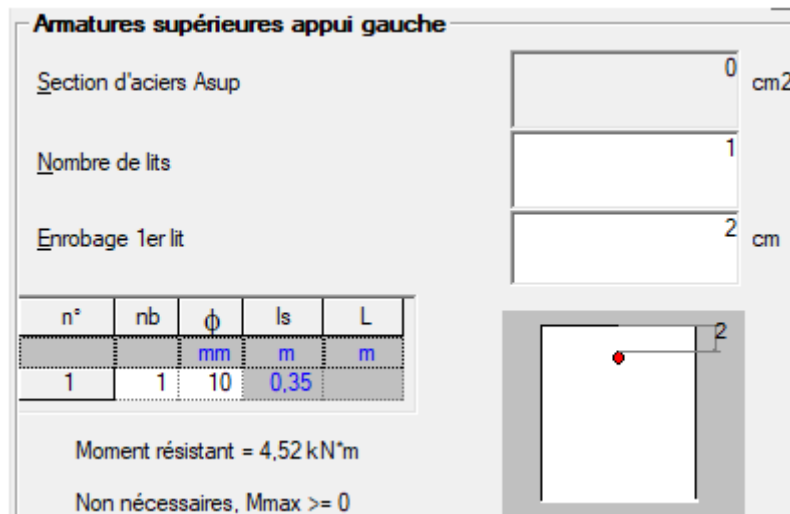


Figure IV-30: Armatures supérieures appui de rive selon KOKA.

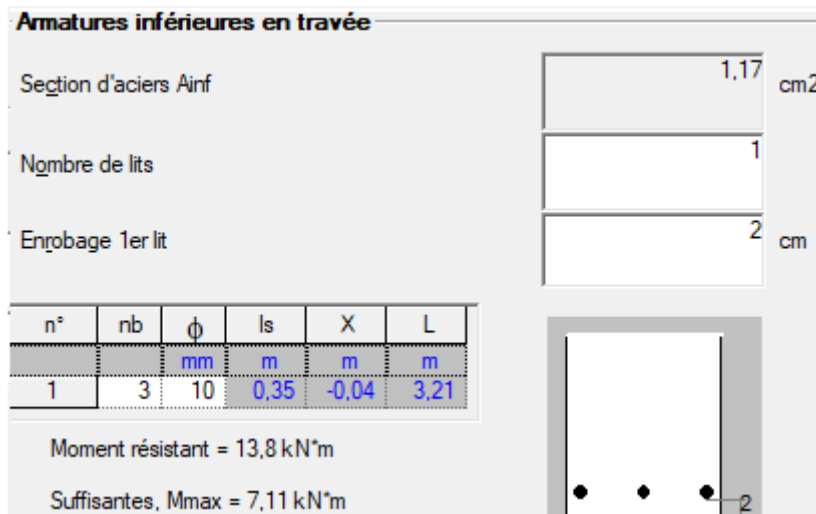


Figure IV-31: Armatures inférieures en travée selon KOKA.

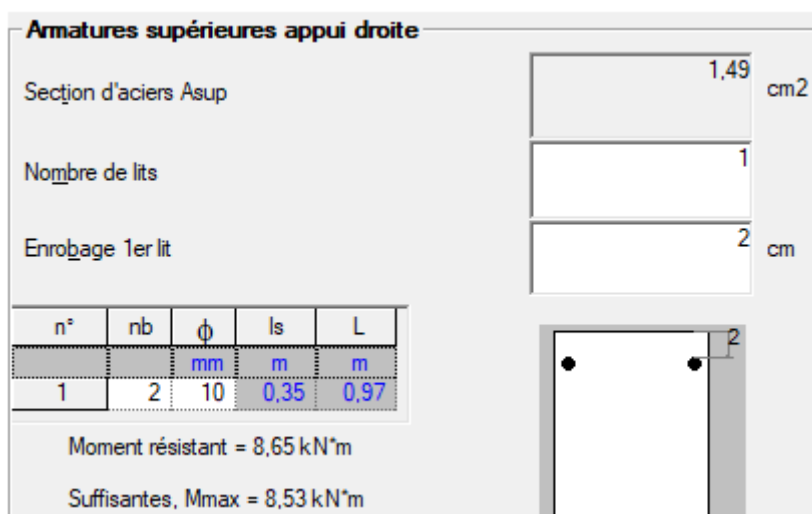


Figure IV-32: Armatures supérieures appui intermédiaire selon KOKA.

IV.5.3. 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 (6 barre. Par m) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles.
- 20cm (6 barre. 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

$$A_{//} \geq A_{\perp}/2$$

$$L = 0,65 \text{ m.}$$

$$F_e = 235\text{MPa.}$$

$$50 \text{ cm} \leq l = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,08 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- On prend $A_{\perp} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

$$A_{//} \geq 1,18/2 = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- On prend $A_{//} = 6 \phi 5 = 1,18 \text{ cm}^2/\text{m.}$

On prend un quadrillage de section TS $\phi 5$ avec un espacement de 15 cm.

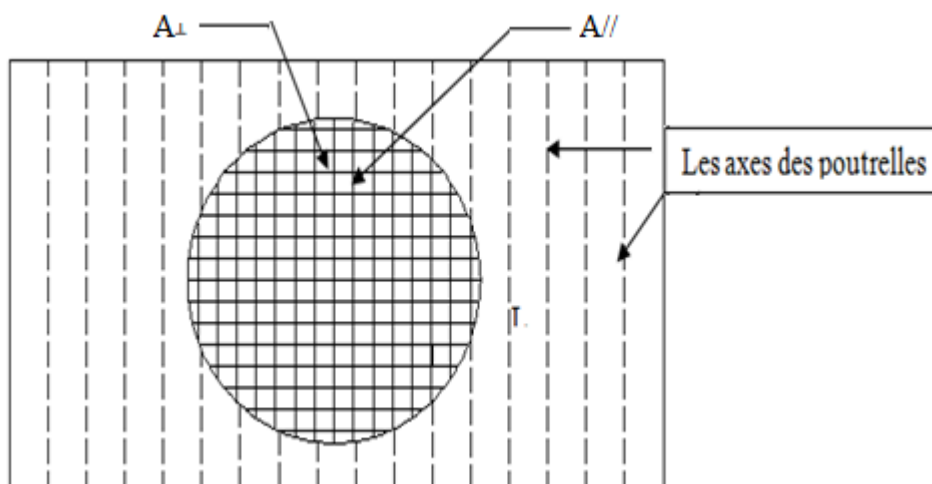


Figure IV-33 : Schéma de Ferrailage de la dalle de compression.

IV.5.4. Étude de la dalle pleine

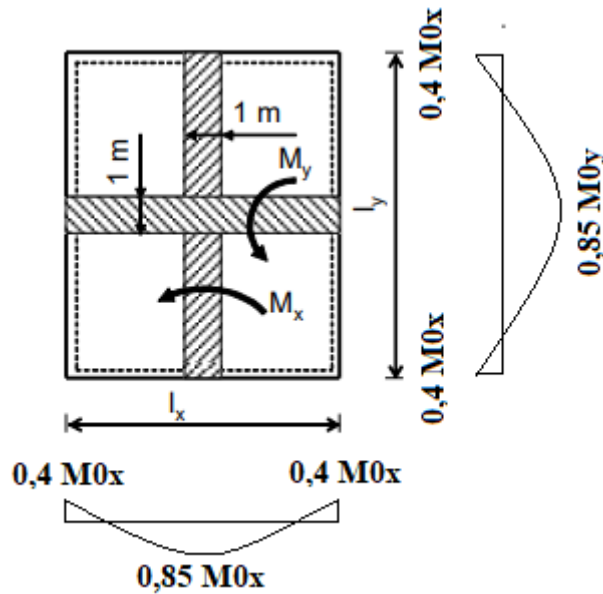


Figure IV-34: Panneau de dalle le plus sollicité.

Avec :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow L_y > L_x$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$$

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

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ h_0 \geq \frac{L_x}{25} \rightarrow \text{dalle continue} \end{cases}$$

Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens L_x, L_y) $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 1$

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{L_x}{30} \rightarrow \text{dalle isolée} \\ h_0 \geq \frac{L_x}{40} \rightarrow \text{dalle continue} \end{cases}$$

➤ **Panneau de rive :**

$$\alpha = \frac{140}{300} = 0,46$$

$L_x = 140\text{ cm}$; $L_y = 300\text{ cm}$.

a. Chargement

• **Charge permanente**

$$G = 5,27\text{ KN/m}^2.$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

- **Charge ultime**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 12,36 \text{ KN/m}.$$

- b. **Sollicitations**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{300} = 0,46.$$

0,46 > 0,4 la le panneau de dalle travaille (porte) dans les deux sens (l_x) et (l_y)

- c. **Moment isostatique**

- **Sens l_x**

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,1022 \times 12,36 \times 1,4^2 = 2,48 \text{ KN.m}$$

- **Sens l_y**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,2500 \times 2,48 = 0,62 \text{ KN.m}$$

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données dans un tableau (voir annexe)

- d. **Moments en travée et sur appuis**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 2,11 \text{ KN. m}.$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 0,53 \text{ KN. m}.$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,4 \times M_{0x} = 0,99 \text{ KN. m}.$$

IV.5.4.1. Calcul de ferrailage

➤ à l'E.L.U

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$).

- a. **Les armatures en travée**

- **Sens L_x**

$$M_{tx} = 2,11 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,11 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,008 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

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

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,11 \times 10^3}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Sens Ly**

$$M_{ly} = 0,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,62 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,002 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,003$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

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

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,62 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- b. **Les armatures sur appui**

$$M_a = 0,99 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{0,99 \times 10^3}{14,17 \times (13,5)^2 \times 100} = 0,004 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$A_{a\text{inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,99 \times 10^3}{0,998 \times 13,5 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- c. **Pourcentage minimal des armatures**

Pour des aciers FeE400

$$\text{Sens y} \rightarrow A_{y\text{min}} = 8 \times h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens x} \rightarrow A_{x\text{min}} = A_{y\text{min}} \times \frac{3 - \alpha}{2} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

h_0 en mètres

- **En travée**

$$A_{tx} = \max(A_{x\text{min}}; A_{sx}) = \max(1,52; 0,45) = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ty} = \max(A_{y\text{min}}; A_{sy}) = \max(1,2; 0,13) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Sur appui**

$$A_{ax} = \max(A_{x\text{min}}; A_a) = \max(1,52; 0,22) = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ay} = \max(A_{y\text{min}}; A_a) = \max(1,2; 0,22) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

d. Choix des aciers

Diamètre

$$\phi \leq (h_0 / 10).$$

$$\text{D'où : } \phi \leq 150 / 10.$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm.}$$

e. Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\text{sens Lx} \begin{cases} S_{tx} \leq \min (3. h_0 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq \min (3.15 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{sens Ly} \begin{cases} S_{ty} \leq \min (4. h_0 ; 33 \text{ cm}); \\ S_{ty} \leq \min (4.15 ; 45 \text{ cm}); \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

f. Le choix des aciers• **En travée**

$$\text{Sens Lx} \begin{cases} A_{tx} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 5\text{T}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens Ly} \begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 33 \text{ cm}$$

• **Sur appui**

$$\text{Sens Lx} \begin{cases} A_{ax} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{xa} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5\text{T}10 \text{ P/m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{Sens Ly} \begin{cases} A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ay} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4\text{T}10 \text{ P/m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 33 \text{ cm.} \end{cases}$$

g. Vérification de cisaillement

1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;

2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;

3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12,36 \times 1,4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,46}{2}} = 7,03 \text{ KN.} \\ V_y = \frac{q \times l_x}{3} \leq V_x = \frac{12,36 \times 1,4}{3} = 5,77 . \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{7,03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,052 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,052 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

De (1), (2) et (3) : Pas de risque de cisaillement.

IV.5.4.2. Les vérifications à L'E.L.S

a. Chargement

- Charge permanente

$$G = 5,27 \text{ KN/m}^2.$$

- Charge d'exploitation

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

- Charge service

$$Q_{\text{ser}} = (G+Q) = 8,77 \text{ KN/m.}$$

b. Sollicitations

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{300} = 0,46.$$

$0,46 > 0,4$ la le panneau de dalle travaille (porte) dans les deux sens (l_x) et (l_y)

c. Moment isostatique

- Sens l_x

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,1022 \times 8,77 \times 1,4^2 = 1,76 \text{ KN.m}$$

- Sens l_y

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,2500 \times 1,76 = 0,44 \text{ KN.m}$$

d. Moments en travée et sur appuis

$$M_{1x} = 0,85 \times M_{0x} = 1,49 \text{ KN. m.}$$

$$M_{1y} = 0,85 \times M_{0y} = 0,37 \text{ KN. m.}$$

$$M_{\text{ax inter}} = M_{ay} = 0,4 \times M_{0x} = 0,70 \text{ KN. m.}$$

e. Vérification des contraintes dans le béton

➤ Suivant L_x

- **En travée**

$$M_{tx} = 1,49 \text{ KN.m} ;$$

$$A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y)**

$$Y = \frac{by^2}{2} + n \cdot A'_s (y - d) - nAs(d - y) = 0.$$

On a : $A'_s = 0$; et $n = 15$.

D'où :

$$50y^2 + 15 \times 3,93 (y - 13,5) = 0.$$

Donc :

$$y = 3,44 \text{ cm}.$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s(d - y)^2.$$

$$I = 100 \cdot (3,44)^3/12 + 15 \cdot 3,93 (13,5 - 3,71)^2 \Rightarrow I = 5989,24 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,49 \cdot 10^3}{5989,24} \times 3,44 = 0,85 \text{ MPa}.$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

Alors

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'**E.L.U** conviennent.

➤ **Suivant L_y**

- **En travée**

$$M_{ty} = 0,37 \text{ KN.m} ;$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} ; A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y)**

$$Y = \frac{by^2}{2} + n \cdot A'_s (y - d) - nAs(d - y) = 0.$$

On a : $A_s' = 0$; et $n = 15$.

D'où :

$$50y^2 + 15 \times 3,14 (y - 13,5) = 0.$$

Donc

$$y = 3,12 \text{ cm.}$$

- **Calcul du moment d'inertie**

$$I = by^3/12 + 15A_s(d - y)^2.$$

$$I = 100. (3,12)^3/12 + 15. 3,14 (13,5 - 3,12)^2 \Rightarrow I = 5327,86 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,37 \cdot 10^3}{5327,86} \times 3,12 = 0,22 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

Alors

$$\sigma_{bc} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'**E.L.U** conviennent.

• **Sur appuis**

➤ **Suivant Lx**

$$M_a = 0,7 \text{ KN.m} ; A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y)**

$$Y = 3,44 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie (I)**

$$I = 5989,24 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,70 \cdot 10^3}{5989,24} \times 3,44 = 0,40 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Suivant L_y**

$$M_a = 0,7 \text{ KN.m ; } A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} , A' = 0.$$

- **Position de l'axe neutre (y)**

$$Y = 3,12 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie (I)**

$$I = 5327,86 \text{ cm}^4.$$

- **La contrainte dans le béton σ_{bc}**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,70 \cdot 10^3}{5327,86} \times 3,12 = 0,41 \text{ MPa.}$$

- **La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = 0,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.5.4.3. Disposition du ferrailage

a. Arrêt des barres

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$F_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Donc :

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$$

b. Arrêt des barres sur appuis

$$L_1 = \max(L_s ; 0,2 L_x) = \max(40 \text{ cm} ; 28 \text{ cm}).$$

$$L_1 = 40 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow L_2 = 40 \text{ cm.}$$

c. Arrêt des barres en travée

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis. à raison d'un sur deux. Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $L_x / 10$ de la portée.

$$L_x / 10 = 140 / 10 = 14 \text{ cm.}$$

d. Armatures finales

Suivant L_x : $A_t = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10 /mL avec $St = 25 \text{ cm}$;

$A_a = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 5T10/mL avec $St = 25 \text{ cm}$.

Suivant L_y : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $St = 33 \text{ cm}$;

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10/mL avec $St = 33 \text{ cm}$.

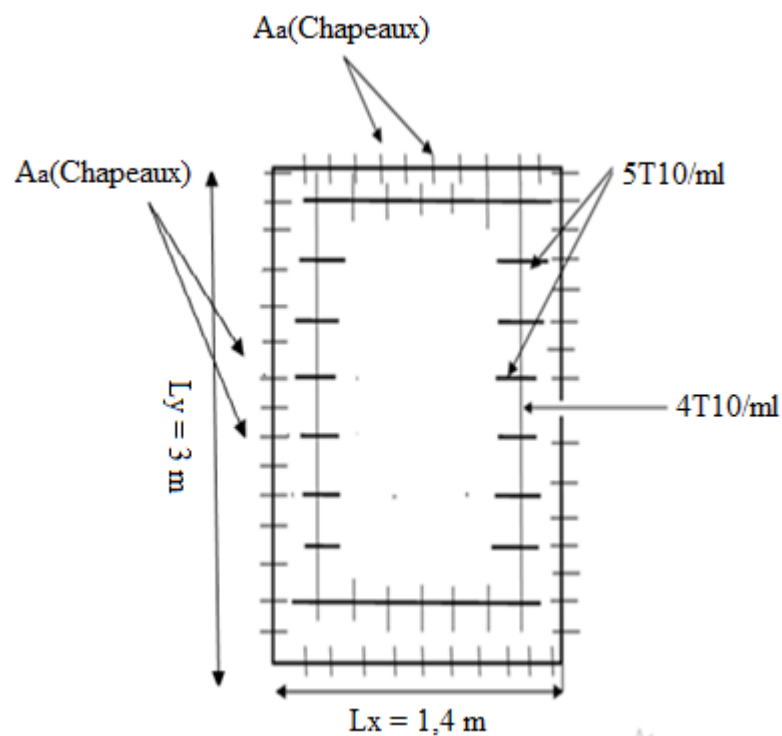


Figure IV-35: Schéma ferrailage du panneau de la dalle pleine.

CHAPITRE V

CALCUL ET FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

V.1.Introduction

Il est considéré comme élément secondaire, tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques. Durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants : (l'acrotère, le balcon et l'escalier).

Le ferrailage de ces éléments s'effectue selon les règles **(B.A.E.L 91 modifiée 99)** et les Règles Parasismiques Algériennes en vigueur **(R.P.A 99/version 2003)**.

V.2.Acrotère

L'acrotère se modélise en une console verticale encastré à sa base dans la poutre du plancher terrasse, son rôle est d'assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse ainsi que la protection de l'étanchéité. Il est aussi un élément protecteur contre l'attaque des eaux pluviales par le biais de la forme en pente.

Il est réalisé en béton armé soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG vertical et à une surcharge d'exploitation horizontale non pondérée due à une main courante ($N_Q=Q=1\text{KN/m}$). Le séisme qui crée un moment de renversement.

V.2.1.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée ;
- La fissuration est considérée comme préjudiciable ;
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

L'acrotère correspondre aux notre structure à une dimension de 60 cm d'hauteur et 10 cm d'épaisseur.

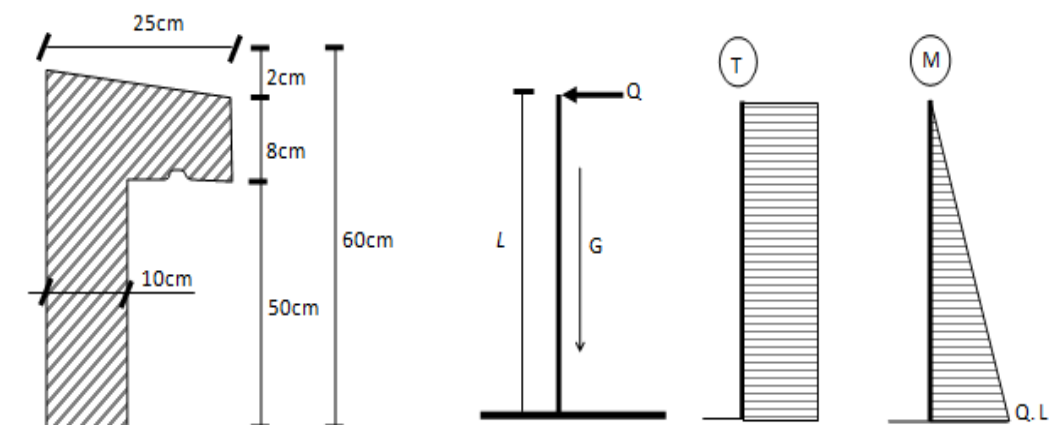


Figure V-1: Représentation des actions agissantes sur l'acrotère.

V.2.2.Géométrie

- La surface : $S = 0,073 \text{ m}^2$.
- L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$.
- La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.
- L'enrobage : $C = C' = 2 \text{ cm}$.

V.2.3.Evaluation des charges et surcharges

V.2.3.1. Poids propre de l'acrotère

$$G = W_p = 1,83 \text{ KN/ml.} \rightarrow \text{voir chapitre 2}$$

V.2.3.2.Surcharge d'exploitation

Une surcharge due à l'application d'une main courante $N_Q = Q = 1 \text{ KN/m}$

V.2.4.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 : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,15$
- C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$
- W_p : 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: $F_p < 1,5.Q$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,83 \times 0,8 = 0,88 \text{ KN.}$$

$$F_p = 0,88 \text{ KN} < 1,5.Q = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

V.2.5.. Calcul des sollicitations

V.2.5.1.État limite ultime (E.L.U.R)

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times W_p = 1,35 \times 1,83 = 2,47 \text{ KN/ml}$
- Moment de flexion : $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_u = 1,5 \times V = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

V.2.5.2.État limite de service (E.L.S)

- Effort normal de compression : $N_{ser} = N_G = 1,83 \text{ KN/ml}$
- Moment de flexion : $M_{ser} = M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $V_u = V = 1 = 1,5 \text{ KN}$

V.2.5.3.Calcul de l'excentricité

$$e_0 = e_1 + e_2 + e_a$$

- **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**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi)$$

$$L_f = 2l = 1,2 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_s} \right) = 0 \Rightarrow e_2 = 0,00144 \text{ m}$$

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2 = 0,381 \text{ m}$$

$$\begin{cases} e_0 = 0,381 \text{ m} \\ \frac{h_0}{2} - C' = 0,03 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_0 > \left(\frac{h_0}{2} - C' \right)$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures ou bien la section partiellement comprimé.

V.2.6.Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue

- **État limite ultime (E.L.U.R)**

$$e_u = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,421 \text{ m}$$

$$M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}$$

- **État limite de service (E.L.S)**

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,6}{1,83} = 0,33 \text{ m}$$

$$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,37 \text{ m}$$

$$M_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} \times e_s = 0,68 \text{ KN.m}$$

Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :

$$(d - c')N_{\text{UA}} - M_{\text{UA}} \leq (0,337h - 0,81c')f_{\text{bc}} \times b \times h$$

$$(d - c')N_{\text{UA}} - M_{\text{UA}} = (0,09 - 0,02)2,47 - 1,04 = -0,87 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{\text{bc}} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,8 \text{ KN.M}$$

$$-0,87 \text{ KN.m} < 24,8 \text{ KN.M}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire :

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

V.2.7. Calcul du ferrailage (E. L. U. R)

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$M_u = N_u e_u = 1,04 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, h = 10 \text{ cm}, d = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

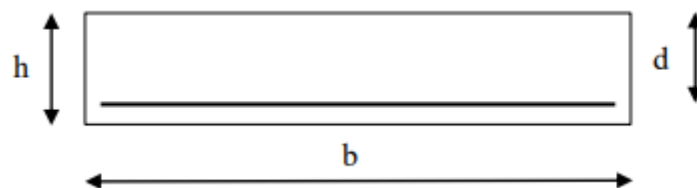


Figure V-2: Section d'acrotère à ferrailer.

V.2.7.1. État limite de compression du béton

- **Calcul des moments réduits**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{\text{bc}}} = \frac{1,04 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,009$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimés A'**

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad ; \quad 1000 \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,009 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995.$$

$$\mu < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

Armatures comprimées non nécessaires.

V.2.7.2. Calcul des paramètres caractéristiques de la section

- Coefficient de la fibre neutre

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) = 0,011$$

- Ordonnée de la fibre neutre

$$y = \alpha \times d = 0,011 \times 0,09 = 0,001$$

- Bras de levier du couple interne

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,09(1 - 0,4 \times 0,011) = 0,09m$$

V.2.7.3.. Détermination de la section théorique des aciers tendus

- Section d'armatures en flexion simple

$$A_u = \frac{M_{UA}}{Z_b \times \sigma_S} = \frac{1,04}{0,09 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2$$

- Section d'armatures en flexion composée

$$A_{fc} = A_U - \frac{N_U}{100 \times \sigma_S} = 0,33 - \frac{2,47 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,26 \text{ cm}^2$$

V.2.7.4. Condition de non fragilité

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.2.7.5. Armatures principales

$$A_s = \max(A_{su} ; A_{sl} ; A_{min}) = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement**

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$. Nous avons adopté : 4T8 Soit : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.2.7.6. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement**

D'après B.A.E.L 91 : $e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$. Nous avons adopté : 4T8 Soit : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.2.8. Vérifications

V.2.8.1. Contrainte de cisaillement

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

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ K N} \Rightarrow \tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4\text{MPa}) \Leftrightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.9. Vérification à l'E.L.S

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta \cdot A_s (d - y_1) = 0$$

$$50 y_1^2 + 30,15 y_1 - 271,35 = 0 \Rightarrow y_1 = 2,05 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (2,05)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (9 - 2,05)^2$$

$$I = 1524,65 \text{ cm}^4$$

V.2.9.1. Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1$$

$$\sigma_b = \frac{0,68 \times 10^3}{1524,65} \times 2,05 = 0,91 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.9.2. 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 $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $n = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \frac{680}{1524,65} (9 - 2,05) = 46,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

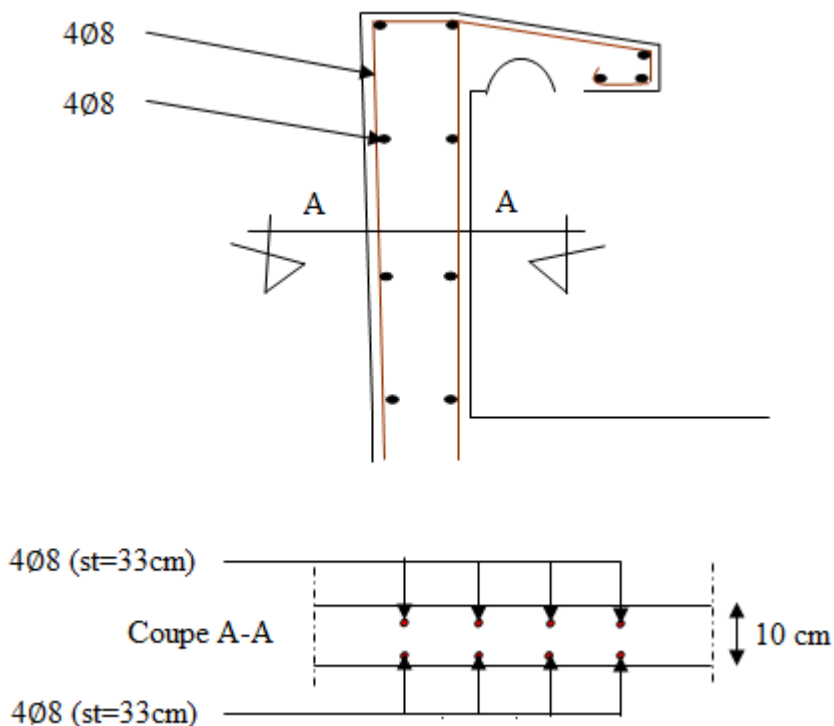


Figure V-3: Schéma de ferrailage d'acrotère.

V.3.Balcon

V.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 on a un seul type de balcon

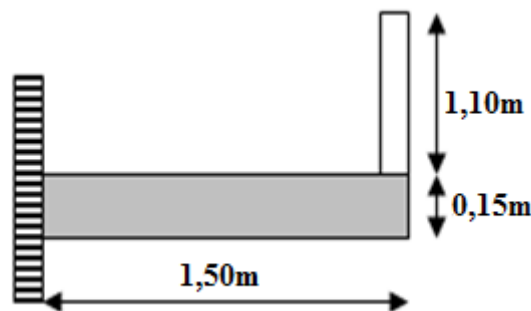


Figure V-4: Schéma représente type de balcon.

V.3.2.Hypothèses de calcul

- Le calcul se fera pour une bande de 1 ml ;
- L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable
- Le balcon sera calculé en flexion simple.
- L'épaisseur des dalles pleines : $e = 15\text{ cm}$

V.3.3.Evaluation des charges et surcharges

V.3.3.1.Poids propre de la dalle

$G = 5,27\text{ KN/m}^2$. voir chapitre 2

V.3.3.2.Surcharge

$Q = 3,5\text{ KN/m}^2$. voir chapitre 2

V.3.4. Calcul des sollicitations

- $Q_{ELU} : Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m = 12,36K \text{ N/ml.}$
- $Q_{ELS} : Q_s = (G + Q) \times 1m = 8,77K \text{ N/ml.}$

V.3.4.1. Calcul de la charge concentrée

Poids propre du mur :

$$P = \gamma \times b \times h \times 1m = 13 \times 0,1 \times 1,1 \times 1m$$

$$P = 1,43KN$$

$$P_U = 1,35P = 1,93KN.$$

$$P_S = 1,43KN.$$

V.3.4.2. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

- **Moment max**

$$M_{\max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -16,80KN.m$$

- **L'effort tranchant max**

$$T_{\max} = Q_u \cdot l + P_u = 20,47KN.$$

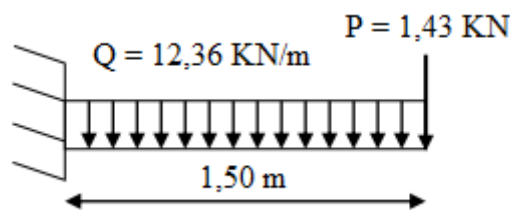


Figure V-5: Schéma représente le type de balcon.

V.3.5. Calcul de ferrailage à l'E.L.U.R

Le calcul se fait sur une section rectangulaire :

$$b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 13,5 \text{ cm}, M_{\max} = 16,80KN.m$$

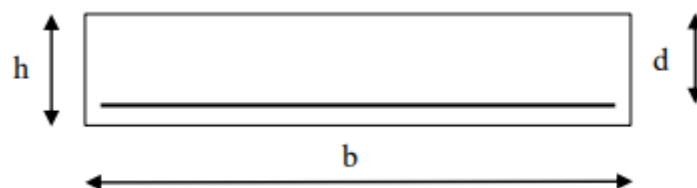


Figure V-6: Section de balcon à ferrailier.

Tableau V-1: Calcul de ferrailage de balcon

Moment ultime M_u	M_u	16,80(KN.m)	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A'=0$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,065	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,084	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,966	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	3,70cm ²	

V.3.5.1. Condition non fragilité

$$A_{\min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 13,5 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.3.5.2. Armatures principales

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

$$A_{\text{adopt}} = 4T12/\text{ml} \rightarrow 4,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Espacement

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$

V.3.5.3. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{\text{adopt}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,32\text{cm}^2$$

On prend 4T8 $\rightarrow 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$

- Espacement

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$.

V.3.6.Vérifications

V.3.6.1.Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{20,47 \times 10}{13,5 \times 100} = 0,15 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 \times f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{MPa} \dots (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0,15 \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

V.3.6.2.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

$$\mu = 2\pi \frac{1}{2} = 3,14 \text{cm} : \text{périmètre d'armatures tendues}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,34 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.6.3.Vérification à l'E.L.S

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77 \text{KN.m}, P_{ser} = 1,43 \text{KN} \text{ et } M_{ser} = -12,01 \text{KN.m}$$

- Détermination de la position de l'axe neutre

$$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \Rightarrow y = 3,65 \text{cm} (\text{position de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée}).$$

- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52(13,5 - 3,65)^2$$

$$I = 8199,03 \text{cm}^4$$

a) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{12,01 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 5,35 \text{MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,35 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_{ct}; 110 \sqrt{\eta f_{ct}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6 \text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (267; 202) \text{Mpa} = 202 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,01 \times 10^3}{8199,03} (13,5 - 3,65) = 216,43 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 216,43 \text{Mpa} > \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa}. \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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 :

$$\sigma_{bc} = 4,92 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{12,01 \times 10^3}{9781,75} (13,5 - 4,01) = 174,78 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 174,78 \text{Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{Mpa}. \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartitions

$$\Rightarrow A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{cm}^2 \text{ on adopt 4T8/ml} \rightarrow 4,01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

V.3.6.4.Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à: $F = F_1 + F_2$ avec:

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots\dots\dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

a) Détermination du centre de gravité

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 15 \times 7,5 + 15 \times 5,65 \times 13,5}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,82 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,82 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,18 \text{ cm.}$$

b) Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(7,82)^3}{3} + \frac{100 \times (7,18)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 7,82)^2 = 31012,84 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,50)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 31012,84} \left[\frac{8,77 \times 1,50}{8} + \frac{1,43}{3} \right] = 0,064 \text{ cm.}$$

$$F = 0,064 \text{ cm.}$$

$$F_{adm} = L/250 = 150/250 = 0,60 \text{ cm.}$$

$$F_{cal} = 0,064 \text{ cm} < F_{adm} = 0,60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

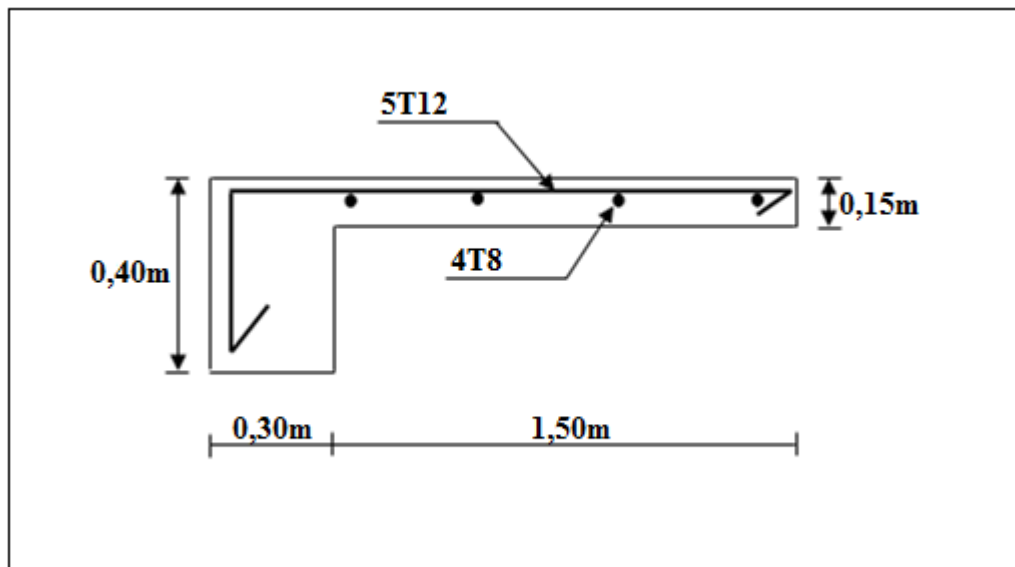


Figure V-7: Schéma de ferrailage du balcon.

V.4.Escaliers

V.4.1.Définition

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des 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.

V.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.

Notre bâtiment dispose un seul type d'escalier :

- Escalier droit à deux volées avec un palier intermédiaire

V.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 : $2h + g = 64 \text{ cm}$ ($H = n.h = \frac{h_e}{2}$)

$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$ Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage

$$(H = n.h = \frac{h_e}{2})$$

n : Nombre de contre marches

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n - 1)g$

V.4.4.Étude l'escalier

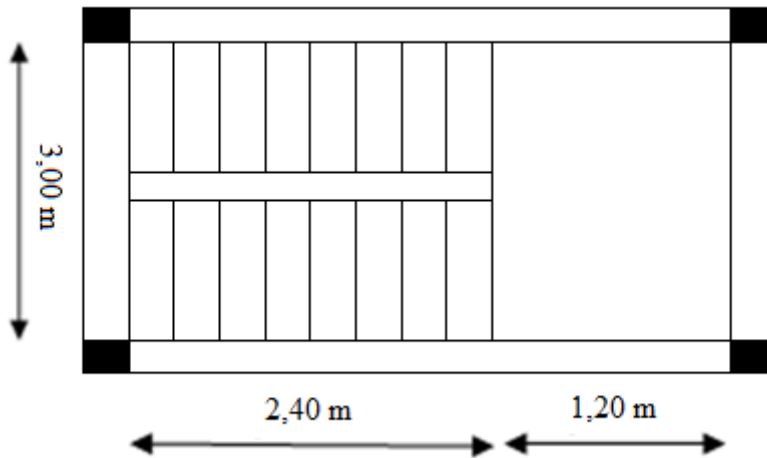


Figure V-8: Vu en plan de l'escalier.

V.4.4.1.Cas de volée

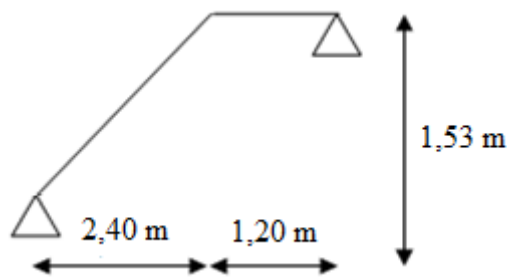


Figure V-9: Schéma statique de l'escalier.

V.4.4.2.Dimensionnement des Marches et contre marches

$$h = H/n \text{ et } g = L/(n - 1)$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = (L/(n - 1)) + 2 \times H/n$$

$$\text{Et puis : } mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $m = 64\text{cm}$, $H = 153\text{ cm}$ et $L = 240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

La solution de l'équation est : $n=9$ (nombre de contre marche)

$n-1= 8$ (nombre de marche)

$h = 153/9 = 17 \text{ cm.}$; donc on prend : $h = 17 \text{ cm.}$

$g = L/(n - 1) = 30 \text{ cm.}$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}; \rightarrow$ Condition vérifiée.

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm.}$ et $h = 17 \text{ cm.}$

L'angle d'inclinaison n est : $\tan \alpha = 17/30 = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

- Épaisseur de la volée (e_v)

$$\frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \rightarrow 9,20 \text{ cm} \leq e_v \leq 13,79 \text{ cm}$$

$e_v = 12 \text{ cm.}$

- Épaisseur du palier (e_p)

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm.}$$

$e_p = 14 \text{ cm.}$

V.4.4.3. Evaluation des charges et surcharges

a) Paillasse

Charge permanente : $G = 7,27 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Voir chapitre 2

Surcharge : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Voir chapitre 2

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) Palier

Charge permanente $G = 4,86 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Voir chapitre 2

Surcharge $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \rightarrow$ Voir chapitre 2

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,31 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 7,36 \text{ kN/m}$$

V.4.4.4. 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.

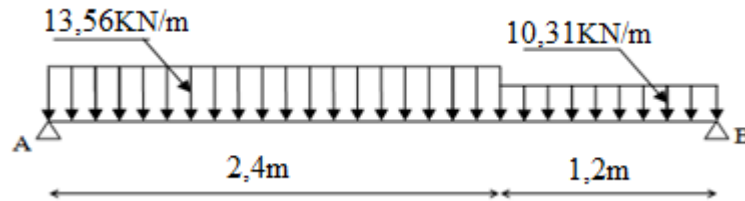


Figure V-10: Schéma statique des charges de l'escalier.

V.4.4.4.1. État limite ultime (E.L.U.R)

- Les réactions d'appuis

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_a + R_b = 13,56 \times 2,4 + 10,31 \times 1,2 = 44,92 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_b \times 3,6 = 13,56 \times 2,4 \times 1,2 + 10,31 \times 1,2 \times 3$$

$$R_b = \frac{(13,56 \times 2,4 \times 1,2) + (10,31 \times 1,2 \times 3)}{3,6} = 21,16 \text{ KN.}$$

$$R_b = 21,16 \text{ KN.}$$

$$R_a = 23,76 \text{ KN.}$$

- Moment fléchissant max

$$M(x) = 23,76 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}$$

- Position du moment max :

$$\frac{dM(x)}{dx} = T(x) = \frac{d\left(23,76 \times x - 13,56 \times \frac{x^2}{2}\right)}{dx}$$

$$T(x) = 23,76 - 13,56x$$

$$\text{Pur } T(x)=0 \rightarrow x = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_{\text{max}} = M(1,75)$$

$$M(x) = 23,76 \times 1,75 - 13,56 \times \frac{(1,75)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 20,82 \text{ KN.m}$$

Tableau V-2: Calcul les efforts tranchants de l'escalier

Effort tranchant		
Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)
$0 \leq x \leq 2,4\text{m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(0) = 23,76 \text{ KN}$ $T(2,4) = -8,78 \text{ KN}$
$2,4\text{m} \leq x \leq 3,6\text{m}$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2 \cdot (x - 2,4)$ $T(2,4) = -8,78 \text{ KN}$ $T(3,6) = -21,15 \text{ KN}$

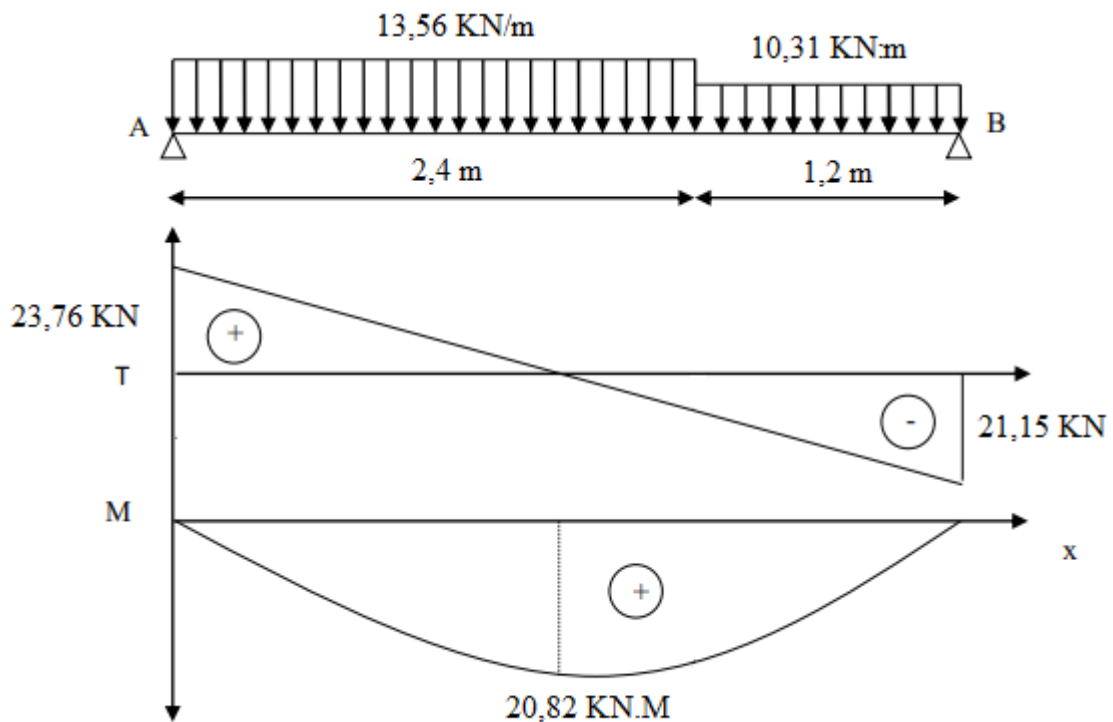


Figure V-11: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

- **Calcul des moments maximaux en travée et en appuis à l'E.L.U**

On a: $M_{\max} = 20,82 \text{ kN.m}$

$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 17,70 \text{ kN.m}$

$M_a = 0,40 \times M_{\max} = 8,32 \text{ kN.m}$

V.4.4.5.Calcul de ferrailage de l'escalier à l'E.L.U.R

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 .

➤ En travée : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 12 \text{ cm}$; $d = 10,8 \text{ cm}$; $M_t = 17,70 \text{ kN.m}$

➤ Sur appuis : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 12,6 \text{ cm}$; $M_t = 8,32 \text{ kN.m}$

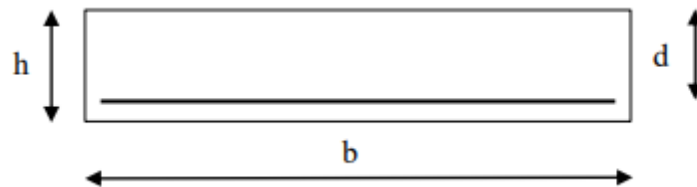


Figure V-12: Section d'escalier à ferrailer.

V.4.4.5.1.En travée

Tableau V-3: Calcul de ferrailage d'escalier en travée

Moment ultime M_u	M_u	17,70(KN.m)	
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bc}}$	0,107	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0142	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,943	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	5 cm^2/ml .	

a) **Condition non fragilité**

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 10,8 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures principales**

$$A_{cal} > A_{min}$$

$$A_{adopt} = 5T14/\text{ml} \rightarrow 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 36\text{cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,93 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10 $\rightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 36\text{cm}$

On prend : $e = 25 \text{ cm}$

V.4.4.5.2. Sur appuis

Tableau V-4: Calcul de ferrailage d'escalier sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	8,32(KN.m)	
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,037	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,047	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,981	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,93 cm ² /ml.	

a) Condition non fragilité

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times 0,23 = \frac{100 \times 12,6 \times 2,1}{400} \times 0,23 = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Armatures principales

$$A_{cal} > A_{min}$$

$$A_{adopt} = 2T12/\text{ml} \rightarrow 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 42\text{cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{adopt}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On prend 4T10 $\rightarrow 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

D'après le B.A.E.L 91 : $e \leq \min(3h ; 45\text{cm}) = 42\text{cm}$

On prend : $e = 33 \text{ cm}$.

V.4.4.6. Vérifications**- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23,76 \times 10}{10,8 \times 100} = 0,22 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification au niveau des appuis

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left(23,76 + \frac{8,32 \cdot 10^2}{0,9 \times 12,6} \right) = 2,79 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,79 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.4.4.6.1. Les vérifications des contraintes à l'E.L.S

$$M_{t \max} = 14,97 \text{ kN.m ; déterminé par méthode des coupures (RDM)}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{\max} = 12,72 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{\max} = 5,98 \text{ kN.m}$$

a) En travée**- Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 52,8y - 570,24 = 0 \rightarrow y = 2,89 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,89^3}{3} + 15 \times 3,52(10,8 - 2,89)^2 = 4108,18 \text{ cm}^4.$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12,72 \times 10^3}{4108,18} \times 2,89 = 8,94 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,94 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Sur appuis**- Détermination de la position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 20,7y - 260,82 = 0 \rightarrow y = 2,08 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

- Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,08^3}{3} + 15 \times 1,38(12,6 - 2,08)^2 = 2590,84 \text{ cm}^4.$$

- Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,98 \times 10^3}{2590,84} \times 2,08 = 4,80 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,80 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{360} = 0,047 \geq \frac{1}{30} = 0,033 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,52}{100 \times 10,8} = 0,003 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

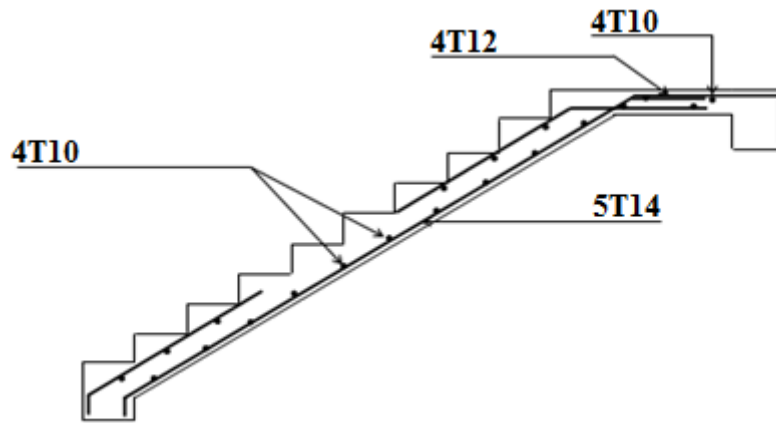


Figure V-13: Schéma de ferrailage de l'escalier.

V.4.5.Étude de la poutre palière

V.4.5.1.Dimensionnement

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \Leftrightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{ cm}$$

On prend : $h = 30\text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 27\text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 8,1\text{ cm} \leq b \leq 10,8\text{ cm}$$

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

V.4.5.2.Vérifications des conditions du R.P.A 99/Version 2003

$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h = 30\text{ cm} \geq 30\text{ cm}$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$ Condition vérifiée.

V.4.5.3.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 :

$$R_b(\text{ELU}) = 21,16\text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 6,12)) + 21,16 = 32,46\text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{ser}} = 2,25 + 6,12 + 21,16 = 29,53\text{ kN/m}$$

V.4.5.4.Calcul des sollicitations à l'E.L.U

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{32,46 \times 3^2}{8} = 36,51 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 31,03 \text{ kN.m}, M_a = 0,40M_0 = 14,60 \text{ kN.m}$$

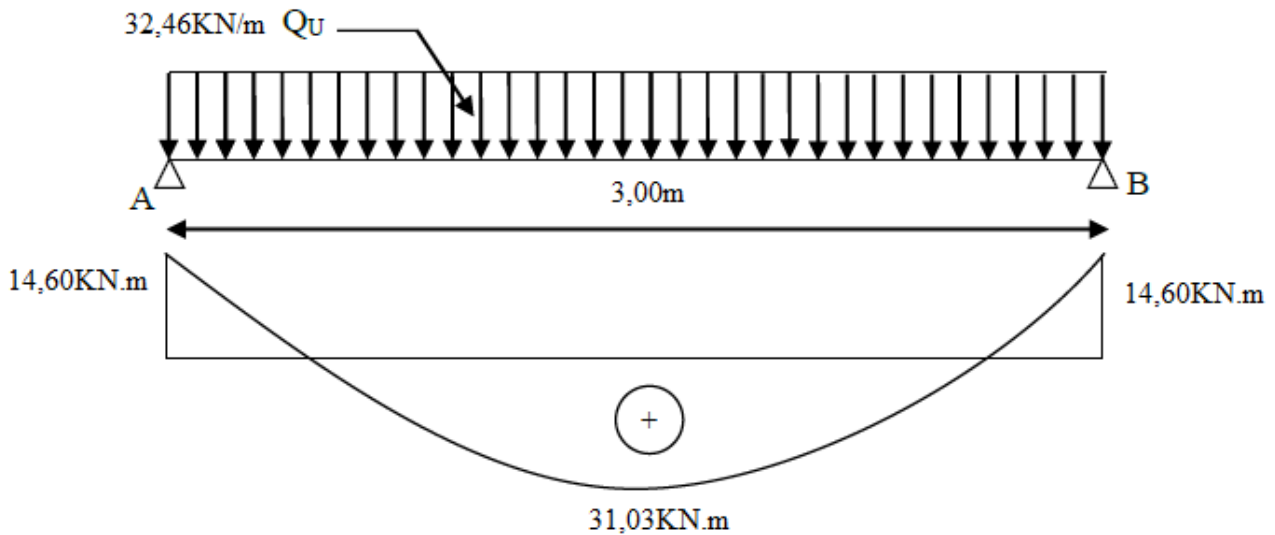


Figure V-14: Diagramme du moment pour la poutre palière.

V.4.5.5.Calcul du ferrailage à l'E.L.U

On a: $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

- En travée

Tableau V-5: Calcul de ferrailage de la poutre palière en travée

Moment ultime M_u	M_u	31,03(KN.m)	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,1	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,127	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,950	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	3,47 cm ² /ml.	

On prend comme choix **6T12** avec : $A_{adm} = 6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Sur appuis

Tableau V-6: Calcul de ferrailage de la poutre palière sur appuis

Moment ultime M_u	M_u	14,60(KN.m)	$\mu < \mu_l = 0,392$ Pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$	0,047	
Etat limite de compression du béton	$\mu_l = 0,392$	$\mu < \mu_l$	
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0597	
Coefficient β	$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,977	
Section d'aciers A_s	$\frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,59 cm ² /ml.	

On prend comme choix **3T12** avec : $A_{adm} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.4.5.6. Vérifications de la poutre palière

Tableau V-7: Vérification des différentes conditions (poutre palière).

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 6,79 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2$	$A = 3,39 \text{ cm}^2$ $A > A_{min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6,27 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,95 < \overline{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b \cdot d}$ $\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée

V.4.5.7. 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'espace

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} \rightarrow S_t \leq \min \{ 27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

- Zone nodale

$$S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10\Phi_1 \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} \}$$

- On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

- 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 : $r = 5\Phi_1 = 7,7 \text{ cm}$.

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,6 \text{ cm.}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,6}{1,87} = 9,05 \text{ cm.}$$

V.4.5.8. Calcul de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{31,03}{10 \times 36,51} = 0,08 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{As}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{30 \times 27} = 0,008 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

V.4.5.9. Calcul de la poutre palière à la torsion

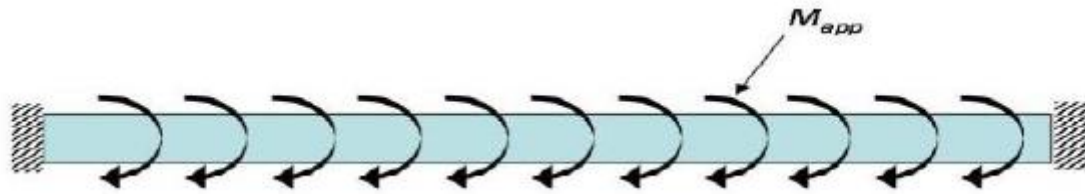


Figure V-15: La poutre palière à la torsion.

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

- Volée

$$M_{\text{tors}} = M_a (\text{escalier}) = 8,32 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a pour une section pleine:

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_u^2$$

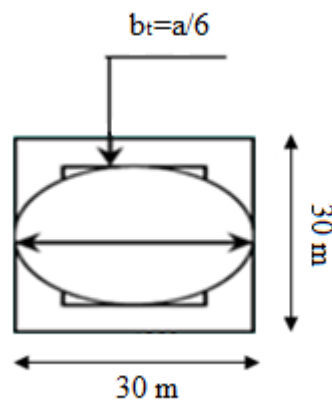
a) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

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.

Mt: moment de torsion (Mt = 8,32KN.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 :

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8,32 \times 10^6}{2 \times 62500 \times 50} = 1,33 \text{ MPa.}$$

Les contraintes tangentes sont limitées par la valeur suivante :

Pour une fissuration très préjudiciable ou préjudiciable

$$\tau_{ul} \leq \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa}$$

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.

$$\tau_f = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{23,76 \times 10}{30 \times 27} = 0,29 \text{ MPa.}$$

- Résistance en torsion et flexion

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 \leq \tau_{ulimite}^2$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0,29)^2 + (1,33)^2 = 1,85\text{MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = 1,85\text{MPa} \leq 11,08\text{MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

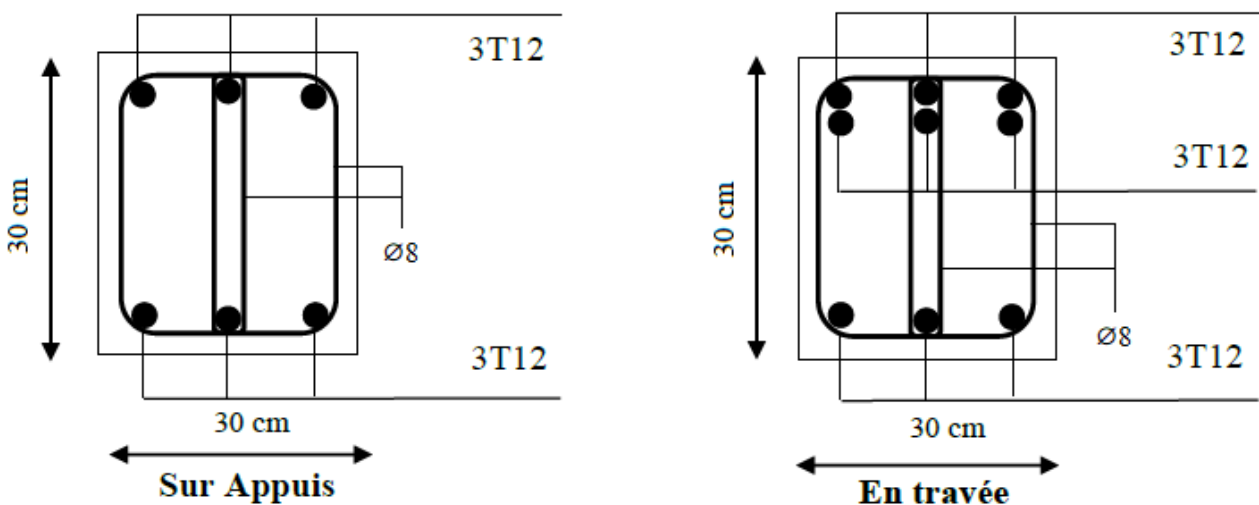


Figure V-16: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

CHAPITRE VI

ÉTUDE SISMIQUE

VI.1.Introduction

VI.1.1.Définition d'un séisme

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

VI.1.2.Causes du séisme

- ✓ Activités volcaniques (explosions, ascension des matières fondues).
- ✓ Actions de l'eau souterraine.
- ✓ Mouvements tectoniques (tension et rupture dans l'écorce causées par les mouvements des plaques).

VI.1.3.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 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.

VI.1.4.L'étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique 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.

VI.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.

VI.3.Méthodes de calcul

Selon le RPA 99/ version 2003 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.

VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.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.

VI.4.1. Modélisation des structures

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle 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 Fonction, Time History Fonction, ...) «Réponse Spectrum Fonction » 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 maitre) ;
- 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%.

VI.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, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABSV9.7.4 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 β 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 $2,5 \text{ t/m}^3$.

VI.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 suit : (voir annexe)

VI.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.

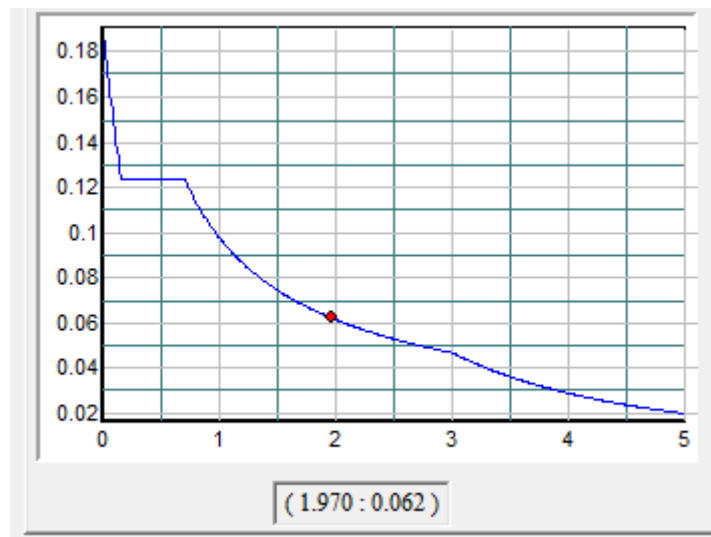


Figure VI-1: Spectre de réponse.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0\text{sec} \end{cases}$$

Avec : $\frac{S_a}{g}$ Spectre de Réponse de calcul.

VI.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 RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

➤ **Coefficient d'accélération de zone «A »**

$$\begin{cases} \text{Zone sismique IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0,15$$

➤ **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 :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0\text{sec} \end{cases}$$

• **Pourcentage d'amortissement critique « ξ »**

Est en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage dense.} \end{cases}$$

• **Le facteur de correction d'amortissement « η »**

Est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+7)} = 0,882 \geq 0,7$$

• **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 :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

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 a :

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol :

$$\text{Sol très meuble (site 4)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,70 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } 0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0,340 \leq 0,70$$

$$T = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

T = La valeur de la période fondamentale T

$$h_N = 18,36 \text{ m}$$

$$C_t = 0,05$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 23,5 \text{ m} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{23,50}} = 0,340\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,340\text{s}$$

$$D_y = 20,20 \text{ m} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} C_t \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (18,36)^{3/4} = 0,443\text{s} \\ 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \times \frac{18,36}{\sqrt{20,20}} = 0,367\text{s} \end{cases}$$

$$\Rightarrow T_y = 0,367\text{s}$$

➤ On prend :

$$T = 0,340\text{s}$$

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \Rightarrow D = 2,20$$

➤ **Coefficient de comportement de la structure « R »**

Portique contreventés par des voiles $\Rightarrow R = 4$.

➤ **Le facteur de qualité de la structure est fonction de « Q »**

Tableau VI-1: Valeurs de la pénalité Pq.

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
1. Condition minimale sur les filles de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	0	/
3. La régularité en plan	/	0,05
4. La régularité en élévation	0	/
5. Contrôle la qualité des matériaux	/	0,05
6. Contrôle la qualité de l'exécution	/	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum Pq$

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,10) = 1,20 \rightarrow Q = 1,20$$

VI.6.1. La masses 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.

➤ **Coefficient de pondération « β »**

Est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour notre projet (cas des bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) $\Rightarrow \beta = 0,2$

Le tableau ci-dessous donne le poids en (KN) aux différents niveaux :

Avec : $S = 431,86 \text{ m}^2$

Tableau VI-2: Détermination des poids des différents niveaux W(KN).

Éléments	Poids (KN)	R.D.C-1 ^{er}	2 ^{er} -3 ^{ème}	4 ^{ème}	Terrasse
Acrotère	$G_a \times \sum l$	/	/	/	195,81
Plancher	$G \times S$	2028,29	2028,29	2028,29	2693,54
Poteaux	$n \times b \times h \times \gamma_b \times H_t$	476,96	365,17	268,29	134,15
Poutre principale	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	317,62	317,62	317,62	317,62
Poutre secondaire	$b \times h \times \gamma_b \times \sum l$	290,93	290,93	290,93	290,93
Murs extérieurs	$0,8 \times G_m \times H_t \times \sum l$	509,39	509,39	509,39	254,7
Murs voiles	$e \times H_t \times \gamma_b \sum l$	444,44	444,44	444,44	222,22
Escaliers	$G \times S$	69,84	69,84	69,84	/
Balcons	$G \times S$	55,34	55,34	55,34	55,34
Dalle plein	$G \times S$	30,01	30,01	30,01	30,01
Charge permanente	$\sum G_i$	4222,82	4111,03	4014,15	4194,32
Charge d'exploitation	$P = Q \times S_t$	603,66	603,66	603,66	415,67
Poids total w_i	$G + \beta \times P$	4343,55	4231,76	4134,88	4277,45
Poids totale de la structure	$\sum W_i$	25562,95			

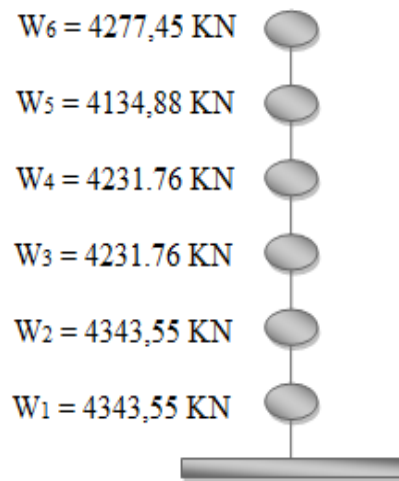


Figure VI-2 : Poids de chaque étage.

VI.7. Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

➤ **Excentricité théorique**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

➤ **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par la R.P.A 99/ Version 2003 Article 4.2.7 est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y \end{pmatrix}$$

$$e_a = \max \begin{pmatrix} e_{ax} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 23,50 = 1,175 \\ e_{ay} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 20,20 = 1,01 \end{pmatrix} \rightarrow e = 1,175.$$

$$e_a = 1,175$$

Les valeurs de centre de rigidité et centre de masse données par logiciel ETABS V 9.7.4 sont montrées dans le Tableau V.3

Tableau VI : Vérification de l'excentricité

Niveau	Poids KN	Masse sismique M(KN)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité		
			X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	
5	4277,45	415,67	11,575	9,964	11,574	9,957	0,001	0,007	Condition vérifiée
4	4134,88	402,44	11,575	9,965	11,575	10,002	0	0,037	Condition vérifiée
3	4231,76	402,44	11,575	9,965	11,576	10,043	0,001	0,069	Condition vérifiée
2	4231,76	402,44	11,575	9,966	11,576	10,074	0,001	0,108	Condition vérifiée
1	4343,55	402,44	11,569	9,934	11,576	10,090	0,007	0,156	Condition vérifiée
RDC	4343,55	402,44	11,575	9,969	11,576	10,083	0,001	0,007	Condition vérifiée

VI.8. Définition de la source de masse

Dans ETABS V9.7.4, l'utilisateur a la possibilité de choisir l'une des trois options pour définir la source de la masse d'une structure.

Cliquez (define menu) → (Mass source command) Afficher la source de masse définie à partir des options suivantes apparaissent :

- **From Self and Specified Mass :** Chaque élément structural a une propriété matérielle qui lui est associée; l'un des éléments spécifiés dans les propriétés du matériau est une masse par unité de volume. Lorsque cette case est cochée, ETABS V9.7.4 détermine la masse du bâtiment associée à la masse de l'élément en multipliant le volume de chaque élément structural multiplié par sa masse spécifiée par unité de volume. C'est la valeur par défaut.
- **From Loads :** Cela spécifie une combinaison de charges qui définit essentiellement la masse de la structure. La masse est égale au poids défini par la combinaison de charges divisée par le multiplicateur gravitationnel, g. Seules les charges globales dans la direction Z sont prises en compte lors du calcul de la masse. Cette masse est appliquée à chaque joint de la structure sur une base tributaire dans les trois directions de translation.
- **From Self and Specific Mass and Loads :** Utilisez cette option pour combiner les deux autres options, en tenant compte du poids propre, de la masse spécifiée et des charges dans la même analyse. Avec cette option, ETABS V9.7.4 ajoute les masses suivantes :

- **Self Weight** : Masse de construction associée à la masse de l'élément obtenue en multipliant le volume de chaque élément structurel multiplié par sa masse spécifiée par unité de volume.
- **Loads** : Poids défini par la combinaison de charges divisée par le multiplicateur gravitationnel, g. Seules les charges globales dans la direction Z sont prises en compte lors du calcul de la masse.
- **Specified Mass** : Masse supplémentaire possible affectée à la prise en compte des partitions, du revêtement, etc.

VI.9. 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 disposition c'est elle qui vérifie tous les articles des règles parasismiques algériennes

(RPA 99 V.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 VI 3.

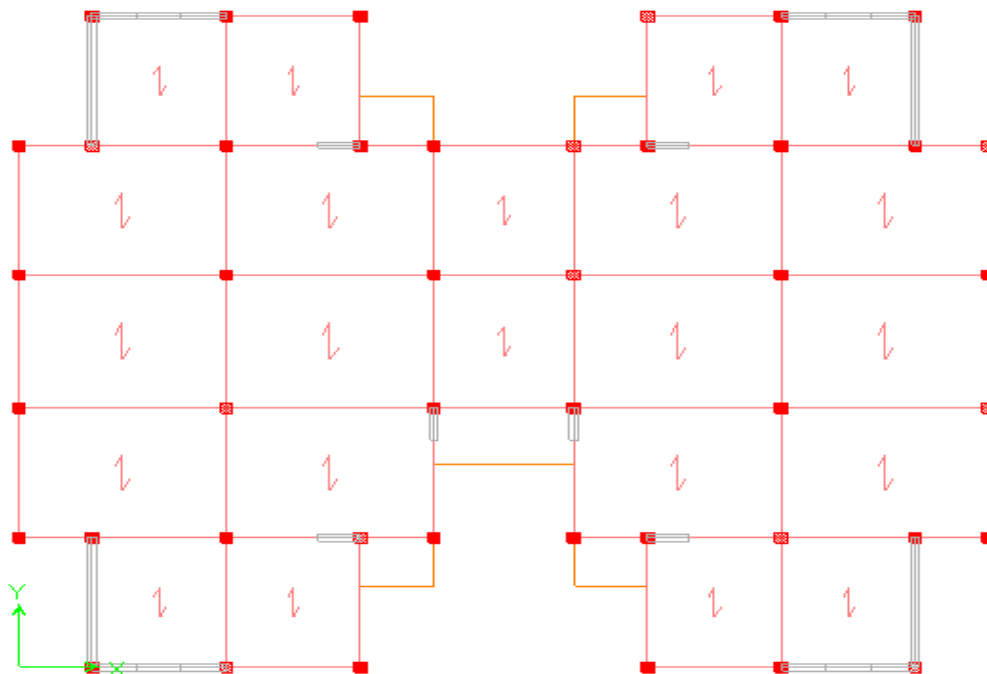


Figure VI-3: Disposition des voiles.

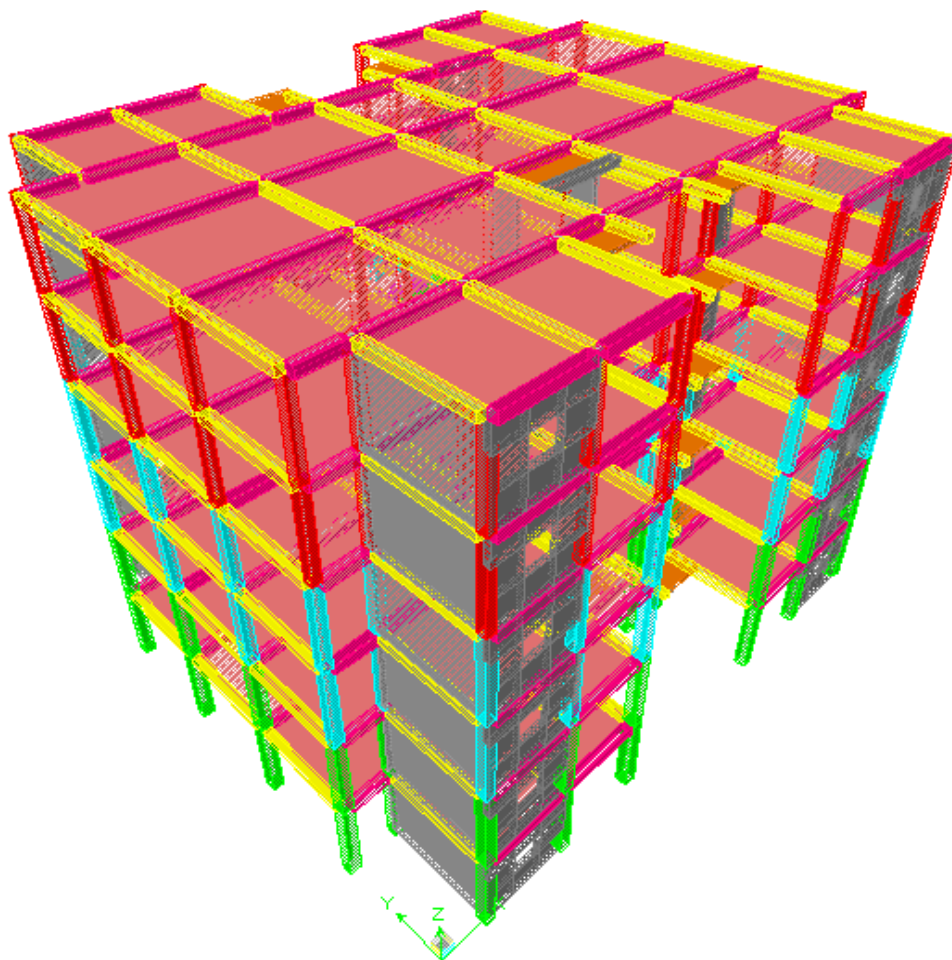


Figure VI-4: Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel ETABS V9.7.4.

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit

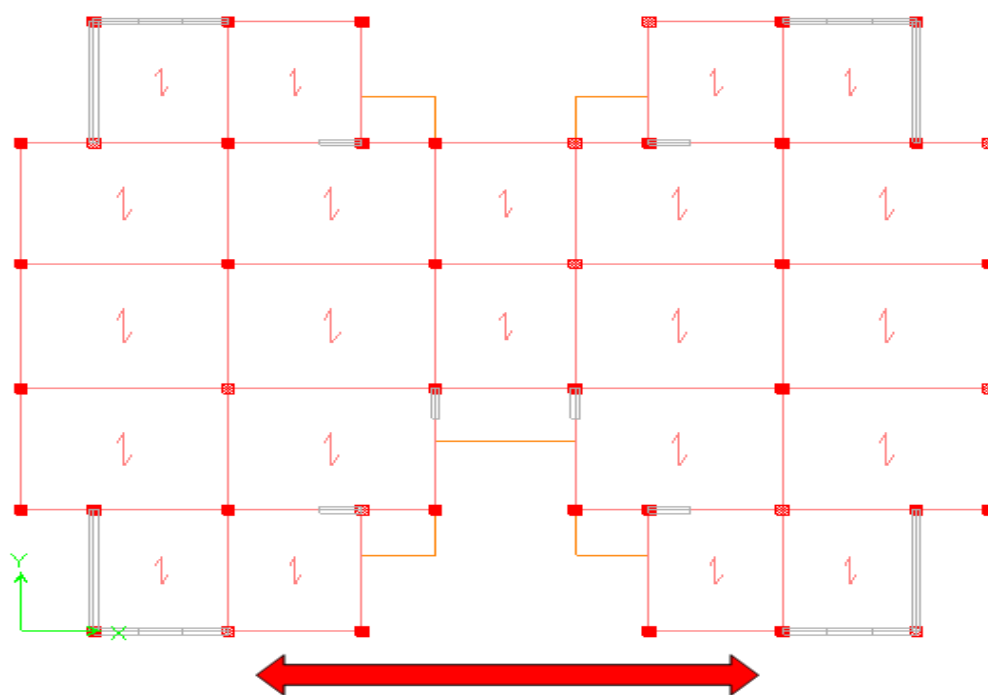


Figure VI-5: Première mode principal de vibration suivant x.

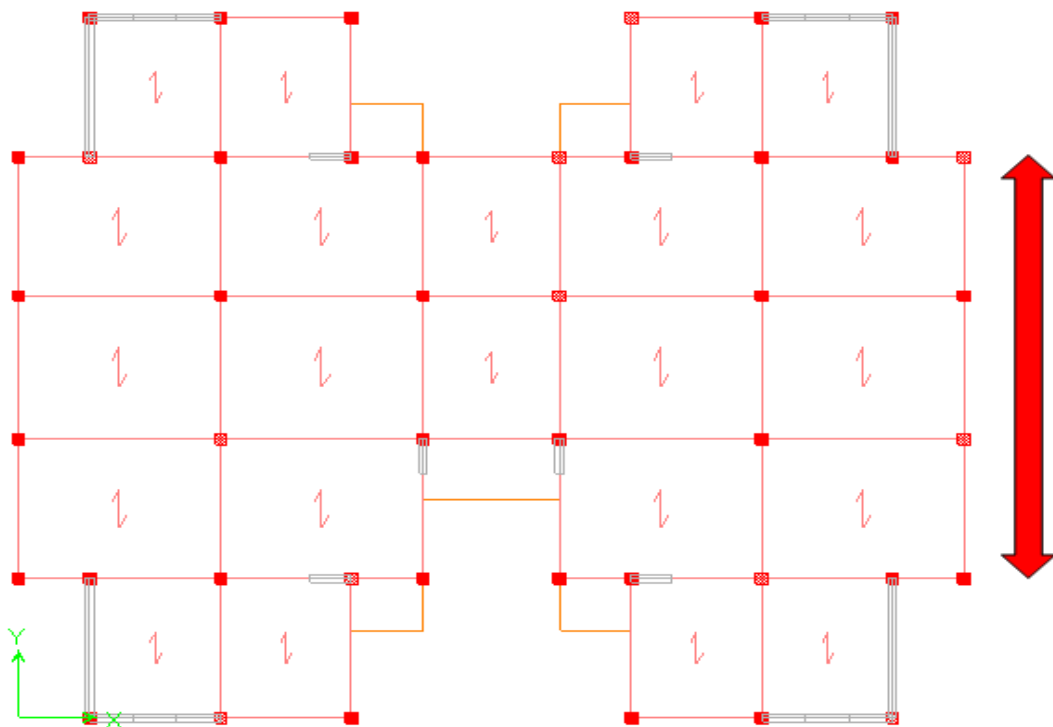


Figure VI-6: Deuxième mode principal de vibration suivant y.

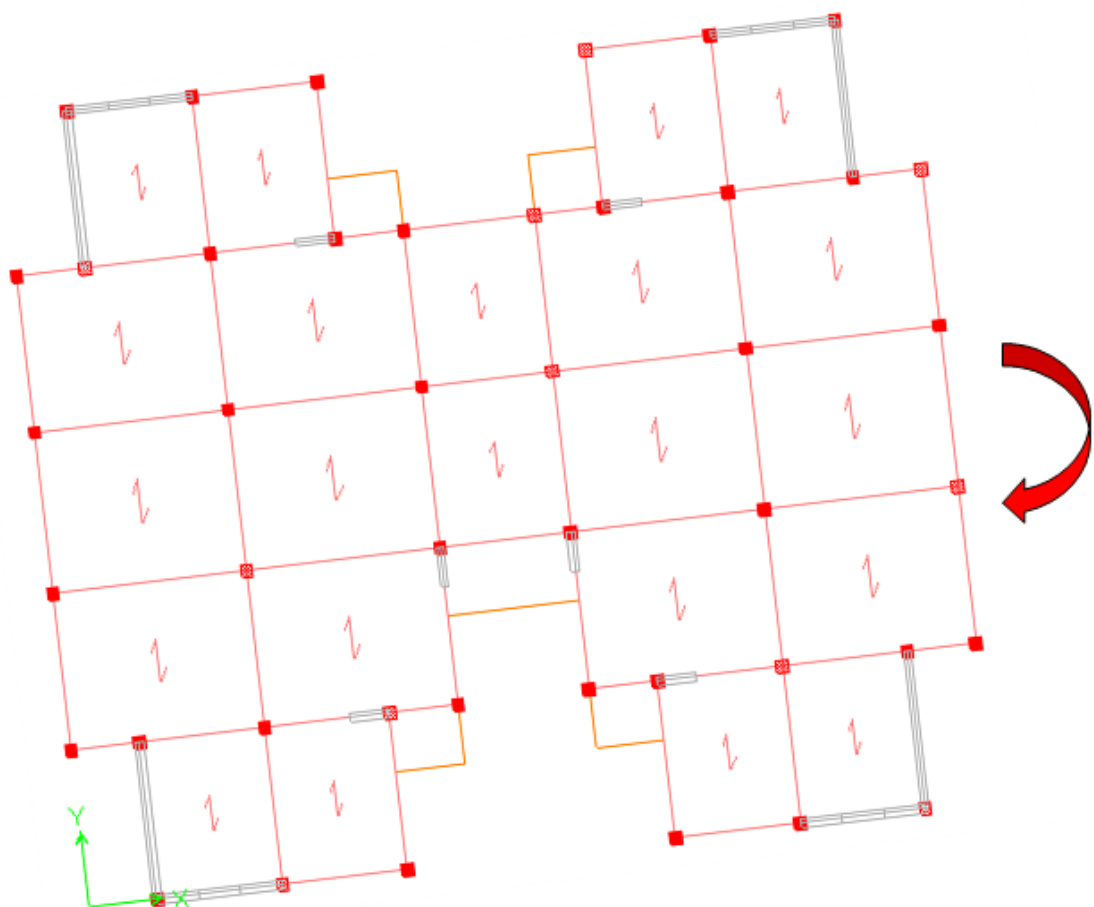


Figure VI-7: Troisième mode principal de vibration en torsion.

VI.10.Vérification vis-à-vis articles RPA :**VI.10.1.Cas (From Self and Specific Mass and Loads) :****VI.10.1.1.Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003)**

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".

$$T_{dyn} = 0,43 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,34 = 0,442 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI-3: Calage de la période.

Mode	Période dynamique [sec]	Vérification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement (m)
1	0,433	Td<1.3T stat = 0,442 s...Condition vérifiée	0,0063< 5 translation
2	0,393	Td<1.3T stat = 0,442 s...Condition vérifiée	0 < 5 translation
3	0,257	Td<1.3T stat = 0,442 s...Condition vérifiée	70,34 > 5 torsion

Tableau VI-4: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (S)
1	0,433
2	0,393
3	0,257
4	0,112
5	0,092
6	0,064
7	0,054
8	0,050
9	0,043
10	0,035
11	0,031
12	0,029

VI.10.1.2.Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)

On doit vérifier que: $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 25562.95\text{KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau VI-5: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,433	70,6623	0,0003	70,6623	0,0003
2	0,393	0,0004	69,9285	70,6626	68,9289
3	0,257	0,0064	0	70,6691	68,9289
4	0,112	20,2732	0,0001	90,9423	68,9289
5	0,092	0	21,0668	90,9424	89,9957
6	0,064	0,0001	0	90,9424	89,9957
7	0,054	5,6878	0,0004	96,6302	89,9961
8	0,050	0,0126	0,0643	96,6428	90,0604
9	0,043	0,0001	5,9807	96,6429	96,0411
10	0,035	2,0033	0,0003	98,6463	96,0414
11	0,031	0	0,0006	98,6463	96,0420
12	0,029	0,0036	0,0096	98,6499	96,0516

a- Sens longitudinal:

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 98,64\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal:

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 96,05\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.10.1.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003)

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

- A=0,15
- D=2,20
- Q=1,20
- W=25562.95KN
- R=4

Tableau VI-6: Vérification des forces sismiques.

V_{st} (KN)	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
2530,73	$V_{dx} = 3065,48 > 80\% V_{st} = 2024,58$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 3027,46 > 80\% V_{st} = 2024,58$ Condition vérifiée.

VI.10.1.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003)

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.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R = 4.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau VI-7: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Δx (m)	Δy (m)
	δ_{ex}	δ_K	δ_{ey}	δ_K		
5	0,0083	0,0332	0,0069	0,0276	0,0016	0,0014
4	0,0067	0,0268	0,0055	0,022	0,0017	0,0015
3	0,0050	0,02	0,004	0,016	0,0016	0,0014
2	0,0034	0,0136	0,0026	0,0104	0,0016	0,0012
1	0,0018	0,0072	0,0014	0,0056	0,001	0,0009
RDC	0,0008	0,0032	0,0005	0,002	0,0008	0,0005

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage 1,0% $h_e=0,0306$; donc la condition est vérifiée.

VI.10.1.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003)

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 ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,43 \text{ Sec} \leq 0,7 \text{ Sec}$

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 VI-8: 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
5	18,36	4277,45	4277,45	0,0016	920,15	0,0004	0,0014	935,30	0,0003
4	15,3	4134,88	8412,33	0,0017	1653,23	0,0005	0,0015	1653,29	0,0004
3	12,24	4231,76	12644,09	0,0016	2196,99	0,0007	0,0014	2175,47	0,0006
2	9,18	4231,76	16875,85	0,0016	2607,32	0,0011	0,0012	2573,38	0,0008
1	6,12	4343,55	21219,40	0,001	2898,6	0,0012	0,0009	2866,09	0,0010
RDC	3,06	4343,55	25562,95	0,0008	3065,48	0,0021	0,0005	3027,46	0,0013

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, malgré l'augmentation des charges "cas frome self and specified mass and loads".

VI.10.2. Cas From Loads

VI.10.2.1. Vérification de la période (Art 4.2.4 RPA 2003)

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".

$$T_{dyn} = 0,37 \text{ sec} < 1,30 \times T_{st} = 1,30 \times 0,34 = 0,442 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI-9: calage de la période.

Mode	Période dynamique [sec]	Vérification Art 4.2.4 RPA 2003	R _Z Déplacement (m)
1	0,375	Td < 1.3T stat = 0,442 s...Condition vérifiée	0,0041 < 5 translation
2	0,341	Td < 1.3T stat = 0,442 s...Condition vérifiée	0 < 5 translation
3	0,218	Td < 1.3T stat = 0,442 s...Condition vérifiée	70,63 > 5 torsion

Tableau VI-10: Tableau des modes et des périodes.

Mode	Période (S)
1	0,375
2	0,341
3	0,218
4	0,096
5	0,079
6	0,054
7	0,046
8	0,044
9	0,037
10	0,030
11	0,026
12	0,026

VI.10.2.2. Calcul des coefficients de participation modale (Art 4.3.4 RPA 2003)

On doit vérifier que: $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \cdot \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

$$W = \sum W_K = 25562.95 \text{KN}$$

Le logiciel ETAPS V9.7.4 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

Tableau VI-11: Participation massique cumulée.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,375	70,9385	0,0003	70,9385	0,0003
2	0,341	0,0004	69,2434	70,9389	69,2437
3	0,218	0,0040	0	70,9482	69,2437
4	0,096	20,1320	0,0001	91,0749	69,2438
5	0,079	0,0001	20,9206	91,0749	90,1644
6	0,054	0	0	91,0749	90,1644
7	0,046	5,6210	0,0008	96,6959	90,1653
8	0,044	0,0397	0,0637	96,7356	90,2289
9	0,037	0,0001	5,9430	96,7358	96,1719
10	0,030	1,9945	0,0004	98,7302	96,1723
11	0,026	0,0014	0,0025	98,7316	96,1748
12	0,026	0,0039	0,0030	98,7355	96,1778

a- Sens longitudinal:

$$\sum \bar{\alpha}_x \geq 90\% \Rightarrow 98,73\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Sens transversal:

$$\sum \bar{\alpha}_y \geq 90\% \Rightarrow 96,17\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.10.2.3. Calcul de la force sismique (Art 4.3.6 RPA 2003)

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Telle que :

- $A=0,15$
- $D=2,20$
- $Q=1,20$
- $W=25562.95\text{KN}$
- $R=4$

Tableau VI-12: Vérification des forces sismiques.

V_{st} (KN)	Vérification	
	Sens longitudinal (KN)	Sens transversal (KN)
2530,73	$V_{dx} = 2264,74 > 80\% V_{st} = 2024,58$ Condition vérifiée.	$V_{dy} = 2238,63 > 80\% V_{st} = 2024,58$ Condition vérifiée.

VI.10.2.4. Vérification des déplacements (Art 5.10 RPA 2003)

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.

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \leq \bar{\delta}_K ; \text{ Avec : } \delta_K = R \times \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; $R = 4$.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_1 (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau VI-13: Les déplacements relatifs de chaque niveau dans les deux sens.

Coefficient de comportement de la structure R= 4						
Niveau	Sens longitudinal (m)		Sens transversal (m)		Δ_x (m)	Δ_y (m)
	δ_{ex}	δ_K	δ_{ey}	δ_K		
5	0,0062	0,0248	0,0051	0,0204	0,0012	0,001
4	0,0050	0,02	0,0041	0,0164	0,0013	0,0011
3	0,0037	0,0148	0,0030	0,012	0,0012	0,0011
2	0,0025	0,01	0,0019	0,0076	0,0011	0,0009
1	0,0014	0,0056	0,0010	0,004	0,0009	0,0007
RDC	0,0005	0,002	0,0003	0,012	0,0005	0,0003

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0% de la hauteur d'étage $1,0\% h_e = 0,0306$; donc la condition est vérifiée.

VI.10.2.5. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA 2003)

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 ($F_t = 0$) puisque : $T = 0,37\text{Sec} \leq 0,7\text{Sec}$

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 VI-14: Vérification à l'effet P-Δ.

Coefficient de comportement de la structure R= 4									
Niveau	hauteur	Wi	PK	Sens x			Sens y		
				Δk	Vk	θ	Δk	Vk	θ
5	18,36	4277,45	4277,45	0,0012	712,81	0,0004	0,001	724,01	0,0003
4	15,3	4134,88	8412,33	0,0013	1242,90	0,0006	0,0011	1242,46	0,0005
3	12,24	4231,76	12644,09	0,0012	1633,09	0,0007	0,0011	1617,23	0,0007
2	9,18	4231,76	16875,85	0,0011	1929,23	0,0010	0,0009	1905,03	0,0008
1	6,12	4343,55	21219,40	0,0009	2142,22	0,0014	0,0007	2120,06	0,0011
RDC	3,06	4343,55	25562,95	0,0005	2264,74	0,0018	0,0003	2238,63	0,0011

D'après les résultats obtenus ($\theta < 0,10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligés pour notre cas.

Remarque:

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 ETABS V 9.7.4. (cas from loads).

VI.10.2.6. Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$$M_s : \text{Moment stabilisateur due aux charges verticales, } M_s = \frac{wL}{2}$$

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

W : Poids du bâtiment

- **Sens longitudinal**

$$M_s = \frac{WL_x}{2} = \frac{25562.95 \times 23.5}{2} \rightarrow M_s = 300364.6 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 16496.92 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 18.2 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens X

- **Sens transversal**

$$M_s = \frac{WL_y}{2} = \frac{25562.95 \times 20.20}{2} \rightarrow M_s = 258185.79 \text{ KN.m}$$

$$M_r = 16496.92 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r} = 15.65 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

La stabilité au renversement est vérifiée dans le sens Y

VI.10.2.7. Justification de l'interaction voile-portique

- **Charges vertical** : Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues au charge vertical.

$$\frac{P_v}{P_G} \leq 20\%$$

P_v : Effort normale repris par les voiles.

P_G : Effort normale repris par la structure global

$$\frac{P_{vx}}{P_G} = \frac{5622,26}{39932,76} \times 100 = 14,07\% < 20\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{P_{vy}}{P_G} = \frac{6514,66}{39932,76} \times 100 = 16,31\% < 20\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Charge horizontale :** Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{V_v}{V_G} \leq 75\%$$

P_v : Effort tranchant reprise par le voile.

P_G : Effort tranchant par la structure global.

$$\frac{V_{vx}}{V_G} = \frac{1757,85}{2530,73} \times 100 = 69,46\% < 75\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{V_{vy}}{V_G} = \frac{1666,44}{2530,73} \times 100 = 65,84\% < 75\% \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'interaction voile-portique est vérifiée.

VI.11.Conclusion :

Après plusieurs essais sur la disposition des voiles de contreventement, et en équilibrant entre le critère de résistance et le critère économique, nous avons pu satisfaire toutes les conditions exigées par le R.P.A 99/Version 2003, ce qui nous a permis de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

CHAPITRE VII

ÉTUDE DES PORTIQUES

VII.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.

VII.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.

VII.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)**].

VII.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)**]
 $0,8G \pm E$
 $G + Q \pm E$

VII.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.

VII.4.Ferraillage des poutres

VII.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 :

- $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa.
- $\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48$ MPa.

Pour les autres cas :

- $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa.
- $\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17$ MPa.

VII.4.2. Les armatures minimales

D'après le **R.P.A 99/ (version 2003)** on a :

➤ 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) ;

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t \text{ (Zone de recouvrement).}$$

VII.4.3. Poutres principales (30x35) cm²

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

On présente un seul exemple de calcul pour un seul niveau et les résultats des autres niveaux seront donnés dans un tableau.

VII.4.3.1.Exemple de calcul**a) Poutre (RDC, 1^{er})****➤ En travée**

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 43,15 \text{ KN. m.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 45,07 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 1,04 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (S_{p1}).$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII-1: Exemple de ferrailage des poutres en travée.

Moment ultime M_u	M_u	43,15KN.m	$\mu = 0,102 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,102	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,946$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	4,16 cm²	

➤ Sur appuis

$$(S_{p1}) \Rightarrow M_{tsp1} = 64,10 \text{ KNm.}$$

$$(S_{p2}) \Rightarrow M_{tsp2} = 55,93 \text{ KN. m.}$$

$$\frac{M_{tsp2}}{M_{tsp1}} = 0,87 < 1,15 \text{ donc le calcul se fait sous } (S_{p1}).$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$;

- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Tableau VII-2:Exemple de ferrailage des poutres sur appuis.

Moment ultime M_u	M_u	64,10KN.m	$\mu = 0,151 < \mu_1 = 0,392$ pas d'acier comprimé $A' = 0$
Moment réduit	$\mu = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc})$	0,151	
État limite de compression du béton	$\mu_1 = 0,392$	$\mu < \mu_1$	
Coefficient β	$\beta = 0,917$		
Section d'aciers A_s	$M_u / (\sigma_s \times \beta \times d)$	6,69 cm²	

VII.4.3.2. Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux**Tableau VII-3:** Ferrailage des différents niveaux (poutres principales).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}				
RDC-1 ^{er}	Travée	43,15	45,07	4,16	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	64,10	55,93	6,69		3T12+3T12	6,79
2 ^{ème} -3 ^{ème}	Travée	45,25	55	5,40	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	66,78	59,02	6,67		3T12+3T12	6,79
4 ^{ème} -5 ^{ème}	Travée	57,98	56,84	5,71	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	82,15	65,90	8,41		3T14+3T14	9,24

VII.4.4.Poutres secondaires (30x30) cm²

VII.4.4.1.Armatures minimales

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{\min} = 0,5\%b.h_t = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5\text{cm}^2$$

$$A_{\max 1} = 4\%b.h_t = \frac{4 \times 30 \times 30}{100} = 36\text{cm}^2$$

$$A_{\max 2} = 6\%b.h_t = \frac{6 \times 30 \times 30}{100} = 54\text{cm}^2$$

VII.4.4.2.Tableaux récapitulatif du ferrailage des différents niveaux

Tableau VII-4:Ferrailage des différents niveaux (poutres secondaires).

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _s (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
RDC-1 ^{er}	Travée	17	18,22	1,86	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	13,78	18,06	1,98		3T12+2T10	4,96
2 ^{ème} -3 ^{ème}	Travée	21,95	23,26	2,42	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	16,11	21,49	3,37		3T12+2T10	4,96
4 ^{ème} -5 ^{ème}	Travée	23,52	24,42	2,60	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	16,61	22,10	2,44		3T12+2T10	4,96

VII.4.5.Calcul les armatures transversales

VII.4.5.1.Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l) ;$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14) ;$$

$$\Phi_t = 8\text{mm.}$$

On adopte : $\Phi_t = 8\text{mm.}$

VII.4.5.2. Calcul de L'espace

Selon le RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ S_t \leq \min(28,35; 40\text{cm}) \end{cases} \leq 30\text{cm.}$$

➤ Zone nodale:

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\Phi l; \frac{h}{4}); \\ S_t \leq \min(16,8; 8,75) \end{cases} \Rightarrow S_t = 8\text{cm.}$$

➤ Zone courante:

$$S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

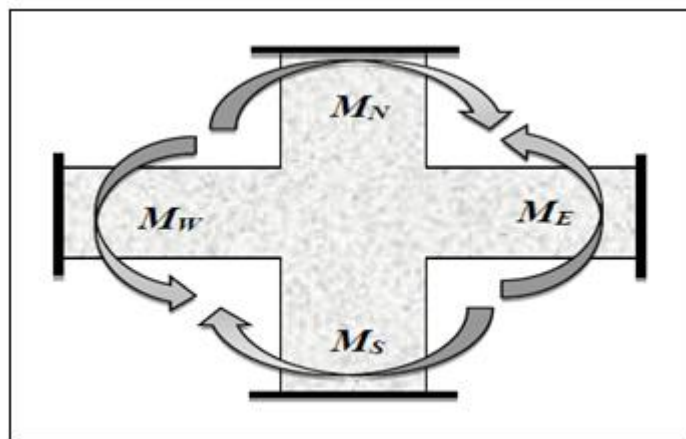


Figure VII-1: Répartition des moments dans la zone nodale.

VII.4.6. Ancrage des armatures tendues

$$\tau_s = 0,6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$\text{La longueur de scellement droit } l_s = \Phi \cdot f_c / 4 \cdot \tau_s$$

Avec

Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \cdot \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm.}$

VII.4.7. Calcul des crochets

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r); \quad \text{Profondeur utile } d = 31,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 31,12 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,70 \text{ cm.}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 31,10 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 0,71 \text{ cm.}$$

VII.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.

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm.}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm.}$$

VII.4.9. Les vérifications

VII.4.9.1. Vérifications des contraintes (E.L.S)

a) Poutres principales (30x35) cm²

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ 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 $M_{t\max} = 57,98 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 42,37 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,185 \text{ et } \gamma = \frac{57,98}{42,37} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \quad ; \quad \alpha \leq 0,435 \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ 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 travée $M_{a\max} = 82,15 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 36,65 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha = 0,273 \text{ et } \gamma = \frac{82,15}{60,09} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \quad ; \quad \alpha \leq 0,435 \text{ Condition vérifiée.}$$

b) Poutres secondaires (30x30) cm²**➤ Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$ 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 $M_{t\max} = 23,52 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 17,23 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,098 \text{ et } \gamma = \frac{23,52}{17,23} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sur appuis

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

Le moment maximum en appuis $M_{a\max} = 16,61 \text{ KN.m}$

$$M_{\text{ser}} = 12,20 \text{ KN.m.}$$

$$\alpha = 0,068 \text{ et } \gamma = \frac{16,61}{12,20} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} ; \alpha \leq 0,435 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.9.2. Vérification de l'effort tranchant**a) Vérification de l'effort tranchant : (poutres principales)**

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 81,58 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{81,58 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,315} = 0,86 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque du cisaillement.

b) Vérification de l'effort tranchant : (poutres secondaires)

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 20,47 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{20,47 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,270} = 0,34 \text{ MPa.}$$

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

$\tau_u = 0,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque du cisaillement.

VII.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.L 91 modifiée 99 (Art B.6.5).

$$\begin{cases} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} > \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{cases}$$

a) Poutres principales

(À l'E.L.S) ; $A_s = 5,93 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > 1/16$; $0,070 > 0,0625$Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$; $0,0062 < 0,010$Condition vérifiée.

b) Poutres secondaires

(À l'E.L.S) ; $A_s = 1,81 \text{ cm}^2$.

$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$; $0,074 > 0,0625$ Condition vérifiée.

$\frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{4,2}{f_e}$; $0,002 < 0,010$ Condition vérifiée.

Tableau VII-5:Ferrailage des poutres principales.

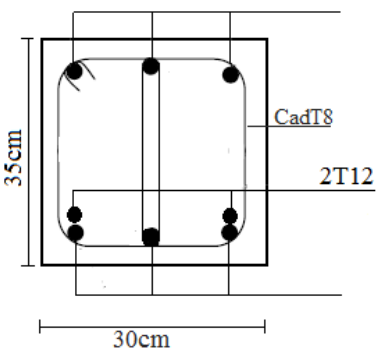
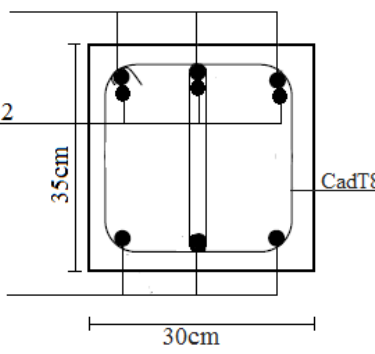
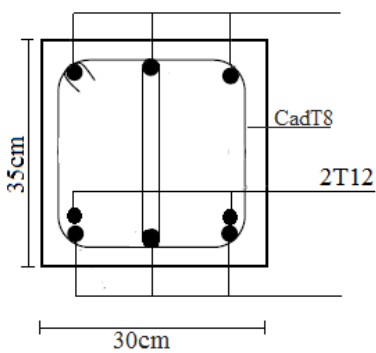
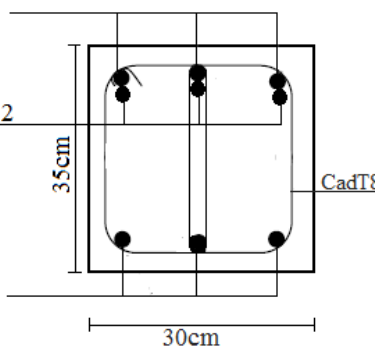
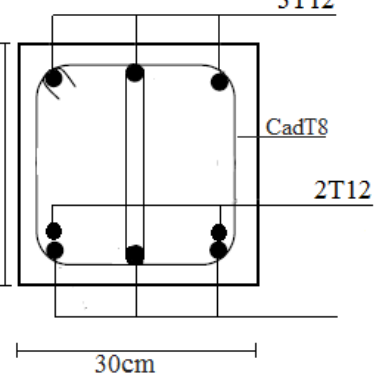
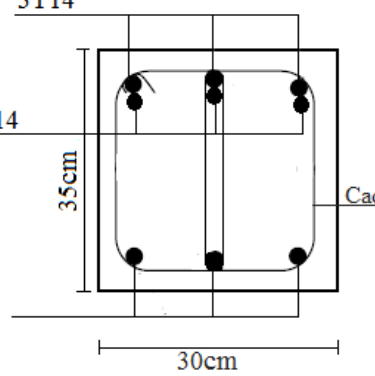
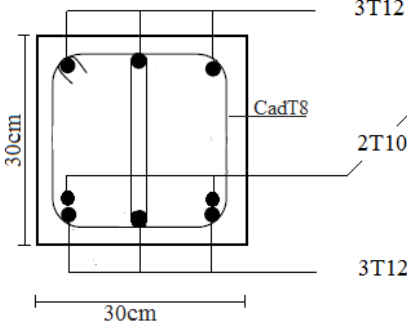
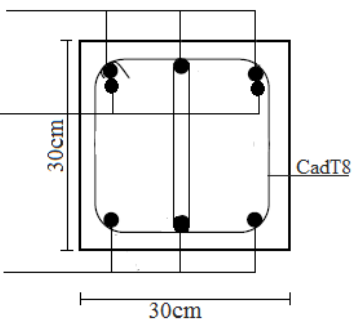
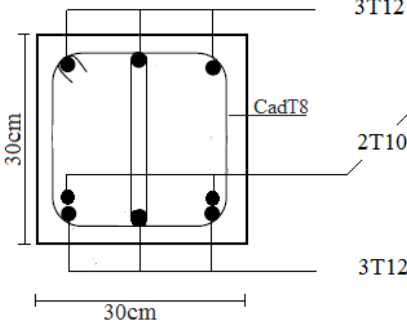
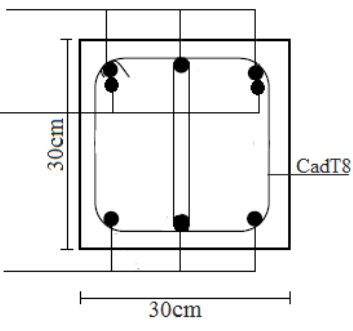
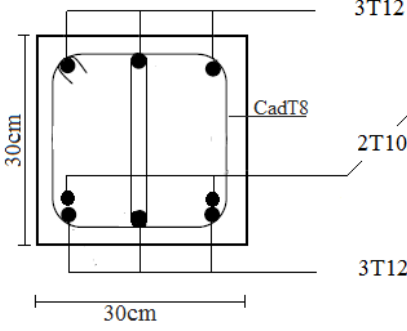
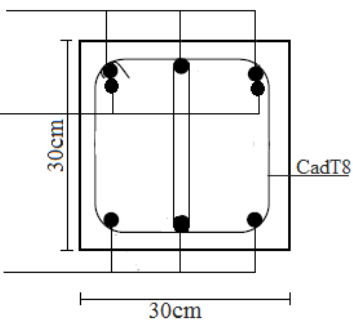
Niveau	Travée	Appuis
RDC au 1 ^{er}		
2 ^{ème} au 3 ^{ème}		
4 ^{ème} au 5 ^{ème}		

Tableau VII-6:Ferrailage des poutres secondaires.

Niveau	Travée	Appuis
RDC au 1 ^{er}		
2 ^{ème} au 3 ^{ème}		
4 ^{ème} au 5 ^{ème}		

VII.5.Ferraillage des poteaux

VII.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 ferraillage 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 :

$$\begin{aligned} \text{➤ } 1^{\text{er}} \text{ Genre : } 1,35G+1,5Q & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{➤ } 2^{\text{ème}} \text{ Genre : } 0,8G \pm E. & \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{coresp}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{coresp}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{aligned}$$

Dans le calcul relatif aux « **E.L.U** », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

- Pour situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa.} \end{cases}$
- Pour les autres cas : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa.} \end{cases}$

VII.5.2.Ferraillage 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

La zone nodale est définie par l'et h', l'= 2h.

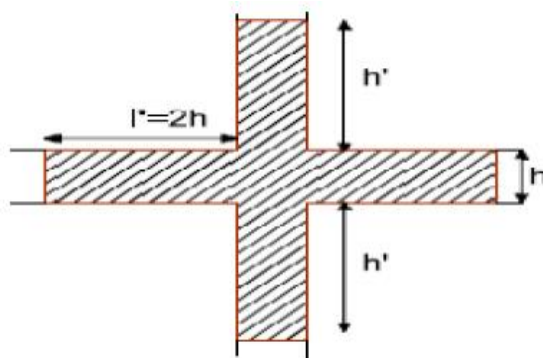


Figure VII-2: Zone nodale.

$$h' = \max\left(\left(\frac{h}{6}\right); b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

VII.5.3. Sollicitations de calcul

Tableau VII-7: Les sections minimales et maximales imposée par le R.P.A 99/version 2003.

Famille des poteaux	$A_{\min}=0,8 \%b.h_t$ (cm ²)	$A_{\max1}=4\%b.h_t$ (cm ²)	$A_{\max2}=6\%b.h_t$ (cm ²)
(40×40) cm ²	12,8	64	96
(35×35) cm ²	9,8	49	73,5
(30×30) cm ²	7,2	36	54

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 VII-8: Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre.

Combinisons		Famille	(40×40) cm ²	(35×35) cm ²	(30×30) cm ²
(a)	N_{\max} (KN)		1360,51	908,17	467,05
	M_{corr} (KN.m)		0,42	2,29	3,10
(b)	N_{\min} (KN)		145,68	69,96	6,72
	M_{corr} (KN.m)		0,98	1,07	0,87
(c)	M_{\max} (KN.m)		43,89	39,75	43,09
	N_{corr} (KN.m)		731,89	421,43	112,65

Tableau VII-9: Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre.

Famille Combinisons		(40×40) cm ²	(35×35) cm ²	(30×30) cm ²
		(a)	N_{\max} (KN)	1068,08
	M_{corr} (KN.m)	22,98	4,20	9,03
(b)	N_{\min} (KN)	0,42	0,05	0,04
	M_{corr} (KN.m)	4,55	9,89	8,67
(c)	M_{\max} (KN.m)	30,07	30,81	27,19
	N_{corr} (KN.m)	370,07	204,70	55,60

VII.5.4.Exemple de calcul

Poteau (RDC) de section (40×40) cm².

VII.5.4.1.Calcul les armatures longitudinale

Données :

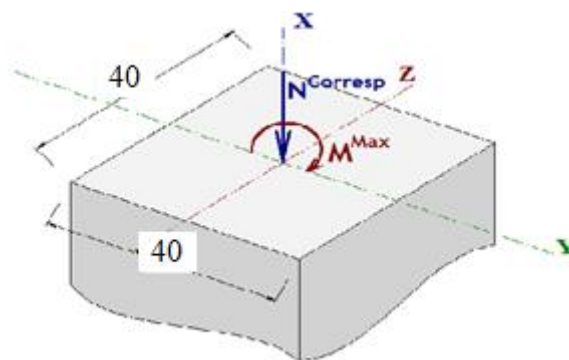
- Largeur du poteau $b = 40$ cm ;
- Hauteur de la section $h_t = 40$ cm ;
- Enrobage $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 37,5$ cm ;
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

a) Combinaison du 1^{ère} genre

➤ 1^{er} cas :

$$N_{\max} = 1360,51 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 0,42 \text{ KN.m.}$$



➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,42}{1360,51} = 0,00031 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1360,51 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,00031 \right) = 238,51 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 1360,51 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 238,51 \text{ KN.m} < 342,34 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

➤ **2^{ème} cas**

$$\Rightarrow N_{\min} = 145,68 \text{ KN} ; M_{\text{corresp}} = 0,98 \text{ KN.m}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,98}{145,68} = 0,007 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 145,68 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,007 \right) = 26,51 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 145,68 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 26,51 \text{ KN.m} < 52,71 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

➤ **3^{ème} cas**

$$M_{\max} = 43,89 \text{ KN.m} ;$$

$$N_{\text{corresp}} = 731,89 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{43,89}{731,89} = 0,060 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 731,89 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,06 \right) = 172 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

$$N_u = 731,89 \text{ KN} < 1836,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 172 \text{ KN.m} < 225,88 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$).

b) Combinaisons du 2^{ème} genre

➤ **1^{er} cas**

$$N_{\max} = 1068,08 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 22,98 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{22,98}{1068,08} = 0,02 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1068,08 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,02 \right) = 208,27 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h_t. \\ M_u \leq N_u \times d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right). \end{cases}$$

$$N_u = 1068,08 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_u = 208,27 \text{ KN.m} < 321,20 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

➤ **2^{ème} cas**

$$N_{\min} = 0,42 \text{ KN} ;$$

$$M_{\text{corresp}} = 4,55 \text{ KN.m.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4,55}{0,42} = 10,83 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 0,42 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 10,83 \right) = 4,62 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 0,42 \text{ KN} < 2395 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 4,62 \text{ KN.m} < 0,16 \text{ KN.m}$ Condition non vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \times N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$(0,375 - 0,025) \times 0,42 - 4,55 = -1,46 \text{ KN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,025}{0,375}\right) \times 0,40 \times (0,375)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 294,18 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow -1,46 \text{ KN.m} \leq 294,18 \text{ KN.m.}$$

La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul du ferrailage**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{110,48 \times 10^3}{55 \times 49,5^2 \times 18,47} = 0,043 < \mu_1 \rightarrow A' = 0.$$

On a

$$\beta = 0,978.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,55 \times 10^3}{0,978 \times 37,5 \times 400} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

➤ **3^{ème} cas**

$$\Rightarrow M_{\max} = 30,07 \text{ KN.m};$$

$$N_{\text{corresp}} = 370,07 \text{ KN.}$$

➤ **Détermination le centre de pression**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{30,07}{370,07} = 0,12 \text{ m.}$$

$$M_u = N_u \times \left(d - \frac{ht}{2} + e\right) = 370,07 \times \left(0,375 - \frac{0,40}{2} + 0,12\right) = 109,17 \text{ KN.m.}$$

➤ **Vérification si la section est surabondante**

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \times f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d (1 - 0,514 \times N_u / b \times d \times f_{bc}) \end{cases}$$

$N_u = 370,07 \text{ KN} < 2395 \text{ KN}$Condition vérifiée.

$M_u = 109,17 \text{ KN.m} < 129,25 \text{ KN.m}$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A'_6=0$).

➤ **Section adoptée**

$$A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min}) = \max(0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0,31 ; 0 ; 12,8 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{adopté}} = 12,8 \text{ cm}^2.$$

Tableau VII-10: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Famille	Combinaisons	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40×40)	(a)	1360,51	238,51	0	1068,08	208,27	0	12,80	4T16+4T14 As=14,20
	(b)	145,68	26,51	0	0,42	4,62	0,31		
	(c)	731,89	172	0	370,07	109,17	0		
(35×35)	(a)	908,17	138,95	0	501,99	79,31	0	9,80	4T14+4T12 As=10,68
	(b)	69,96	11,89	0	0,05	9,89	0,77		
	(c)	421,43	101,14	0	204,70	61,41	0		
(30×30)	(a)	467,05	61,65	0	236,46	39,01	0	7,20	8T12 As = 9,05
	(b)	6,72	1,71	0	0,04	8,67	0,8		
	(c)	112	43,09	4,90	55,6	27,19	2,55		

VII.5.4.2. Calcul des armatures transversales

a) Diamètre des armatures transversales

$$\Phi_t = \Phi / 3 ;$$

$$\Phi_t = 16/3 ;$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm} ;$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_1 : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Est un coefficient correcteur égale à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

S_t : Espacement des armatures transversales.

a) Calcul de l'espacement

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

-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 $S_t = 15 \text{ cm}$.

b) 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.

$$L_f = 0,7 \times L_0.$$

$$\lambda_g = 0,7 \times \frac{L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,36 \text{ m}$$

$\lambda_g = 5,36 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$ (D'après le **RPA.99/version 2003**"Art 7.4.2.2").

$$\text{donc: } A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 31,16}{40 \times 235} = 0,12 \text{ cm}^2.$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales

$A_t / S_t \cdot b$: En % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 0,3 \% \rightarrow \lambda_g = 5,36 > 5$$

$$\{\text{Zone nodale : } A_t = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,20 \text{ cm}^2.$$

$$\{\text{Zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Le choix : } \begin{cases} A_t = 8\phi_8 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} . \\ S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u; 0,4 \text{MPa}) = 0,4 \text{MPa}$$

$$A_t \geq 0,4 \times S_t \times b / f_e ; \text{Ronds lisses} \Rightarrow f_e = 235 \text{MPa.}$$

$$A_t \geq 0,4 \times 15 \times 40 / 235 = 1,02 \text{ cm}^2 < 4,02 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) 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.

$$\begin{cases} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{cm} \right) = \text{Max} \left(\frac{306}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm.} \\ L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

VII.6. Les vérifications**VII.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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2} \dots \dots \dots \text{si } \lambda < 50 \\ \frac{0,6 \times (\lambda/35)^2}{\dots \dots \dots} \dots \dots \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC)

Longueur de flambement : $L_f = 0,7 \times l_0 \Rightarrow L_f = 2,14$.

Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = 0,12 \text{ m.}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{2,14}{0,12} \Rightarrow \lambda = 18,53 \Rightarrow \alpha = 0,80.$$

-La section réduite : $B_r = 1406,25 \text{ cm}^2$

-Selon « **R.P.A 99/version 2003** » $A_s = 0,8\% \times B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa}$

$$A_s = 0,8\% \times B_r = 11,25 \text{ cm}^2$$

Donc

$$N_u = 0,80 \times \left(\frac{0,1406 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 11,25 \cdot 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right) \cdot 10^3 = 2396 \text{ KN.}$$

On a $N_{\max} = 1360,51 \text{ KN} < N_u = 2396 \text{ KN}$ 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 **VII.11**.

Tableau VII-11: Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Étage	i	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_{\max} (KN)	N_u (KN)	Observation
RDC → 1 ^{er}	0,12	18,53	0,80	11,25	1406,25	1360,51	2396	Condition vérifiée
2 ^{ème} → 3 ^{ème}	0,10	21,40	0,80	8,45	1056,25	908,17	1800	Condition vérifiée
4 ^{ème} → 5 ^{ème}	0,09	24,71	0,77	6,05	756,25	467,05	1288,64	Condition vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc il n'y a pas de risque de flambement.

VII.6.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

« Le poteau le plus sollicité (40×40) cm² »

$$T_{\max} = 28,92 \text{ KN.}$$

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{28,92 \times 10}{40 \times 37,5} = 0,19 \text{ MPa.}$$

Contrainte tangente admissible : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$

$\bar{\tau}_u = 0,19 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement.

Tableau VII. 12: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux liés aux voiles.

Famille	Combinaisons	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	N _U (KN)	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)		
(40×40)	(a)	688,76	127,42	0	1068,08	208,27	0	12,80	4T16+4T14 As=14,20
	(b)	145,68	26,51	0	0,42	4,55	0,30		
	(c)	515,84	116,06	0	1066,61	208	0		
(35×35)	(a)	374,02	73,68	0	378,6	64,36	0	9,80	4T14+4T12 As=10,68
	(b)	69,96	11,89	0	0,56	1,11	0,08		
	(c)	267,54	61,53	0	124,91	21,10	1,65		
(30×30)	(a)	147,81	35,47	0	102,63	15,91	0	7,20	8T12 As = 9,05
	(b)	6,72	1,71	0	0,06	1,56	0,14		
	(c)	81,14	19,67	2,13	43,77	17,09	1,58		

Tableau VII-12: Ferrillages des poteaux.

Niveaux	Poteaux non liés aux voiles	Poteaux liés aux voiles
(4 ^{ème} au 5 ^{ème} étage)		
(2 ^{ème} au 3 ^{ème} étage)		
(RDC au 1 ^{er} étage)		

VII.7.Vérification de ferrillage selon Socotec(Bael R)

Le programme BAELR permet le calcul des sections rectangulaires en béton armé soumises à la flexion simple ou composée.

Il permet :

- le calcul des sections d'aciers selon les règles BAEL 91 à l'Etat Limite Ultime (ELU)
- le calcul des contraintes aciers et béton selon les règles BAEL 91 à l'Etat Limite de Service (ELS).

VII.7.1.Exemple de calcul :

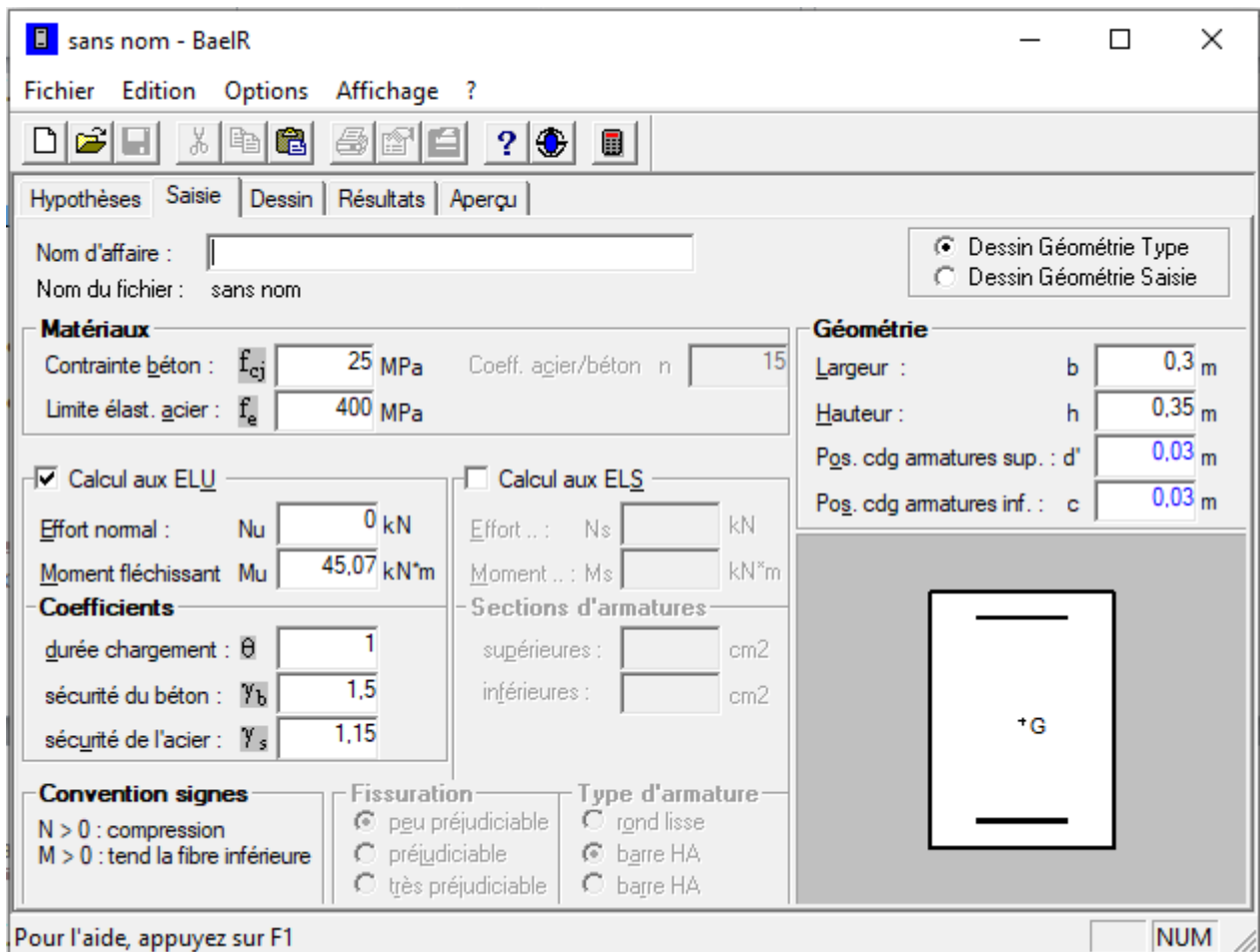


Figure VII-3: Fenêtre de déclaration des données générales sur Bael R

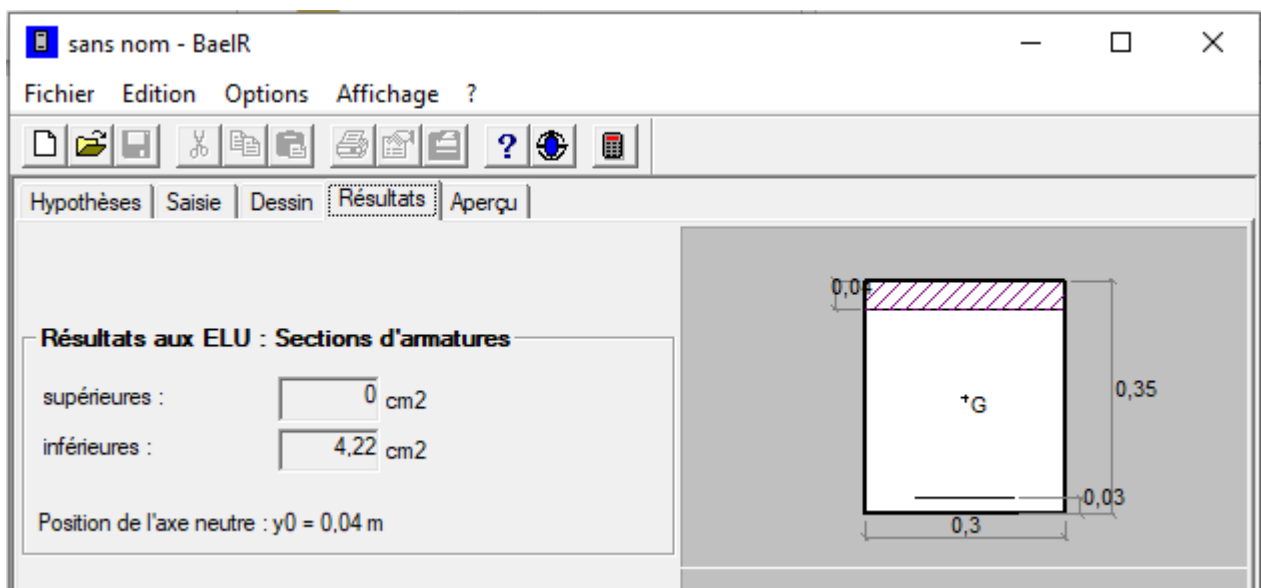


Figure VII-4: Fenêtre résultats de section des armatures selon Bael R

Tableau VII-13: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales selon le calcul et Bael R

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A_{cal} (cm ²)	$A_{Bael R}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
RDC-1 ^{er}	Travée	43,15	45,07	4,16	4.37	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	64,10	55,93	6,69	6.74		3T12+3T12	6,79
2 ^{ème} -3 ^{ème}	Travée	45,25	55	5,40	5.41	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	66,78	59,02	6,67	6.69		3T12+3T12	6,79
4 ^{ème} -5 ^{ème}	Travée	57,98	56,84	5,71	5.73	5,25	3T12+2T12	5,65
	Appuis	82,15	65,90	8,41	8.45		3T14+3T14	9,24

Tableau VII-14: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaires selon le calcul et Bael R

Niveau	Section	Moments (KN.m)		A_{cal} (cm ²)	$A_{Bael R}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	A_s (cm ²)
		M_{sp1}	M_{sp2}					
RDC-1 ^{er}	Travée	17	18,22	1,86	1.96	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	13,78	18,06	1,98	1.95		3T12+2T10	4,96
2 ^{ème} -3 ^{ème}	Travée	21,95	23,26	2,42	2.53	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	16,11	21,49	3,37	2.33		3T12+2T10	4,96
4 ^{ème} -5 ^{ème}	Travée	23,52	24,42	2,60	2.66	4,5	3T12+2T10	4,96
	Appuis	16,61	22,10	2,44	2.4		3T12+2T10	4,96

VII.8.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé le ferrailage de différents éléments de portique (poteaux, poutres), et pour la confirmation de notre choix on à utiliser le programme Bael R Socotec

- Les poutres sont calculées en flexion simple.
- Les poteaux sont calculés en flexion composée.

CHAPITRE VIII

ÉTUDE DES VOILES

VIII.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,...).

VIII.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.

VIII.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).

VIII.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.

VIII.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.

VIII.3.2.La méthode de calcul du voiles

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \frac{\sigma}{1,15} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa.}$$

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 :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **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.

VIII.4. Les recommandations du R.P.A99/version 2003**VIII.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.

VIII.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 disposées 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 %.

VIII.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 inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VIII.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.

VIII.5. Calcul ferrailage des voiles**VIII.5.1. Exemple de calcul (Type 1)**

$$A = 1,03 \text{ m}^2;$$

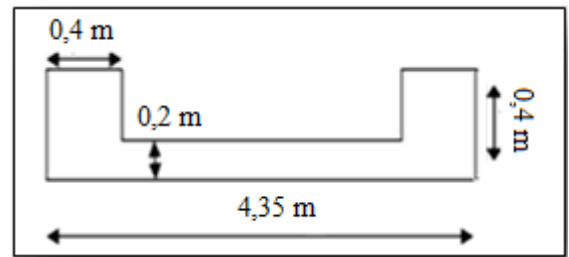
$$I = 1,99 \text{ m}^4;$$

$$V = 2,175 \text{ m};$$

$$N = 2650.3 \text{ KN};$$

$$M = 4501.24 \text{ KN.m};$$

$$T = 517.42 \text{ KN}.$$

**VIII.5.1.1. Détermination des contraintes**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2650,3 \times 10^{-3}}{1,03} + \frac{4501,24 \times 2,175 \times 10^{-3}}{1,99}$$

$$\sigma_1 = 7,49 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{2650,3 \times 10^{-3}}{1,03} - \frac{4501,24 \times 2,175 \times 10^{-3}}{1,99}$$

$$\sigma_2 = -2,34 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

Nous avons : σ_1 et σ_2 de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

VIII.5.1.2. Vérification des contraintes de compression

$$N = 2292.49 \text{ KN}$$

$$M = 4442.279 \text{ KN.m}$$

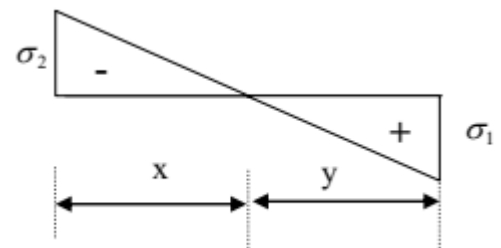
$$T = 517.18 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 7,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 7,08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -2,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -2,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$



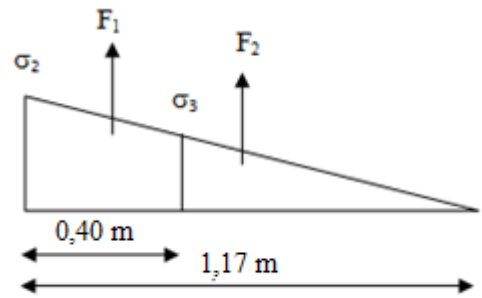
VIII.5.1.3. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{2,62}{7,08 + 2,62} \times 4,35 = 1,17 \text{ m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 4,35 - 1,17 = 3,18 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

**VIII.5.1.4. Calcul de la contrainte σ_3**

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = 1,72 \text{ Mpa}$$

VIII.5.1.5. Détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{2,62 + 1,72}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = 347,2 \text{ KN}$$

$$A_{v_1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 7,54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{1,72(1,17 - 0,40) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 132,44 \text{ KNa}$$

$$A_{v_2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{115} = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{v_j} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 517,18 \times 10}{400} \times \frac{1,17}{4,35} \times \frac{100}{117} = 4,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_T = A_{v_1} + A_{v_2} + A_{v_j} = 7,54 + 2,88 + 4,58 = 15 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 117 = 4,68 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,68 \text{ cm}^2$$

- **Le diamètre**

$$\left\{ \begin{array}{l} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.}$$

- **L'espacement**

✓ Selon le BAEL 91, on a :

$$S_t \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \{ S_{t \text{BAEL}}; S_{t \text{R.P.A 99}} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est **(5T12) = 5,65 cm²/ml.**

VIII.5.1.6. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **(5T12) = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

VIII.5.1.7. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, 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/m² au moins; on prend donc **4φ 8 par m².**

VIII.5.1.8. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\bar{T}}{a \cdot d}$$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute, $h = 271 \text{ cm}$

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{517,18 \times 1,4}{200 \times 2439} \times 10^3 = 1,48 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 1,48 \text{ MPa} < 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

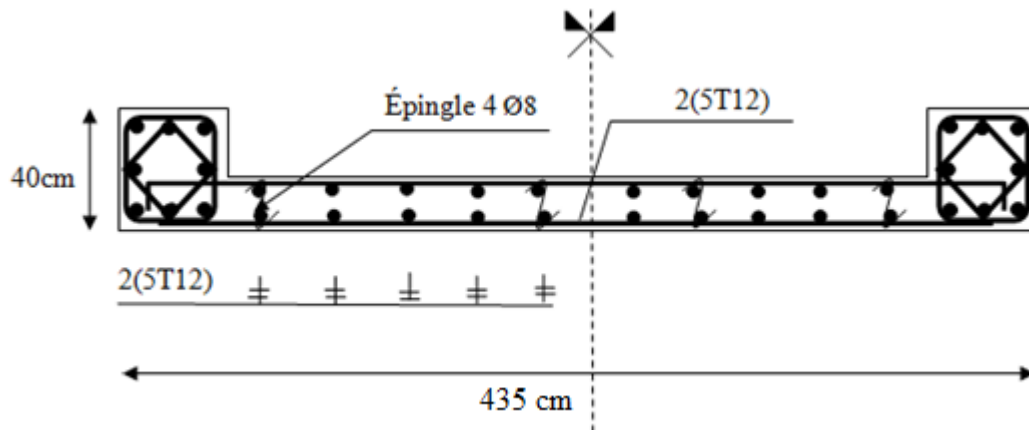


Figure VIII-1: Schéma de ferrailage du mur voile (Type1).

VIII.5.2.Exemple de calcul (Type 2)

$A = 0,32 \text{ m}^2;$

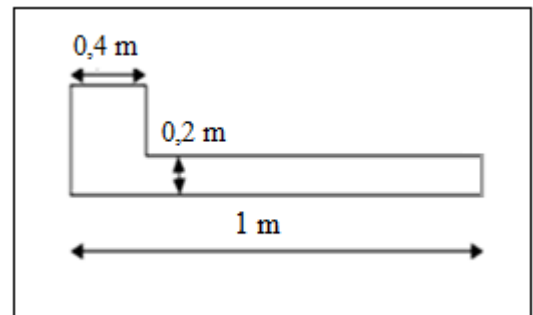
$I = 0,04 \text{ m}^4;$

$V = 0,5 \text{ m};$

$N = 919.39 \text{ KN};$

$M = 265.145 \text{ KN.m};$

$T = 103.58 \text{ KN}.$



VIII.5.2.1.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{919,39 \times 10^{-3}}{0,32} + \frac{265,145 \times 0,5 \times 10^{-3}}{0,04}$$

$$\sigma_1 = 6,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{919,39 \times 10^{-3}}{0,32} - \frac{265,145 \times 0,5 \times 10^{-3}}{0,04}$$

$$\sigma_2 = -0,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 18,48 \text{ MPa}$$

Nous avons : σ_1 et σ_2 de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc nous calculons le volume des contraintes pour la zone tendue.

VIII.5.2.2. Vérification des contraintes de compression

$$N = 645.43 \text{ KN}$$

$$M = 244.146 \text{ KN.m}$$

$$T = 92.92 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 5,06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = 5,06 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} \Rightarrow \sigma_2 = -2,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -1,03 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18,48 \text{ MPa}$$

VIII.5.2.3. Longueur de la zone tendue

$$X = \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} \times L \Rightarrow X = \frac{1,03}{5,06 + 1,03} \times 1 = 0,16 \text{ m}$$

$$Y = L - X \Rightarrow Y = 1 - 0,16 = 0,84 \text{ m}$$

x : la longueur de la zone tendue

y : la longueur de la zone comprimée

VIII.5.2.4. Calcul de la contrainte σ_3

$$\frac{\sigma_2}{X} = \frac{\sigma_3}{X - 0,4} \Rightarrow \sigma_3 = \frac{|\sigma_2|(X - 0,4)}{X} = -1,54 \text{ MPa}$$

VII.5.1.5. Détermination des armatures verticales

$$F_1 = \frac{(\sigma_2 + \sigma_3) \times b \times h}{2} = \left(\frac{1,03 - 1,54}{2} \right) \times 0,40 \times 0,40 \times 10^3 = -40,8 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{F_1 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{16} = -6,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$F_2 = \frac{\sigma_3 \times (x - b) \times e}{2} = \frac{-1,54(0,16 - 0,40) \times 0,20}{2} \times 10^3 = 36,69 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{F_2 \cdot 10}{400} \times \frac{100}{16} = 5,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4V}{fe} \times \frac{x}{L} \times \frac{100}{x} = 1,1 \frac{1,4 \times 92,92 \times 10}{400} \times \frac{0,16}{1} \times \frac{100}{16} = 3,58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_T = A_{v1} + A_{v2} + A_{vj} = -6,37 + 5,78 + 3,58 = 2,99 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,2\% \cdot a \cdot L_{\text{tendu}}$$

$$A_{\min} = 0,2\% \times 20 \times 16 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 2,99 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,64 \text{ cm}^2$$

- **Le diamètre**

$$\begin{cases} D \leq \frac{1 \times a}{10} \\ D \leq \frac{1 \times 200}{10} \\ D \leq 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte: } D = 12 \text{ mm.}$$

- **L'espacement**

✓ Selon le BAEL 91, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 40, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

✓ Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{ 30, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{Donc: } S_t \leq \min \{ S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ R.P.A 99}} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 25 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est (**5T12**) = **5,65 cm²/ml**.

VIII.5.2.5. Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit (**5T12**) = **5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

VIII.5.2.6. Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, 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/m² au moins; on prend donc **4φ 8 par m²**.

VIII.5.2.7. Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

d : hauteur utile, d = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute, h=271cm

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} = \frac{92,92 \times 1,4}{200 \times 2439} \times 10^3 = 0,26 \text{ MPa}$$

τ_b = 0,26 MPa < 0,2f_{c28} = 5 MPacondition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

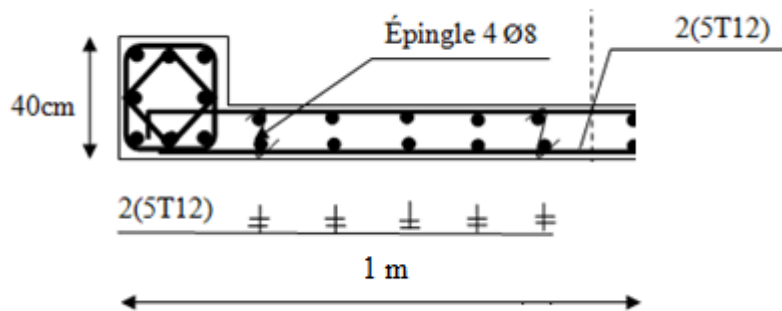


Figure VIII-2: Schéma de ferrailage du mur voile (Type 2).

VIII.5.3. Voile avec ouverture

A = 0,33 m²;

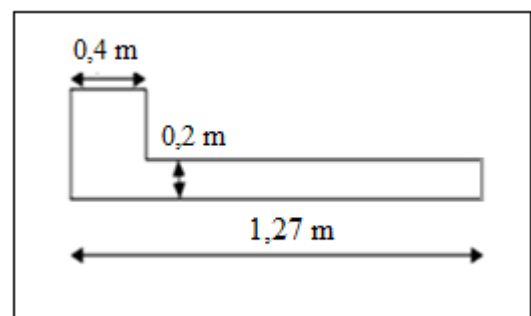
I = 0,05 m⁴;

V = 0,529 m;

N = 1865.6 KN;

M = 493.835 KN.m;

T = 323.42 KN.



VIII.5.3.1.Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{1865,6 \times 10^{-3}}{0,33} + \frac{493,84 \times 0,529 \times 10^{-3}}{0,05} = 10,88 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{457,45 \times 10^{-2}}{0,492} - \frac{45,29 \times 0,527 \times 10^{-2}}{0,066} = 0,43 \text{ MPa.}$$

On a la $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99/version 2003**.

VIII.5.3.2.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 m).

$$A_{\min} = 0,15 \times a \times L = (0,0015 \times 20 \times 100) = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Le diamètre

$$D \leq \frac{1 \times a}{10}$$

$$D \leq \frac{1 \times 200}{10}$$

$$D \leq 20 \text{ cm.}$$

\Rightarrow On adopte: D = 12 mm.

➤ L'espacement

- Selon le **B.A.E.L 91 modifier 99**, on à :

$$S_t \leq \min \{ 2 \times a ; 33 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 2 \times 20 ; 33 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm.} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le **R.P.A 99/version 2003**, on a :

$$S_t \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm.} \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \left\{ S_t_{\text{BEAL}} ; S_t_{\text{RPA99}} \right\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

On adopte un espacement de 25cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12 ($A_{\text{adopté}} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

VIII.5.3.3. 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 25cm .

VIII.5.3.4. 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 4Ø8 par m^2 .

VIII.5.3.5. 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: $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 323,42 \times 10^3}{200 \times 2439} = 0,92 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

« Donc pas de risque de cisaillement ».

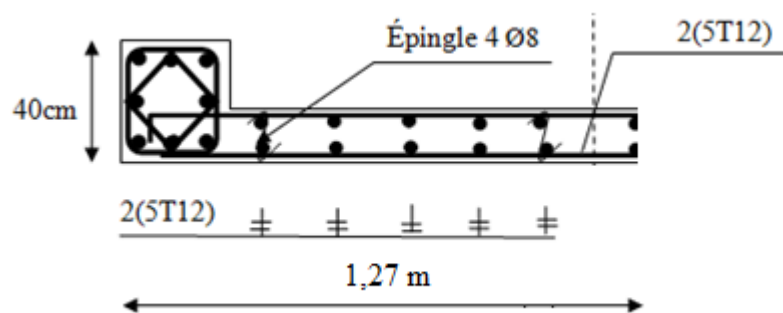


Figure VIII-3: Schéma de ferrailage d'un trumeau.

VIII.5.4.Ferraillage des linteaux

VIII.5.4.1.Introduction

L'importance du voile de contreventement dans un système structural c'est de reprendre la majorité des efforts horizontaux grâce à leur géométrie (inertie), donc la présence des ouvertures au niveau des voiles menace la rigidité d'élément, à cet effet la zone au-dessus du voile doit être renforcée par ce qu'on appelle (linteau) Les linteaux sont des poutres courtes encadrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile au niveau des ouvertures.

VIII.5.4.2.Sollicitation des linteaux

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture, et reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et au charge d'exploitation ainsi l'action du séisme.

$$M=17.904 \text{ KN.m ;}$$

$$T=67.43 \text{ KN.}$$

VIII.5.4.3.Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

$$\tau_u < \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}.$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d}$$

Avec : \bar{T} : 1,4 T calcul ;

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile ;

d : Hauteur utile : $0,9 \times h$;

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} = \frac{1,4 \times 67,43 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 813} = 0,64 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

VIII.5.4.4.Calcul ferrailages des linteaux

D'après les Règles Parasismiques Algériennes, Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement **(VIII-4)**.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2.f_c \sin \alpha}$$

et $V = V$ calcul (sans majoration)

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

$$\tan \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{0,9 - 2 \times (0,020)}{1,06} = 0,81 \Rightarrow \alpha = 39,05^\circ.$$

$$A_D = \frac{V}{2.f_c \sin \alpha} = \frac{67,43 \times 10}{2 \times 400 \times 0,81} = 1,04 \text{ cm}^2.$$

➤ Section minimale

On a pour : $\tau_b > 0,06 \times f_{c28}$.

$$AD \geq 0,0015 \times b \times h = 3,18 \text{ cm}^2.$$

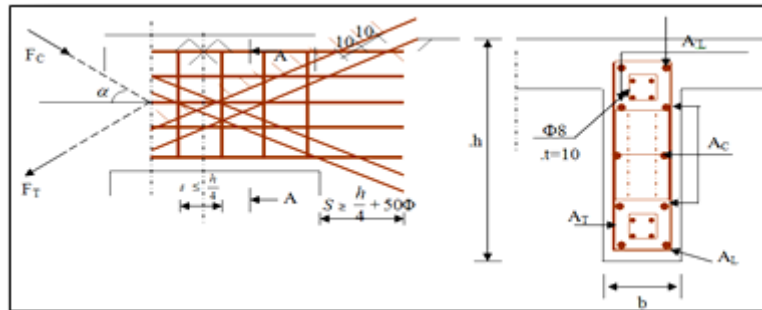


Figure VIII-4: Schéma explicatif du linteau.

Donc :

On adopte pour des armatures diagonales en 4T12 ($S=4,52\text{cm}^2$).

VIII.5.4.5. Ferrailage minimal : Selon R.P.A99/version 2003

a) Armatures longitudinales

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 \times b \times h.$$

$$(A_L, A'_L) \geq 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 106 = 3,18 \text{ cm}^2$$

Donc

On adopte pour des armatures longitudinales 4T12 ($S=4,52\text{cm}^2$).

b) Armatures transversales :

$$\text{➤ Pour } \tau_b \leq 0,025 \times f_{c28}: \quad A_t \geq 0,0015 \times b \times S_t.$$

$$\text{➤ Pour } \tau_b > 0,025 \times f_{c28}: \quad A_t > 0,0025 \times b \times S_t.$$

$$\text{On a: } S_t \leq h/4 = 106/4 = 26,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_t > 0,0025 \times b \times S_t = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1 \text{ cm}^2.$$

Donc

On adopte pour des armatures transversale 4Ø8 ($S=2,01 \text{ cm}^2$).

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

Les armatures longitudinales de peau A_c , en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à : 0,2%.

$$A_c \geq 0,0020 \times b \times h = 0,0020 \times 20 \times 106 = 4,24 \text{ cm}^2.$$

On peut adopter comme armatures de peau 4T12 ($S=4,52 \text{ cm}^2$) [Répartie en deux nappes soit 3 barres/nappe].

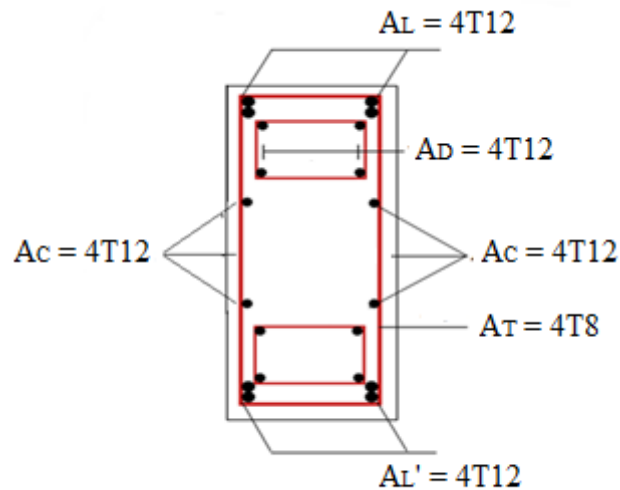


Figure VIII-5: Schéma du ferrailage de linteau.

CHAPITRE IX

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.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.

IX.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 reprend 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 $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$;

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 18,8 \text{ KN/m}^3$;

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 43,53^\circ$.

Ka : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$

avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{43,53^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(21^\circ) = 0,184$

$K_a' = K_a = 0,184$.

IX.2.1.Dimensionnement

D'après le **R.P.A 99/version 2003** ; l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 15 cm.

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

IX.2.2. Calcul des charges

IX.2.2.1. Poussée des terres

$$P_1 = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma \cdot h^2 \quad \text{avec : } \begin{cases} P_1 : \text{Poussée des terres.} \\ \gamma : \text{Poids spécifique des terres} \\ h : \text{Hauteur du voile.} \end{cases}$$

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 0,184 \times 1,88 \times 4 = 0,692 \text{ t/ml.}$$

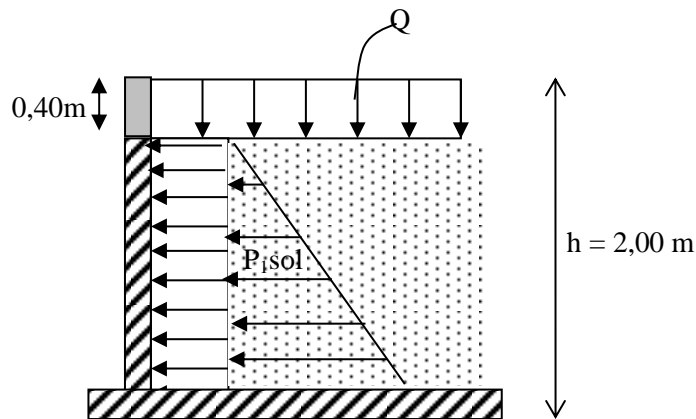


Figure IX-1: Schéma de la distribution des charges sur de voile périphérique.

IX.2.2.2. Poussée supplémentaire due à la surcharge

$$P_2 = K'_a \times q \times h = 0,184 \times 0,15 \times 2 = 0,055 \text{ t/ml.}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K'_a \cdot q$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

IX.2.2.3. La charge pondérée

$$Q = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 1,35 \times 0,692 + 1,5 \times 0,055 = 1,02 \text{ t/ml.}$$

$$Q = 1,02 \text{ t/ml.}$$

IX.2.3. Ferrailage du voile périphérique

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3,35 - 0,40 = 2,95 \text{ m; } L_y = 4,05 - 0,40 = 3,65 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,95}{3,65} = 0,80 > 0,4$$

⇒ La dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\begin{aligned} M_{ox} &= \mu_x q L_x^2 \\ M_{oy} &= \mu_y \cdot M_{ox} \end{aligned} \quad \text{avec : } \begin{cases} \alpha = 0,80 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0561 \\ \mu_y = 0,5959 \end{cases}$$

$$M_{ox} = 0,49 \text{ t.m; } M_{oy} = 0,29 \text{ t.m.}$$

IX.2.3.1. Les valeurs des moments en travée sont

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 0,37 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 0,22 \text{ t.m}$$

➤ Vérification

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Leftrightarrow 0,22 \text{ t.m} > 0,09 \text{ t.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.2.3.2. Calcul du Ferrailage**➤ Sens (x)**

$$M_{tx} = 0,37 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,37 \times 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,0081 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,37 \cdot 10^4}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,59 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Sens (y)

$$M_{ty} = 0,22 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad h = 20 \text{ cm}; \quad d = 0,9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \sigma_{bc}} = \frac{0,22 \cdot 10^4}{100 \times (18)^2 \times 14,17} = 0,0048 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,22 \cdot 10^4}{0,998 \times 18 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

IX.2.3.3. Condition de non fragilité**➤ Sens (y)**

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

$$A_{y \min} = 0,10\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Et d'après **B.A.E.L 91 modifier 99** on a :

$$A_{y \min} = 8 \times h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Donc : } A_{\text{adopté}} = \max \left\{ A_{\text{calculée}}, A_{\min \text{ R.P.A2003}}, A_{\min \text{ B.A.E.L91}} \right\}.$$

$$A_{\text{adopté}} = \max \{ 0,35 ; 2,00 ; 1,6 \}$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

➤ **Sens (x)**

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

$$A_{x \min} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

D'après **B.A.E.L 91modifier 99** on a :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,6 \left(\frac{3 - 0,80}{2} \right) = 1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

donc : $A_{\text{adopté}} = \max \{ 0,59 ; 2,00 ; 1,76 \}$

$$A_{\text{adopté}} = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 5T10/ml soit une section de 3,93 cm²/ml et un espacement de 20 cm.

IX.2.4. Les vérifications**IX.2.4.1. Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 1,02 \times \frac{2,95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,80}{2}} = 1,07 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_o \cdot d} = \frac{1,07 \cdot 10^4}{100 \times 18 \times 10^2} = 0,059 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,07 \times 25 / 1,5 = 1,17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{u \text{ limi}} = 1,17 \text{ MPa} > \tau_u = 0,059 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la dalle est bétonnée sans reprise.

IX.2.4.2. Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0,80 \\ v = 0,2 \text{ (E. L. S)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0628 \\ \mu_y = 0,7111 \end{cases}$$

$$q_{\text{ser}} = P_1 + P_2 = 0,75 \text{ t/ml}.$$

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,41 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}} = 0,29 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} M_{\text{tx}} = 0,75 \times M_{\text{ox}} = 0,31 \text{ t.m.} \\ M_{\text{ty}} = 0,75 \times M_{\text{oy}} = 0,22 \text{ t.m.} \end{cases}$$

➤ **Sens (x)**

$$M_{\text{ser}} = 0,31 \text{ t.m}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - (n \times A)(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 13686,16 \text{ cm}^4.$$

Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,31 \cdot 10^4}{13686,16} \times 4,05 = 0,91 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right). \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63).$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,31 \times 10^4}{13686,16} \times (18 - 4,05) = 47,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 47,39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc Les armatures à **L'.E.L.U.R** conviennent.

➤ **Sens (y)**

$$M_{ser} = 0,22 \text{ t. m.}$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{by^2}{2} - (n \times A)(d - y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 1061,1 = 0 \Rightarrow y = 4,05 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + (n \times A)(d - y)^2 = 13686,16 \text{ cm}^4.$$

- **Contrainte maximal dans le béton comprimée σ_{bc} :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{0,22 \cdot 10^4}{13686,16} \times 4,05 = 0,65 \text{ MPa.} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = 0,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) \dots \dots \dots \text{(Fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = \min(266,67; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times \frac{M_{ser}}{I_x} \times (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0,22 \cdot 10^4}{13686,16} \times (18 - 4,05) = 33,63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 33,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures à **L'E.L.U.R** conviennent. Le voile sera ferrillé en deux nappes avec $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

IX.3. Calcul des fondations

IX.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 1,00 bars à un ancrage de 2 m.

- 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** : $N_{ser} = G + Q$;
 - Ferrillage à l'**E.L.U** : $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$;
 - Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel : $\left\{ \begin{array}{l} 0,8G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\}$
 - La facilité de réalisation.

IX.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 1,00 bars à une profondeur de 2 m.

IX.3.2.1. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est: $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

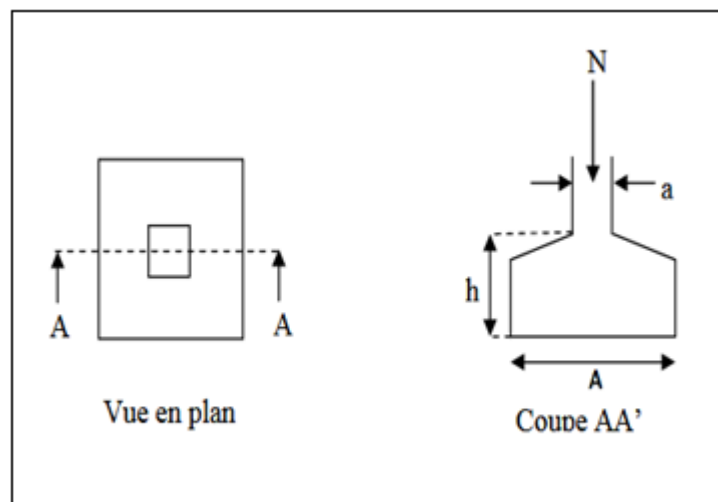


Figure IX-2: Schéma d'une semelle isolée.

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 $S = B^2$.

$N_s = 989,09 \text{ KN}$;

$\overline{\sigma_{sol}} = 100 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow \frac{N_s}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{989,09}{100}} \quad \text{AN : } B \geq 3,14 \text{ m.}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,75 m, 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.

IX.3.2.2. Vérification des semelles filantes

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification tel que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment;

N_{TOTAL} : l'effort normal due aux charges verticales

On a : $N_{TOTAL} = 27795,84 \text{ kN}$ et $\sigma_{sol} = 1 \text{ bar}$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 474,7 \text{ m}^2$.

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s} = 277,95 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% . \quad \frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = \frac{277,95}{474,7} = 0,58 = 58\% > 50\% .$$

La surface totale de la semelle dépasse de 50% la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

IX.3.2.3. Vérification de 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.

IX.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.

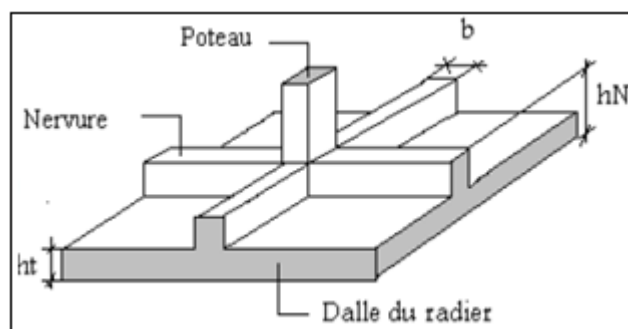


Figure IX-3: Radier général.

IX.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).

IX.3.4.1. Poids supporté par le radier :

G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i$$

$$Q_t = \sum_{i=1}^8 Q_i$$

- **Combinaison d'actions :**

$$E. L. U : N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 38050,54 \text{ KN.}$$

$$E. L. S : N_{ser} = G_T + Q_T = 27795,84 \text{ KN.}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 100 \text{ KN/m}^2.$$

IX.3.5. Pré dimensionnement du radier

IX.3.5.1. Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S_r} \leq \sigma_{sol}$

$$N = N_{ser} = 27795,84 \text{ KN.}$$

$$S_r \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{radier} = 519,4 \text{ m}^2$.

IX.3.5.2. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

- **1^{ère} 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 $V_u = Q \cdot L / 2$.

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 4,05 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{(Q_u \times L)}{2} = \frac{1\text{m} \times (N_u / S) \times L}{2} = \frac{1\text{m} \times (38050,54 / 519,4) \times 4,05}{2} = 148,34 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{148,34 \times 10^{-3}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,09 \text{ m} \dots \dots \dots (01)$$

• **2^{ème} condition**

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad L = 405 \text{ cm}$$

$$16,20 \leq d \leq 20,25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 20 + 5 = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

De (01) et (02) , on a : $d \geq 20 \text{ cm}$

Donc : $h \geq (d + c) \Rightarrow h \geq (20 + 5) \Rightarrow h \geq 25 \text{ cm}$

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $d = (0,9 \times 40) = 36 \text{ cm}$

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à $h_t = 40 \text{ cm}$.

IX.3.5.3.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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 46,11 \leq h \leq 69,17 \text{ cm}.$$

On prend : $b = 40 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 54 \text{ cm}$.

IX.3.5.4.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.

$$(e = M/N \leq B/4).$$

$$E = \frac{438,85}{27795,84} = 0,016 \text{ m} < \frac{20,20}{4} = 5,05 \text{ m}.$$

IX.3.5.5.Vérification au poinçonnement (B.A.E.L 91 modifiée 99)

$$Q_u \leq 0,05 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u + v)$$

$$u = a + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm}.$$

$$v = b + h_t = 10 + 40 = 50 \text{ cm}.$$

$$U_c = 2(50 + 50) = 200 \text{ cm}.$$

$$Q_u = 357,68 \text{ KN} \leq 0,05 \times 200 \times 40 \times \frac{2,50}{1,50}$$

$$357,68 \text{ KN} \leq 666,66 \text{ KN}.$$

Il n'y pas de risque de poinçonnement.

IX.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 :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

$$\Rightarrow 45 \text{ cm} \leq h \leq 67,5 \text{ cm.}$$

On prend :

$$b = 40 \text{ cm ;}$$

$$h = 60 \text{ cm ;}$$

$$d = 54 \text{ cm.}$$

IX.4.1. Vérifications de la poutre de libage :

IX.4.1.1. Des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 25 [0,40 \times 519,4 + 0,60 \times 0,40 \times 237,3] = 6617,8 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S : } N_{\text{ser}} = 6617,8 + 27795,84 = 34413,64 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{32014,14}{519,4} = 115,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow 66,25 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 100 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

IX.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 :

$$I : \text{Inertie de la poutre : } I = bh^3/12 = 0,40 \times (0,60)^3 / 12 = 0,007 \text{ m}^4.$$

$$E : \text{Module d'élasticité du béton, } E = 32164200 \text{ KN/m}^2.$$

$$b : \text{Largeur de la poutre } b = 0,40 \text{ m.}$$

$$K : \text{Coefficient de la raideur de sol } k = 4000 \text{ KN/m}^3.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164200 \times 0,007}{4000 \times 0,40}} = 4,87 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 4,05 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,65 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

L_{max} : La longueur maximale entre nœuds des poteaux.

IX.4.1.3. Calcul des contraintes

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{RAD}}} \pm \frac{M}{I_{xx}} X_G$$

$$\sigma_m < 1,5\sigma_s$$

$$\sigma_m = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)}{4} < \sigma_{adm} = 1,5\sigma_s$$

IX.4.2. Évaluation des charges pour le calcul du radier

$$N_u' = N_u + 1,35 \cdot G_{\text{radier}}$$

$$N_u' = 38050,54 + 1,35 \times 6617,8 = 46984,57 \text{ KN}$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{46984,57}{519,4} = 90,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{radier}} = \gamma_b \times h = 10 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 80,45 \text{ KN/m}^2.$$

Le surcharge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :
 $Q = 80,45 \text{ KN/m}^2$.

IX.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 BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

IX.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 :

$$\text{Dans le sens de grande portée : } M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{Dans le sens de petite portée : } M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

μ_x et μ_y : Sont des coefficients fonction de α et ν (ν prend 0 à l'ELU, 0,2 à l'ELS) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

IX.4.3.2. Calcul du ferrailage :

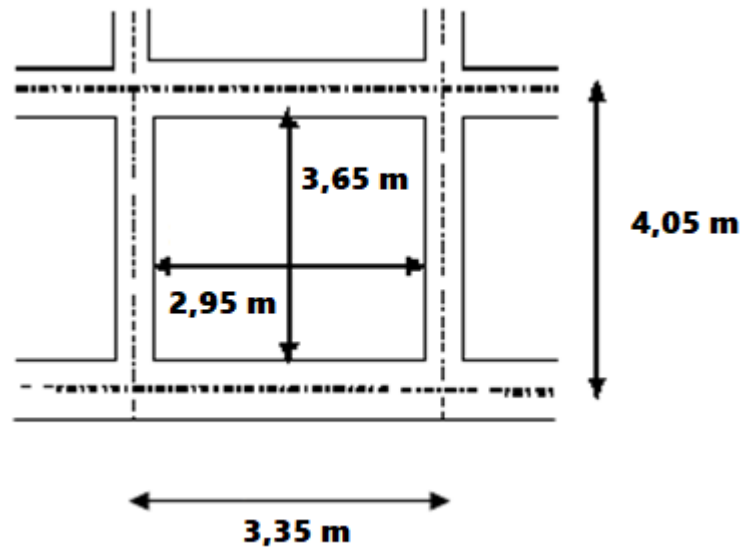


Figure IX-4: Schéma du panneau le plus défavorable.

IX.4.3.3. Détermination des efforts :

Tableau IX-1: les moments fléchissant suivant les deux sens.

L_x (m)	L_y (m)	α	Sens(x)			Sens(y)				
			μ_x	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	μ_y	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)
2,95	3,65	0,8	0,0561	39,28	29,46	19,64	0,5959	23,40	17,55	11,7

IX.4.3.4. Calcul des armatures

a) Suivant L_x

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{29,46 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,016 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{29,46 \times 10^3}{0,992 \times 36 \times 348} = 2,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 5T12 = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,64 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,01 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,01 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,64 \times 10^3}{0,995 \times 36 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12=4,52cm², avec un espacement de 33 cm.

b) Suivant L_y➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17,55 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17,55 \times 10^3}{0,995 \times 36 \times 348} = 1,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², avec un espacement de 33 cm.

➤ **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,7 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,7 \times 10^3}{0,996 \times 36 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : 4T12 = 4,52 cm², 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.

IX.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.

IX.4.4.1.Sens longitudinale

a) Calcul des chargements (q_M)

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

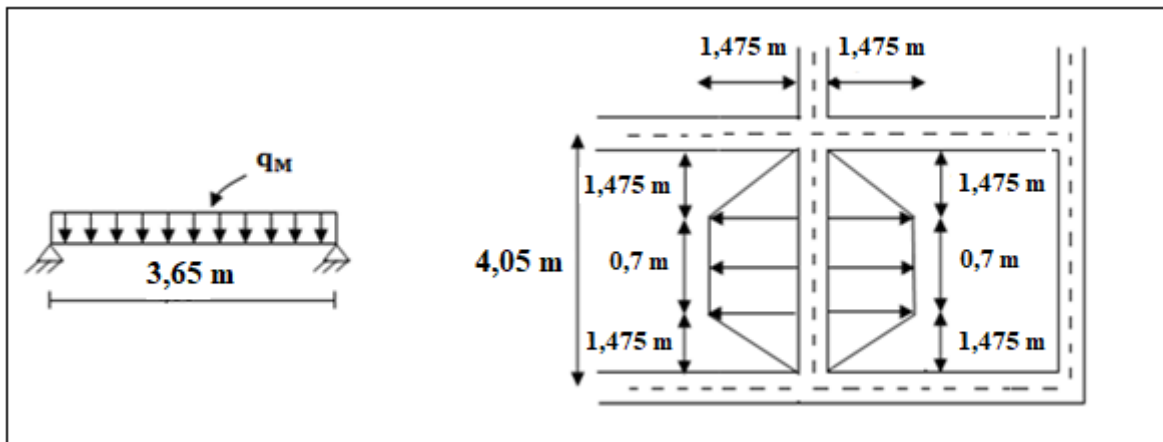


Figure IX-5: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

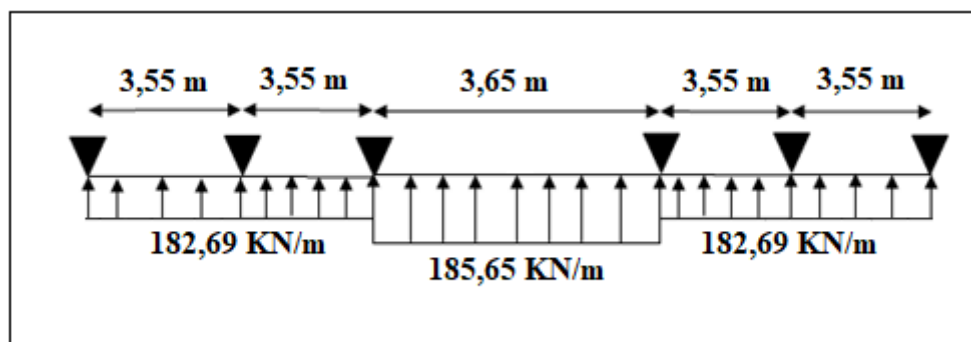
Avec :

$$\begin{cases} L_{x1} = 2,95m \\ L_{y1} = 3,65m \\ L_{x2} = 2,95m \\ q = 80,45 KN / m^2 \end{cases}$$

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) .Lx_2 \right]$$

$$q_M = \frac{80,45}{2} \left[\left(1 - \frac{2,95^2}{3 \times 3,65^2} \right) \times 2,95 + \left(1 - \frac{2,95^2}{3 \times 3,65^2} \right) \times 2,95 \right]$$

$$q_M = 185,65 KN / m.$$



b) Calcul du ferrailage

➤ En travée

$M_t = 180,3 \text{ KN.m}$; est tiré à partir du logiciel de RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{180,3 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,109 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,109 \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{180,3 \times 10^3}{0,942 \times 54 \times 348} = 10,18 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$\text{On adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ier}} \text{ lit : 4T14} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T12} \end{cases} \Rightarrow A = 10,58 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$M_0 = \frac{q_M \times L_{y1}^2}{8} = \frac{185,65 \times 3,65^2}{8} = 309,17 \text{ t.m.}$$

Tableau IX-2: Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (KN.m)}$	$0,5 \times M_0 = 154,58$	$0,2 \times M_0 = 61,83$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,093 \rightarrow 0,950$	$0,037 \rightarrow 0,980$
$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2 \text{ / ml)}$	8,65	3,40
$A_{\text{adopté}} \text{ (cm}^2 \text{)}$	4T12(fil) + 4T12(chap) = 9,05	4T12 = 4,52 cm ²

IX.4.4.2.Sens transversale

a) Calcul des chargements (q')

q' : c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

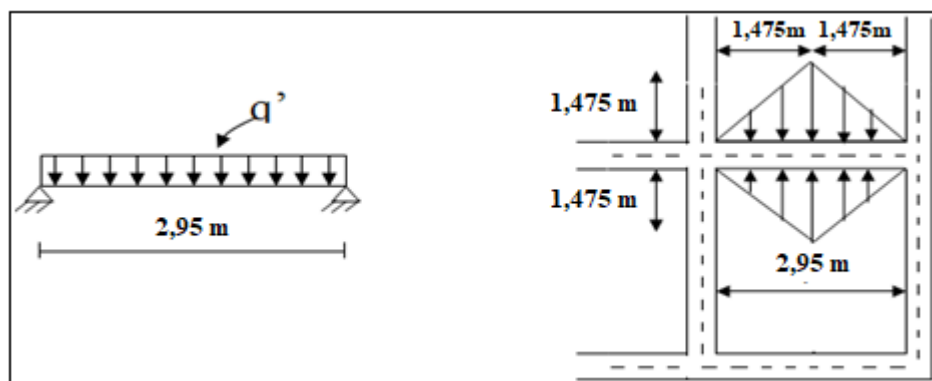
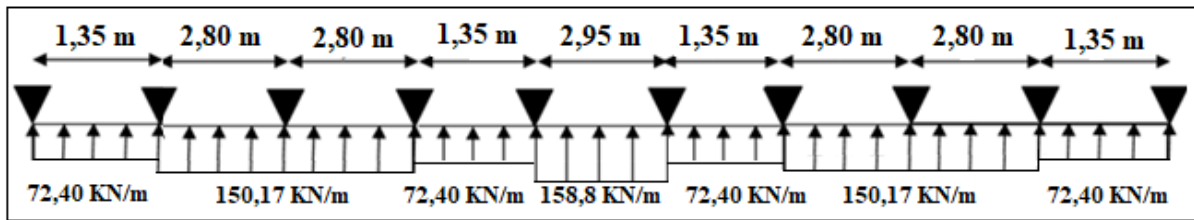


Figure IX-6: Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

$$\left\{ q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 80,45 \times 2,95 = 158,21 \text{ KN/m} \right.$$



b) Calcul du ferrailage

➤ En travée

$M_t = 86,27 \text{ KN.m} \rightarrow$ tiré à partir du logiciel RDM6.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{86,27 \times 10^3}{40 \times 54^2 \times 14,17} = 0,052 < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{86,27 \times 10^3}{0,973 \times 54 \times 348} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$4\text{T12(fil)} + 4\text{T10(chap)} = 7,66$$

➤ Sur appuis

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = \frac{158,21 \times 2,95^2}{8} = 172,10 \text{ t.m}$$

Tableau IX-3: Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (KN.m)}$	$0,5 \times M_0 = 86,05$	$0,2 \times M_0 = 34,42$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,052 \rightarrow 0,973$	$0,020 \rightarrow 0,989$
$A_{\text{cal}} \text{ (cm}^2 \text{ / ml)}$	4,70	1,85
$A_{\text{adoptir}} \text{ (cm}^2 \text{)}$	$4\text{T12(fil)} + 4\text{T10(chap)} = 7,66$	$4\text{T12} = 4,52 \text{ cm}^2$

➤ Armature de peau

Selon le **B.A.E.L 91modifier 99** la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_c) = 80 \text{ cm}$. Dans notre cas $h_a = 60 \text{ cm}$, 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**

$T_{max} = 413 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{413 \times 10^3}{400 \times 540} = 1,91 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Pas de risque de cisaillement.

IX.4.4.3. Armature transversal

➤ **Diamètre**

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_1 ; b/10) = \min(17,1 ; 10 ; 55) = 10 \text{ mm}$$

on prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

➤ **Espacement**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_1\right) = \min(15 ; 12) = 12 \text{ cm.}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u / 2 ; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,95 ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,54 \text{ MPa.}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{40 \times 15} = 2,09 > 0,54 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

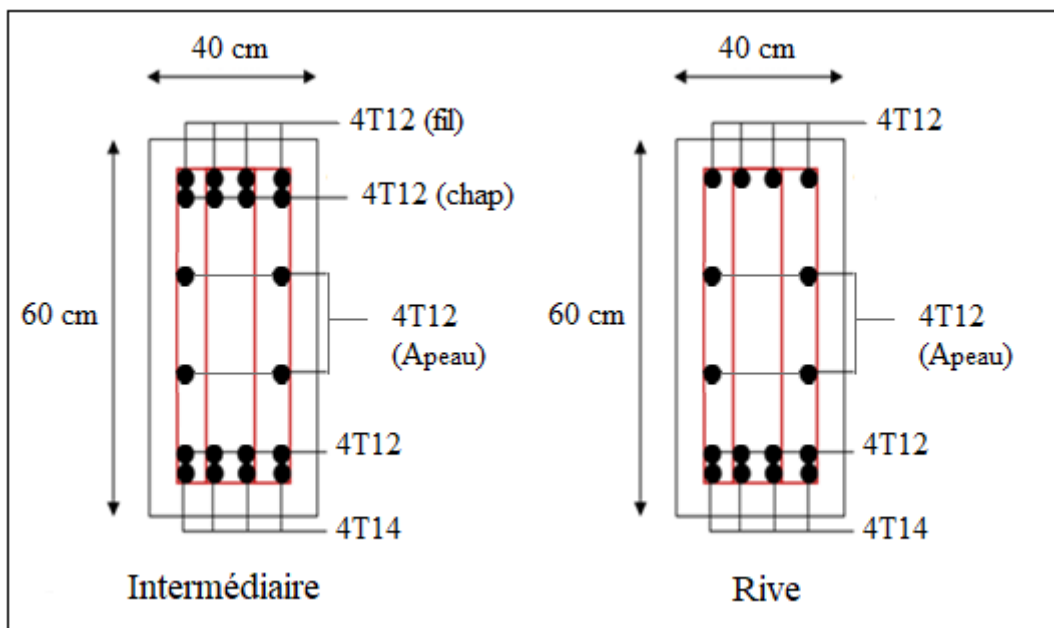


Figure IX-7: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens longitudinale.

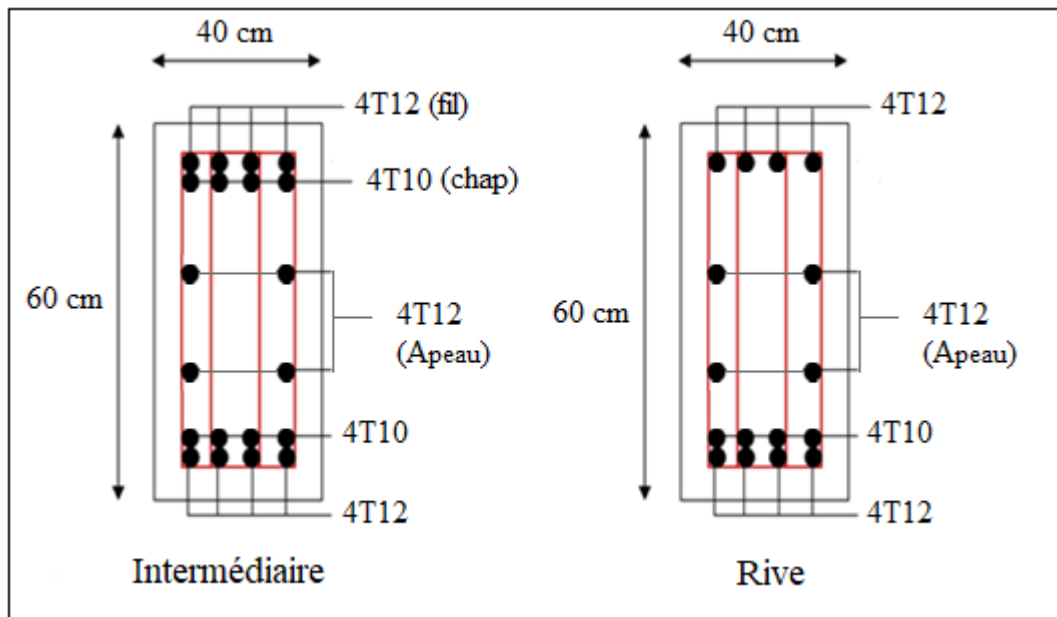


Figure IX-8: Ferrailage de la poutre de libage suivant le sens transversale.

IX.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.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion générale

L'étude de notre projet de fin d'études qui s'intéresse à l'analyse sismique et au calcul d'une structure en béton armé "bâtiment à usage d'habitation R+5" contreventé par un système mixte "voiles portiques" en béton armé, nous a permis d'exploiter toutes les connaissances acquises durant les années de spécialité en Génie Civil, tout en basant sur les documents techniques et l'utilisation des règlements et de certaines méthodes existés, et qui nous a permis d'avoir des observations et des constatations déduites des différents chapitres de cet étude.

En effet, nous avons pu assimiler les méthodes et les formules de calcul en béton armé pour le ferrailage des différents éléments de la structure à savoir : poteaux, poutres, voiles et fondations.

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 humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie ;

La résistance : vu les résultats de calcul obtenus, notre structure assure toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

La sécurité : toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (B.A.E.L 91- R.P.A 99) ont été satisfaisantes.

L'économie : étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des aciers pour tous les différents éléments résistants.

L'utilisation de l'outil informatique et les divers logiciels de Génie Civil disponibles, plus particulièrement **SOCOTEC V 1.01.026**, **RDM6**...etc., parmi les avantages de ces derniers et la rapidité d'exécution, et l'exactitude des résultats, **ETABS V 9.7.4**, **AUTOCAD V 2016**, nous a permis d'optimiser éléments résistants par la modélisation de notre structure vis-à-vis de l'action sismique.

En fin nous espérons que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle et que cette soit appréciée à sa juste valeur et qu'elle va servir un guide et un modèle pour futures promotions, nous pensons que cette étude doit être complétée par une étude comparative "analyse sismique non linéaire exemple de pushover".

BIBLIOGRAPHIE

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 Belferar Ouda et Neggaz fatima , Etude d'une tour (R+15) à usage d'habitation et commerciale (2018 ,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ❖ Mémoire Boumaza Nesrine et Zabel Amra, Étude d'un bâtiment en béton armé (R+05) à usage d'habitation avec une variation de type du sol d'assise (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ❖ Mémoire Ourchane Houssam-Eddine et Dahmani Mhamed, Influence de la disposition des murs voiles sur le comportement dynamique d'un bâtiment (R+7) en béton armé (2018,2019) Centre Universitaire de Tissemsilt.
- ❖ Mémoire Boudierba Bachir et Bouchemla Ali, Etude d'un bâtiment en (R+11) à usage d'habitation et commerciale (2006 ,2007) Université de Tiaret.
- ❖ Mémoire Touati Brahim Imad et Boulag Yacine, Présentation du logiciel ETABS (à travers ses menus, ses documents et des exemples d'application) et analyse de sa compatibilité avec les DTR algériens (2011,2012) Université de Mohamed khider Biskra.
- ❖ Mémoire Dahmani Souhaib et Rahmani Djamel, Analyse Dynamique de la réponse d'une structure, (2013,2014) Université de Tlemcen.
- ❖ Mémoire Zidi kamel et Tiziatia salah , Détection des dommages et analyse de renforcements de structures survenus lors de séisme récents cas de la cité 1200 sise à boumerdès (2016,2017) Université de boumerdès.

COURS

- ❖ Polycopié, Bâtiment (cours avec exercice corrigé), polycopié de Dr Boudierba bachir CU-TISSEMSILT, année 2018.

LOGICIELS

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.4.....Modélisation.
- ❖ EXCEL 2010.
- ❖ WORD 2010.
- ❖ RDM 6.....Calcul.
- ❖ AUTO CAD 2013.....Dessin.
- ❖ SOCOTEC.....Calcul.

ANNEXES

Annexe 01

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm.

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

Annexe 02

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

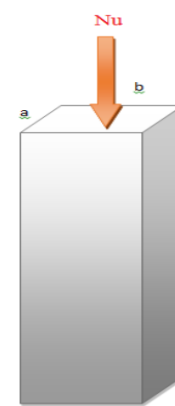
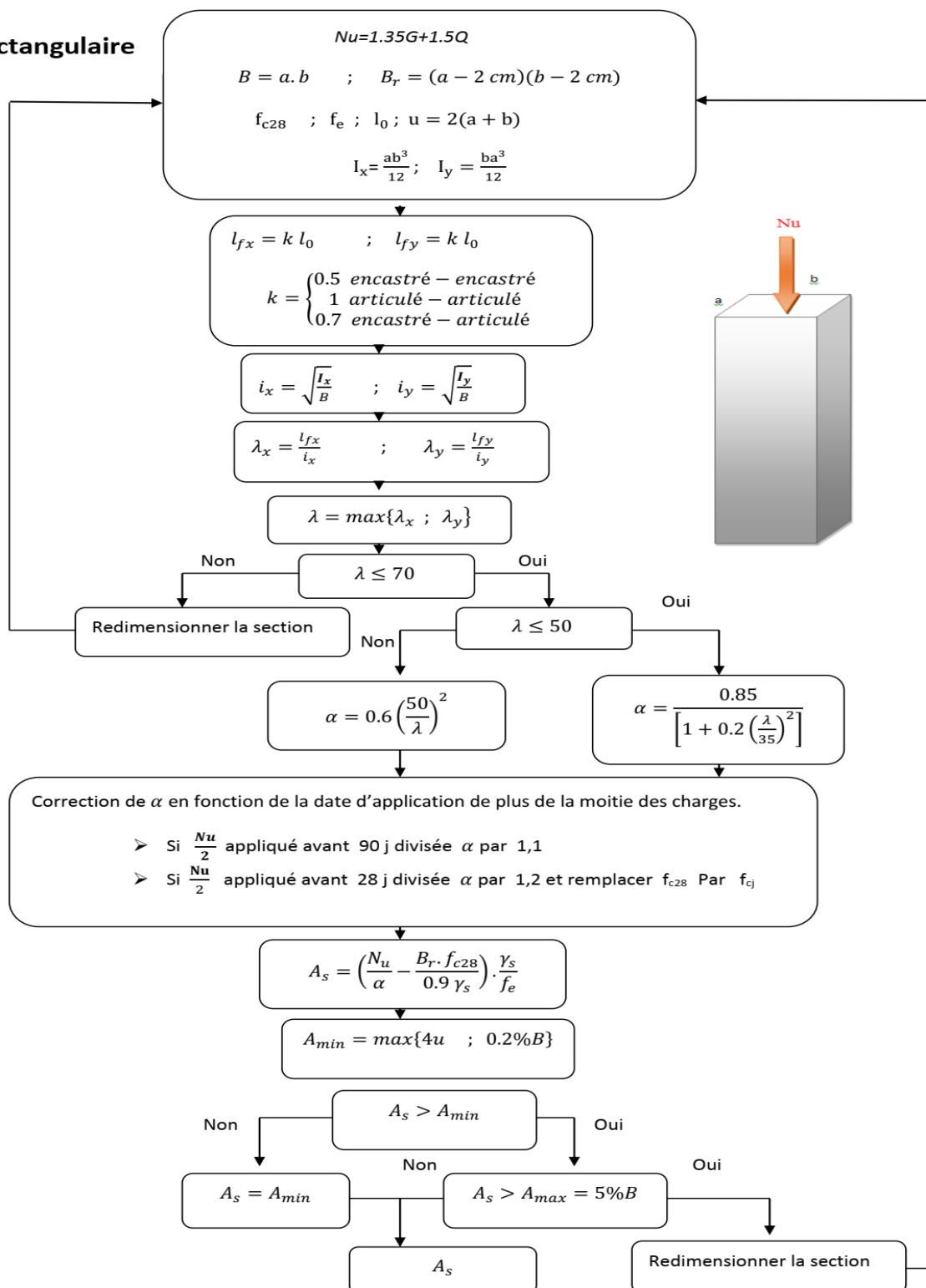
Dalle rectangulaire uniformément chargées articulée sur leur contour.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	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					

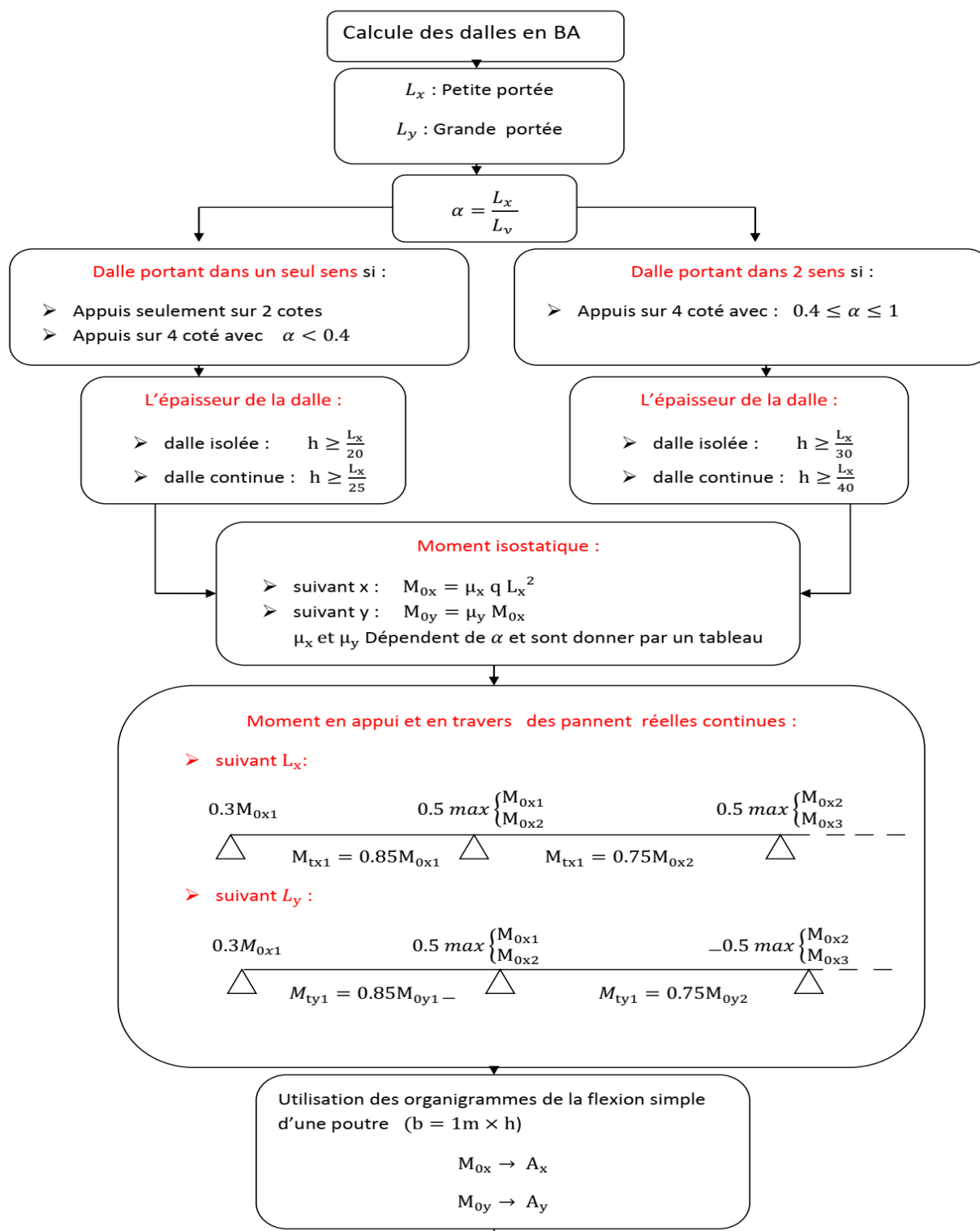
Annexe 04

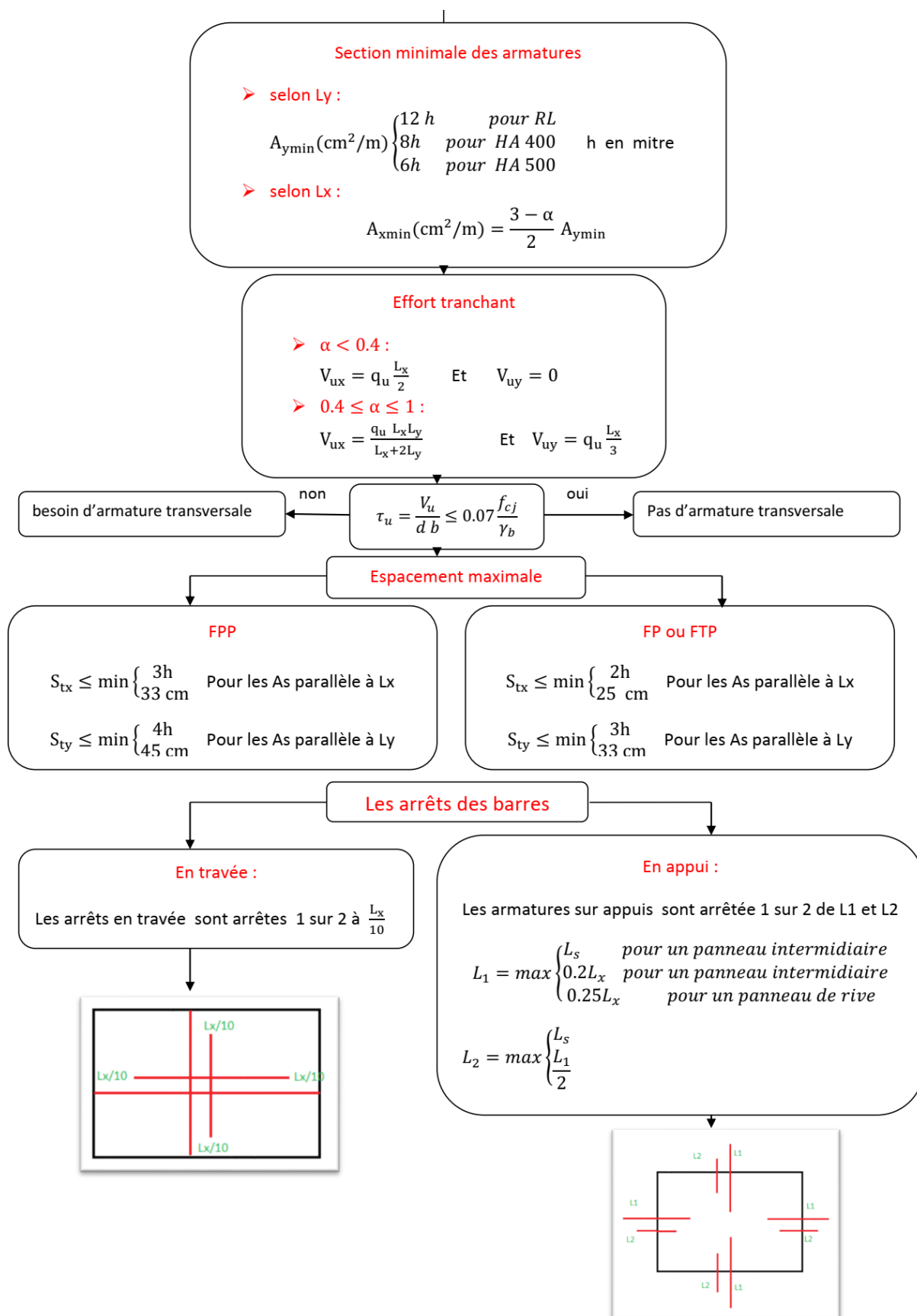
Compression simple

Poteau rectangulaire



Annexe 05





Annexe 06

Exemple de modélisation sur ETABS version 9.7.4

a. Introduction :

La simulation numérique dans le domaine du calcul des structures a connu de nombreuses évolutions durant ces dernières années grâce au progrès du calcul scientifique, au développement des ordinateurs et à leur croissance tant dans leur vitesse de traitement que dans la qualité d'informations gérées. On dispose actuellement d'une large gamme de logiciels supportés par des outils informatiques, qui constituent des alliés précieux pour le calcul et la conception optimale des structures dans le respect des réglementations techniques et normes de la construction, parmi ces logiciels le code de calcul ETABS est utilisé pour l'aide à la conception des structures de bâtiments.

b. Les méthodes d'analyses appliquées :

On a deux méthodes d'analyse statique sont connues : la méthode linéaire et la méthode non linéaire. Il est de même pour l'analyse dynamique. Les méthodes d'analyse linéaires sont assurées par la version **ETABS Plus**, cependant l'autre version d'ETABS désignée par **ETABS Nonlinear** assure les deux types d'analyse linéaire et non linéaire.

Dans le présent mémoire nous allons analyser la seconde version d'ETABS

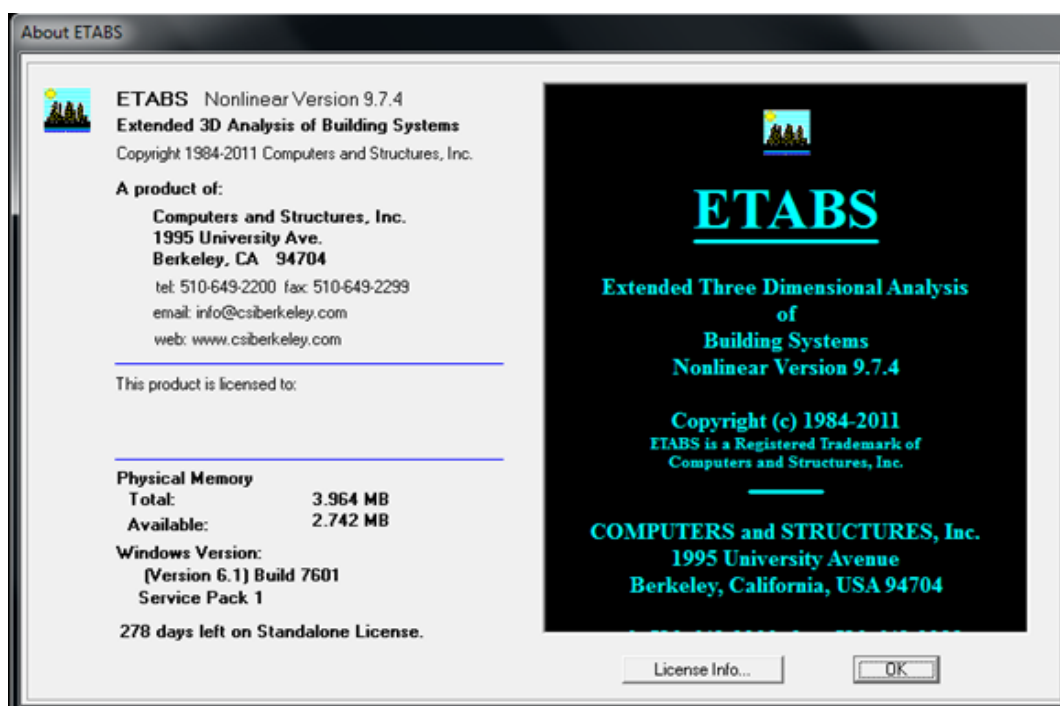


Figure 1: Désignation du logiciel ETABS non linéaire version 9.7.4, à l'aide de L'option « help → about ETABS »

c. Système de coordonnées :

ETABS est basé sur une formulation en éléments finis avec des fonctions destinées à la conception de bâtiments. Pour définir une structure et son système de chargement, deux types de coordonnées sont utilisés :

1. **Le système global :** Ce système est défini par les axes : X, Y et Z ; il peut être choisi comme le souhaite l'utilisateur. Le système global est utilisé pour définir les coordonnées des nœuds et pour donner la direction des charges.
2. **Le système local :** Ce système est défini par les axes 1, 2 et 3, il est spécifique à chaque élément. Il est utilisé pour la définition des charges locales et pour l'interprétation des efforts, et par conséquent l'interprétation des résultats.

d. Unités :

ETABS travaille avec quatre paramètres de base : la force, la longueur, la température et le temps. Le programme offre plusieurs ensembles d'unités correspondant aux paramètres : force, longueur et température au choix ; tels que « **Kip, in, F** » ou « **N, mm, C** ». Le temps est toujours mesuré en secondes.

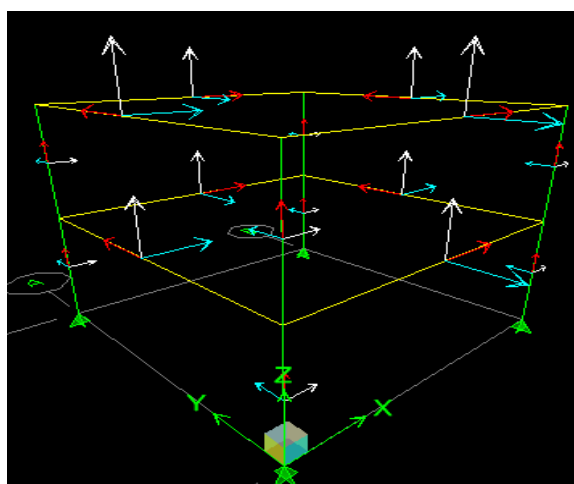


Figure 2 : repère global et repères locaux d'unités



Figure 3 : systèmes

e. MENUS D'ETABS :

L'exécution de notre logiciel commence par la rencontre avec un menu principal (Main menu), il est défini par la **Figure 4**.

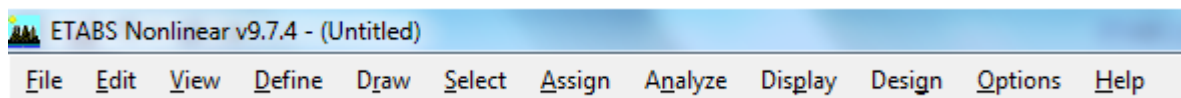


Figure 4: Menu principal d'ETABS

f. MENU « File » :

Pour des traitements sur les fichiers, soit qu'on crée un nouveau fichier (new file) ou bien on travaille sur un ancien fichier, alors on va l'appeler en tapant sur l'option (open).

L'utilisateur peut à tout moment sauvegarder son travail il opte pour (Save) ou (Save as) il peut importer (import) des informations contenues dans un fichier externe ou les exporter (export).

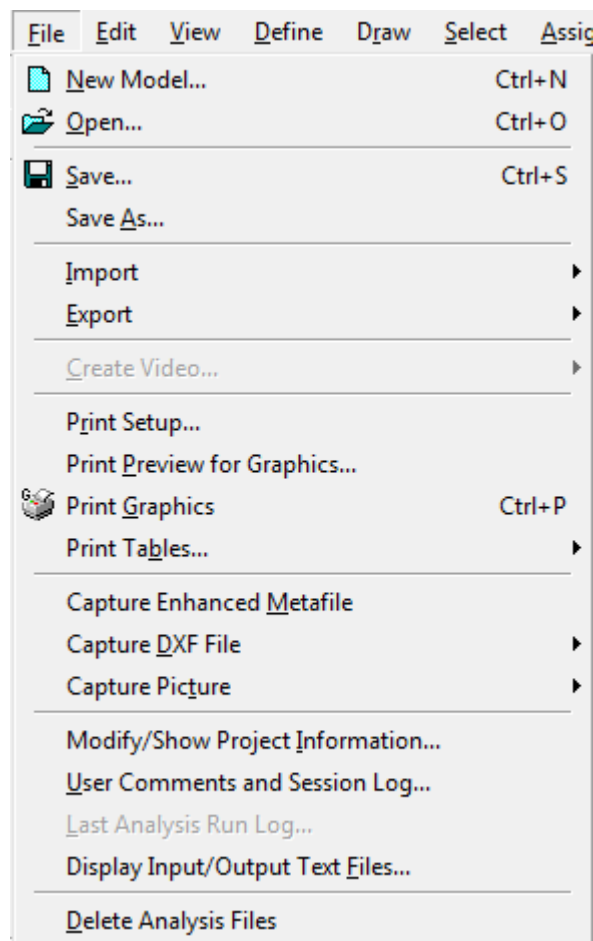



Figure 5 : Menu File

g. L'option New Model de définition d'un nouveau modèle

En tapant sur l'icône  ci-contre le programme permet de saisir les données d'un nouveau projet de structure, qu'on désigne par le terme « Modèle » ; on parle aussi de la phase de modélisation.

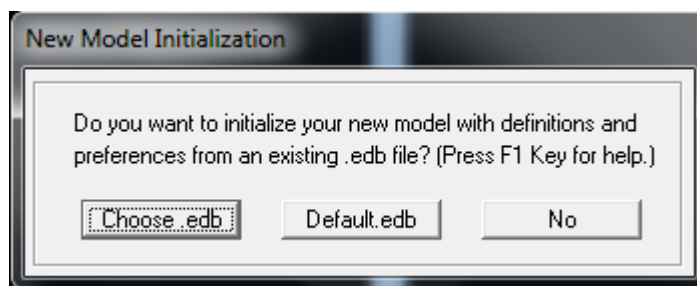


Figure 6 : Initialisation du modèle

Trois choix sont disponibles :

1-

Il permet l'obtention d'un fichier (.edb) précédant; l'avantage ici est d'avoir les mêmes définitions des matériaux précédents et les mêmes cas de charge.

2-

Création d'un nouveau fichier par défaut pour saisir les données d'un nouveau modèle.

3-

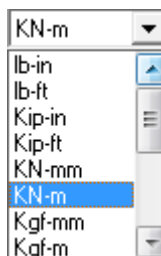
Création d'un nouveau fichier ETABS vide avec l'extension (.edb)

Dans cette annexe nous appliquons notre exemple d'étude de structure à l'aide du logiciel ETABS **V 9.7.4** et analyse de sa compatibilité avec les **DTR** algériens. Nous visons la maîtrise d'un logiciel, d'analyse et de dimensionnement des structures de bâtiments, très connu à travers le monde parmi les universitaires et les praticiens du génie civil.



On outre, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par **ETABS** nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation au centre universitaire de Tissemsilt, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

Pour réaliser ces objectifs, Nous devons suivre les étapes suivantes :

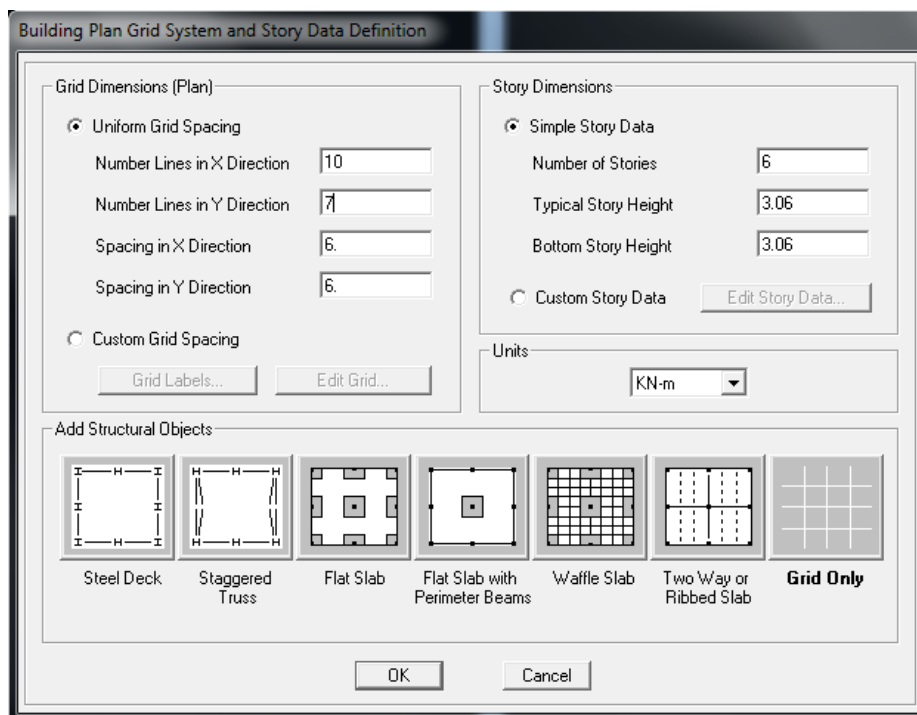
- **Etape 1 :** le choix de l'unité



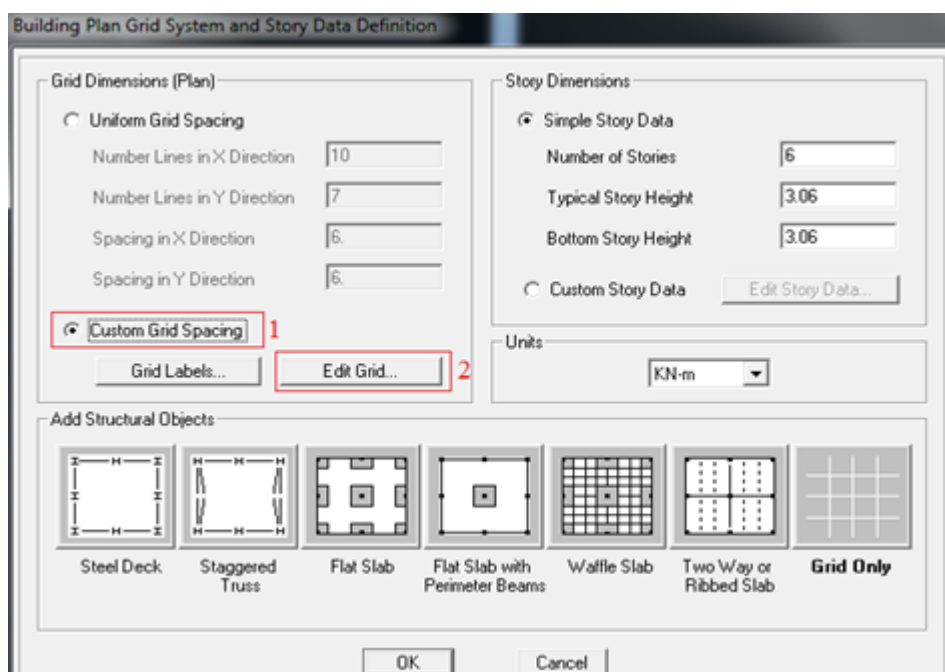
- **Etape 2 :**

En tapant sur l'icône  ci-contre le programme permet de saisir les données d'un nouveau Projet de structure, puis en tapant sur l'icône 

- **Etape 3 :** renseigner les données de notre structure

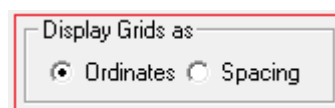


- **Etape 3.1:** custom grid spacing → edit grid



- **Etape 3.2** : Cette fenêtre nous permet de remplir les distances entre les axes X et Y

Nous pouvons utiliser l'option **Ordinates** pour remplir les distances ascendantes avec commençant par zéro dans le premier champ



Ou bien utiliser l'option **Spacing** pour remplir directement les distances entre les axes

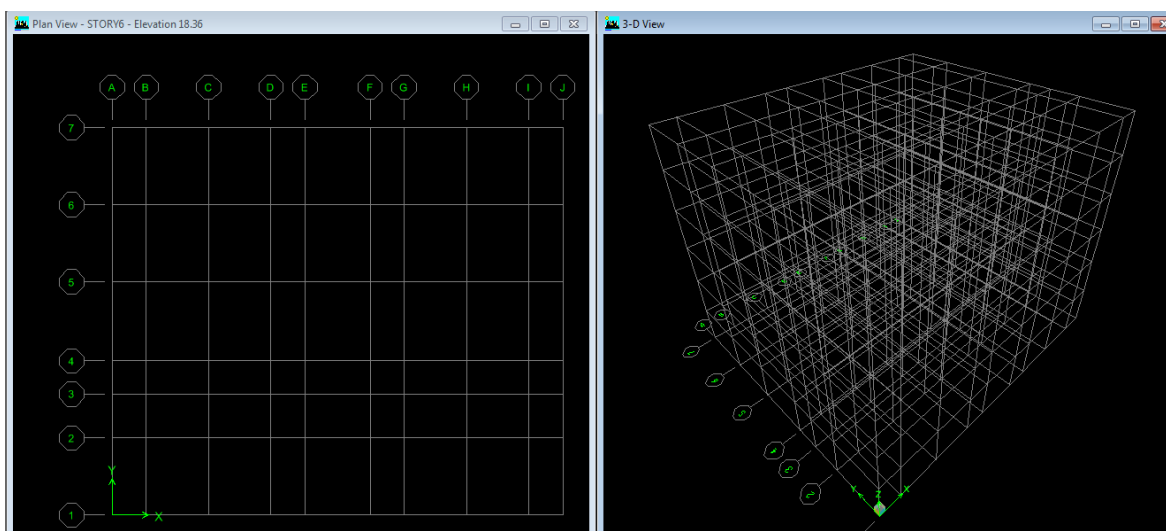
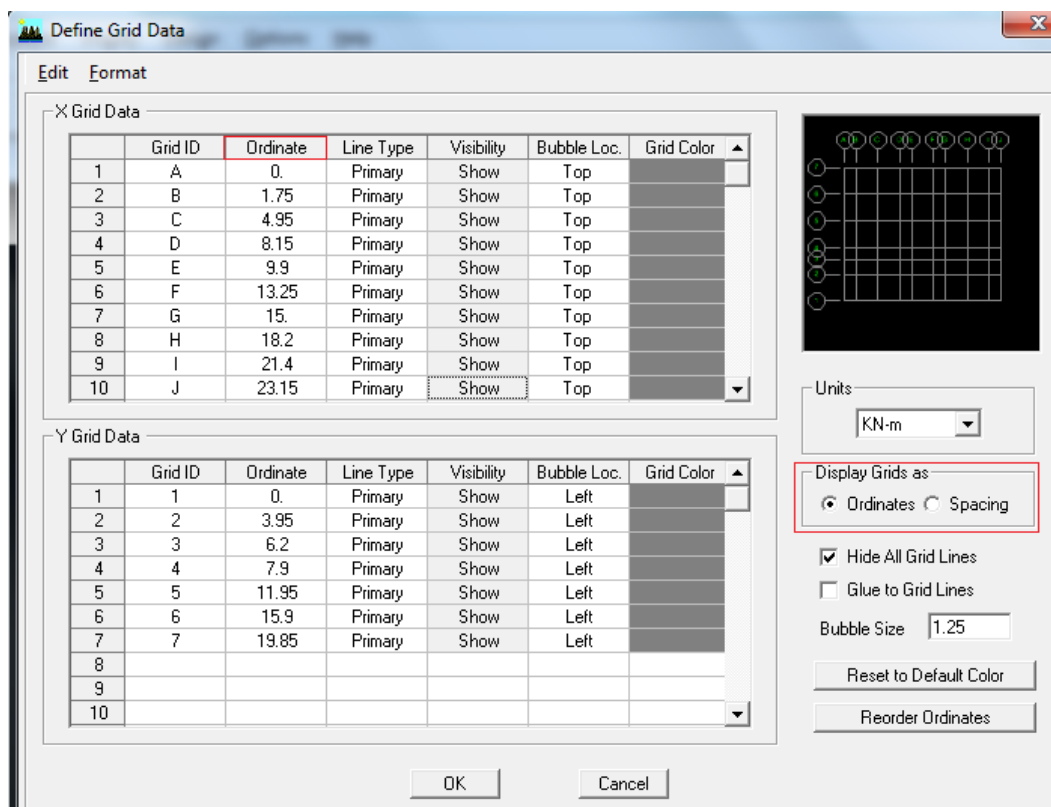
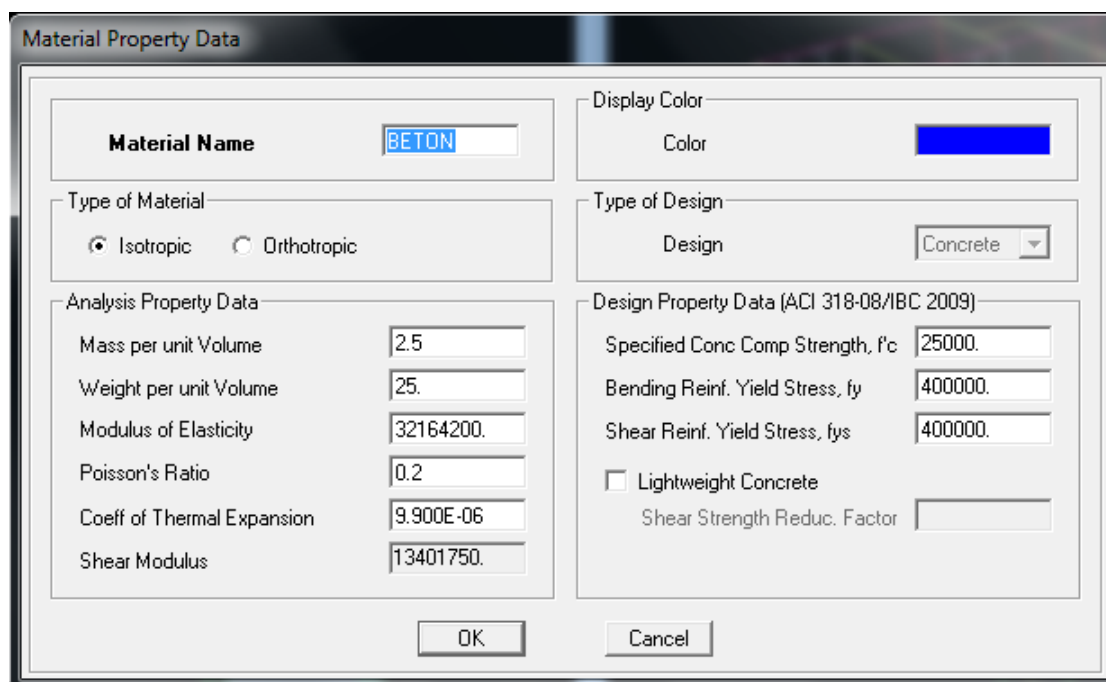


Figure 7 : Ces fenetres représente les axes de model

- **Etape 4:** Define → Materials properties → add new materials

Permet de définir le matériau utilisé et ces différentes propriétés :

1. CONC (béton).
2. STEEL (acier).
3. OTHER (autre).



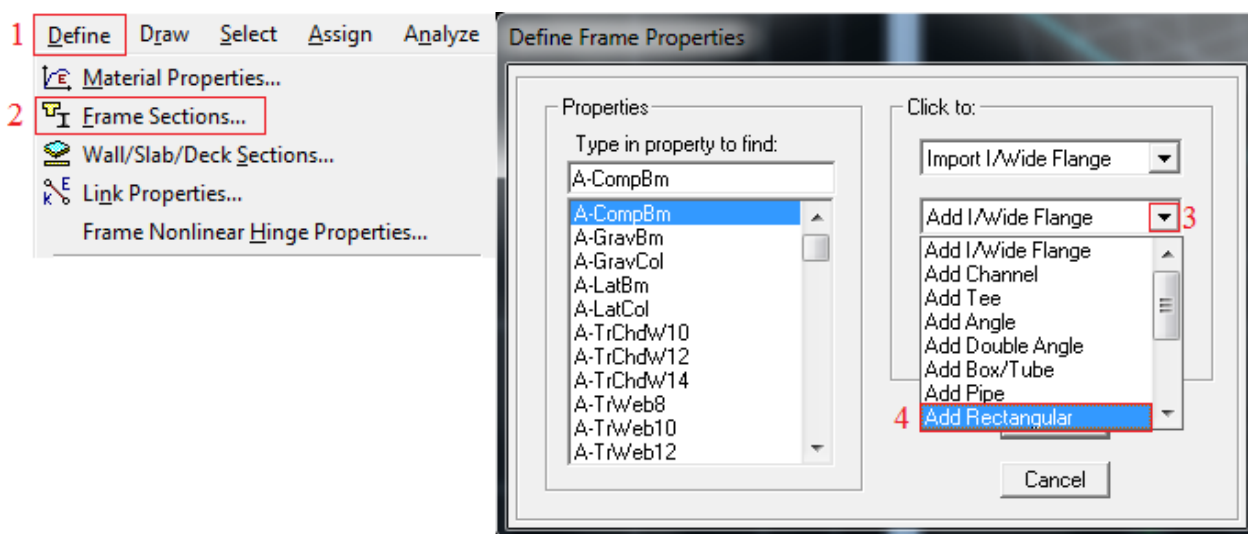
The image shows a 'Material Property Data' dialog box. It is divided into several sections:

- Material Name:** A text field containing 'BETON'.
- Display Color:** A color selection area with a blue swatch.
- Type of Material:** Radio buttons for 'Isotropic' (selected) and 'Orthotropic'.
- Type of Design:** A dropdown menu set to 'Concrete'.
- Analysis Property Data:** A list of numerical input fields:
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Design Property Data (ACI 318-08/IBC 2009):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)

Buttons for 'OK' and 'Cancel' are at the bottom.

- **Etape 5:** Define → frames sections → add rectangulaire (poteau 40x40/35x35/30x30)
→renforcement

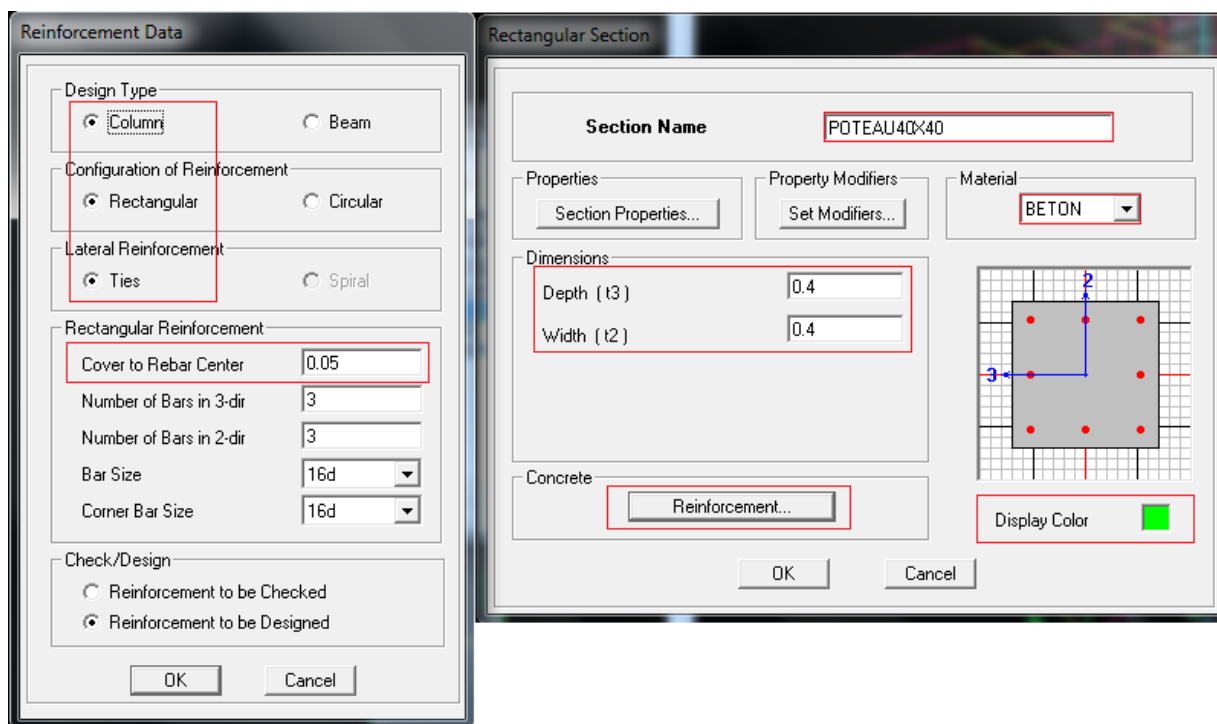
Pour saisir les dimensions des sections des éléments et matériel utilisé, ainsi pour définir la nature d'éléments (**poteau ; poutre**).



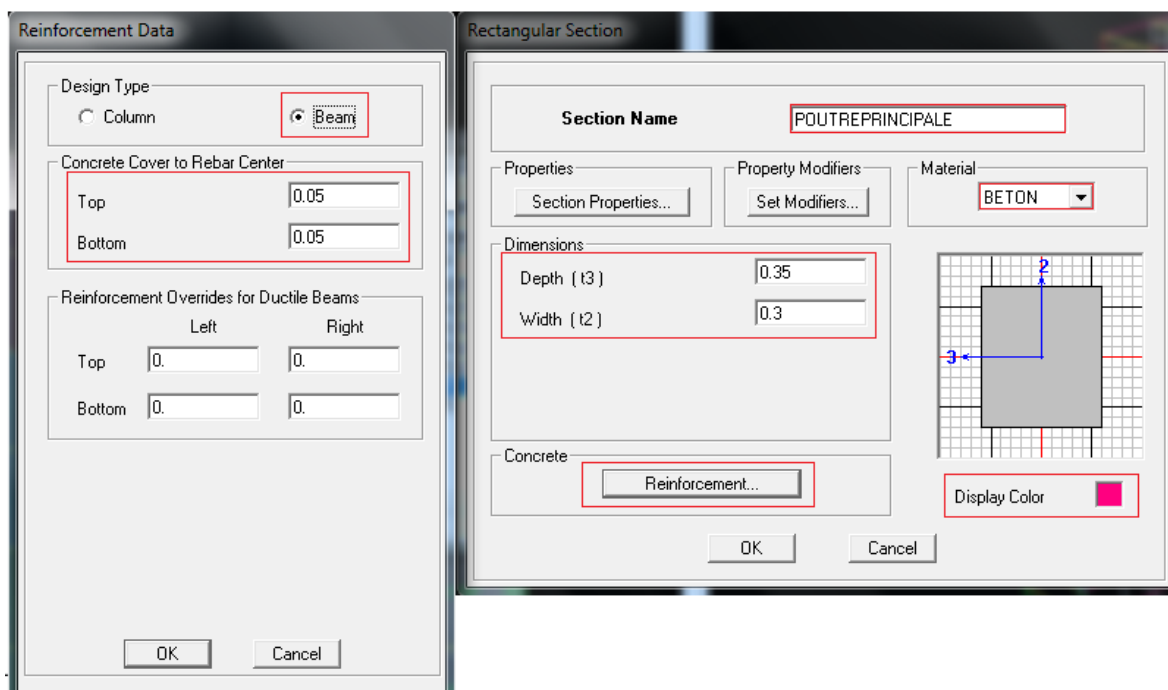
The image shows a software menu and a 'Define Frame Properties' dialog box. The menu on the left has 'Define' highlighted with a red box and '1' next to it. Below it, 'Frame Sections...' is also highlighted with a red box and '2' next to it. The dialog box on the right is titled 'Define Frame Properties' and contains:

- Properties:** A list box with 'A-CompBm' selected. Other items include A-GravBm, A-GravCol, A-LatBm, A-LatCol, A-TrChdw10, A-TrChdw12, A-TrChdw14, A-TrWeb8, A-TrWeb10, and A-TrWeb12.
- Click to:** A dropdown menu with 'Import I/Wide Flange' selected. Below it, 'Add I/Wide Flange' is highlighted with a red box and '3' next to it. Other options include Add Channel, Add Tee, Add Angle, Add Double Angle, Add Box/Tube, and Add Pipe.
- At the bottom of the 'Click to:' list, 'Add Rectangular' is highlighted with a red box and '4' next to it.
- A 'Cancel' button is at the bottom right.

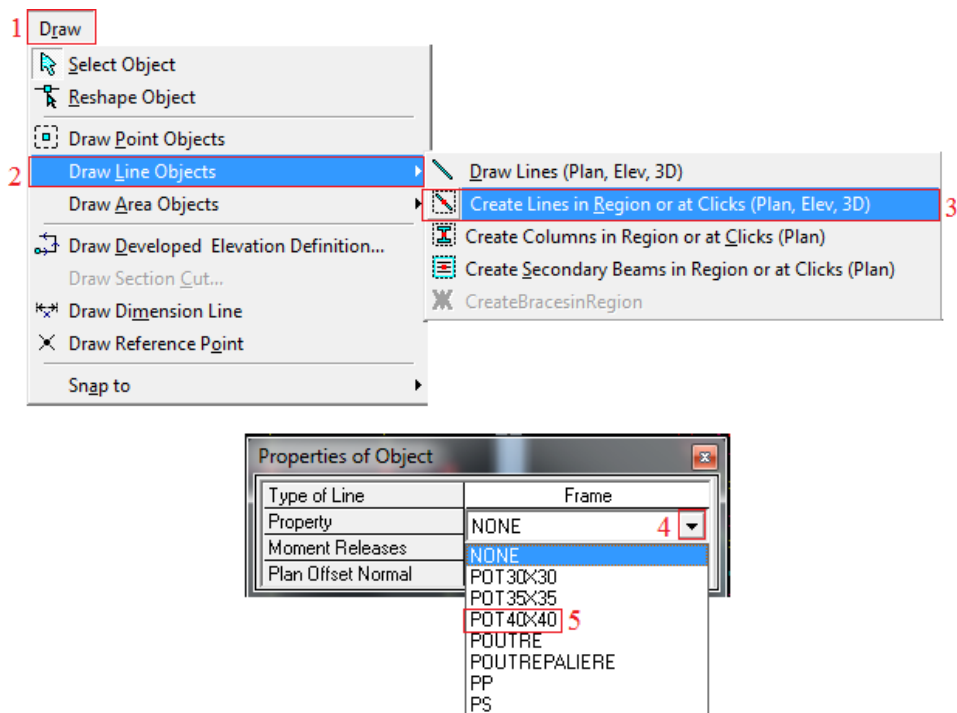
- **Etape 5.1** : exemple : poteau (40x40) : Define →frames sections → add rectangulaire →renforcement



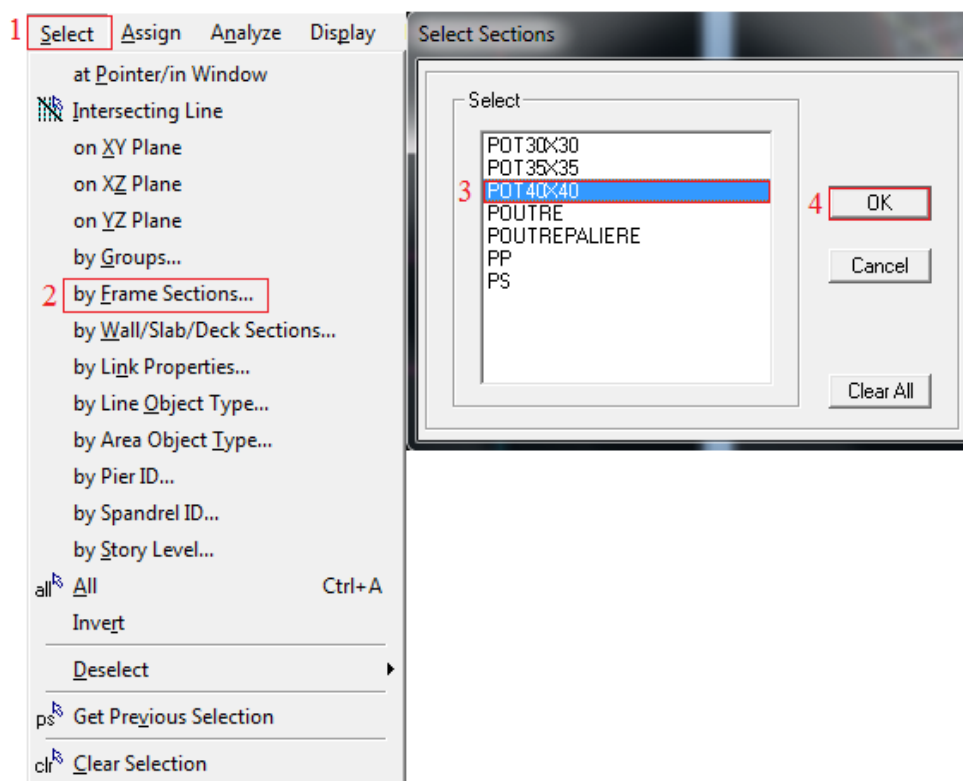
- **Etape 5.2** : exemple : poutre principale (35x30) : Define →frames sections → add rectangulaire →renforcement

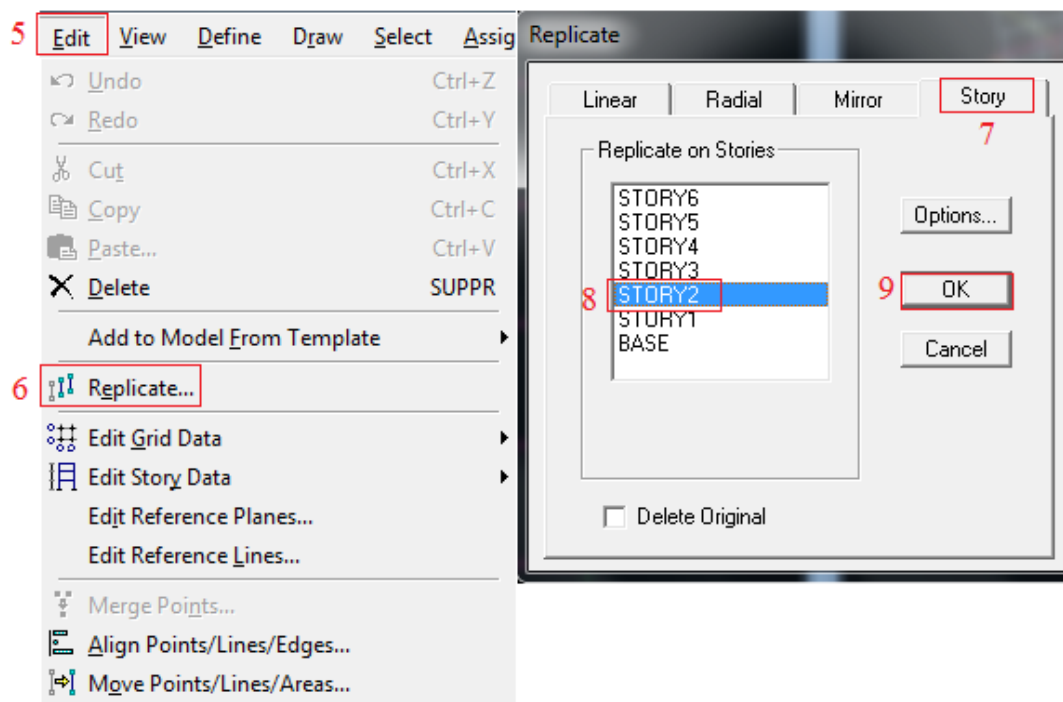


- **Etape 6:** Draw → draw lines object → create lines in region or at clicks (pour dessiner les poteaux) :

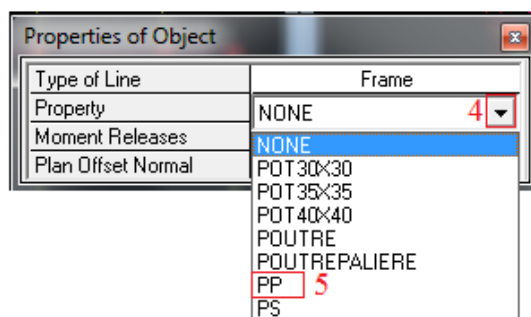
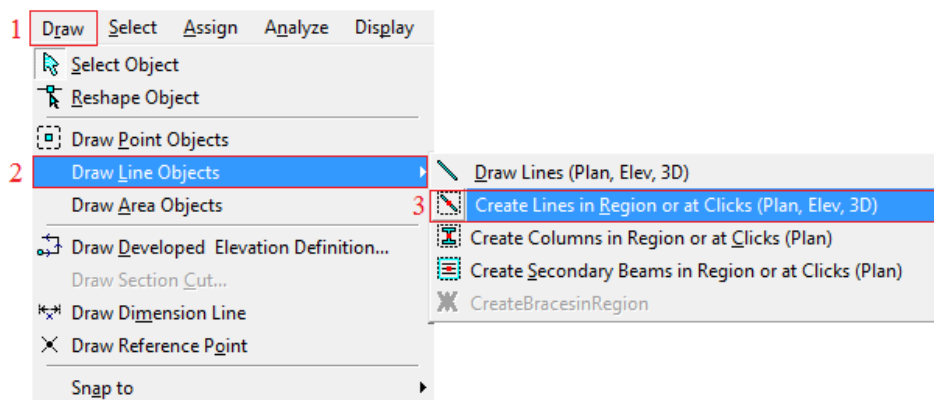


- **Etape 6.1 :** On a dessiné les poteaux de RDC (40x40) : →select →by frame sections → poteau (40x40) →edit → replicate →stories (sélectionnez la 2^{ème} story) →ok

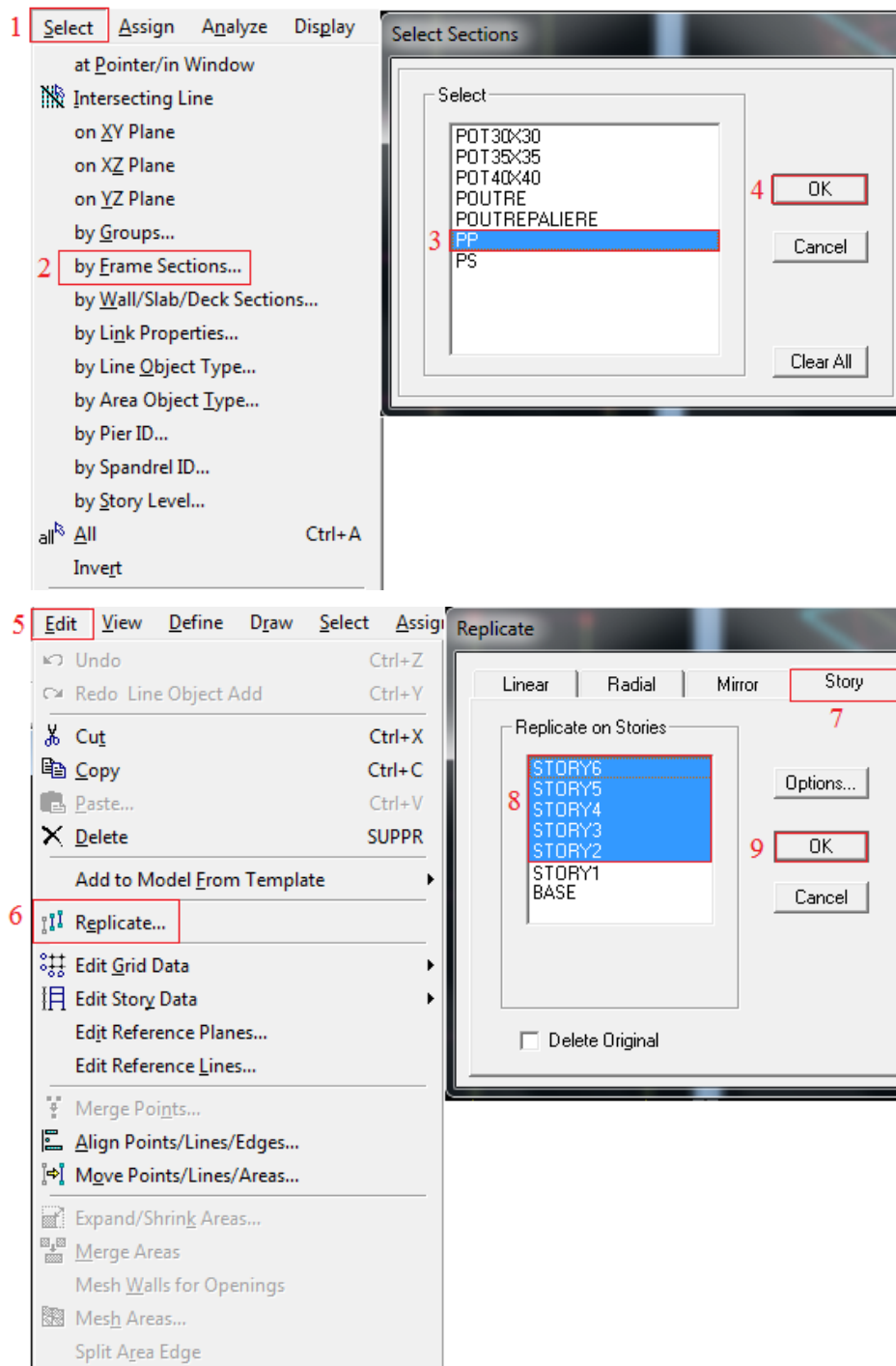




- **Etape 7:** Draw → draw lines object → create lines in region or at clicks (pour dessiner les poutres):



- **Etape 7.1** : On a dessiné les PP de RDC (35x30) →select →by frame sections → PP (35x30) →edit → replicate →stories (sélectionnez tous les étages sauf la base) →ok



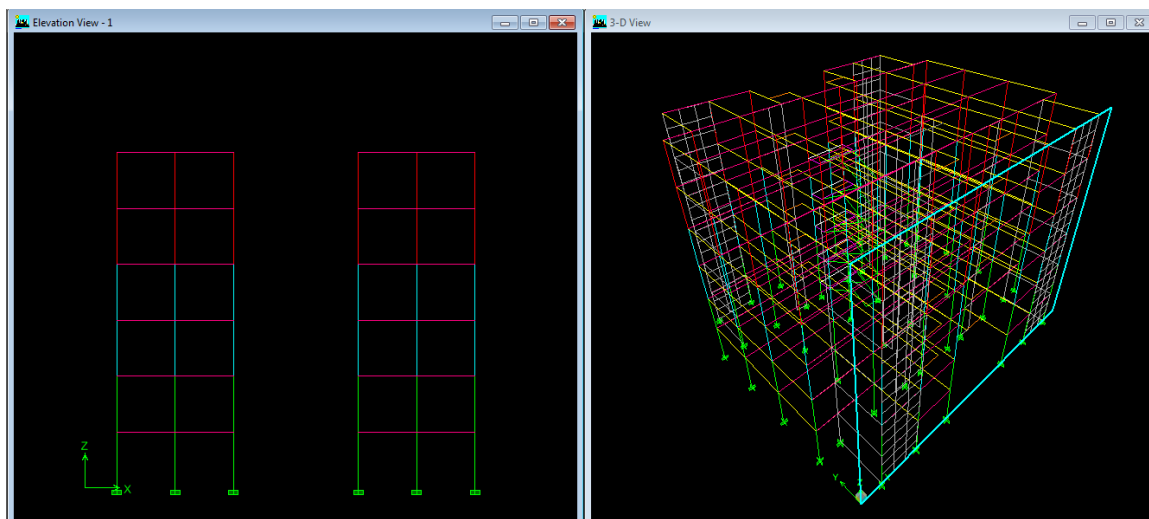


Figure 8 : les poteaux et les poutres de model

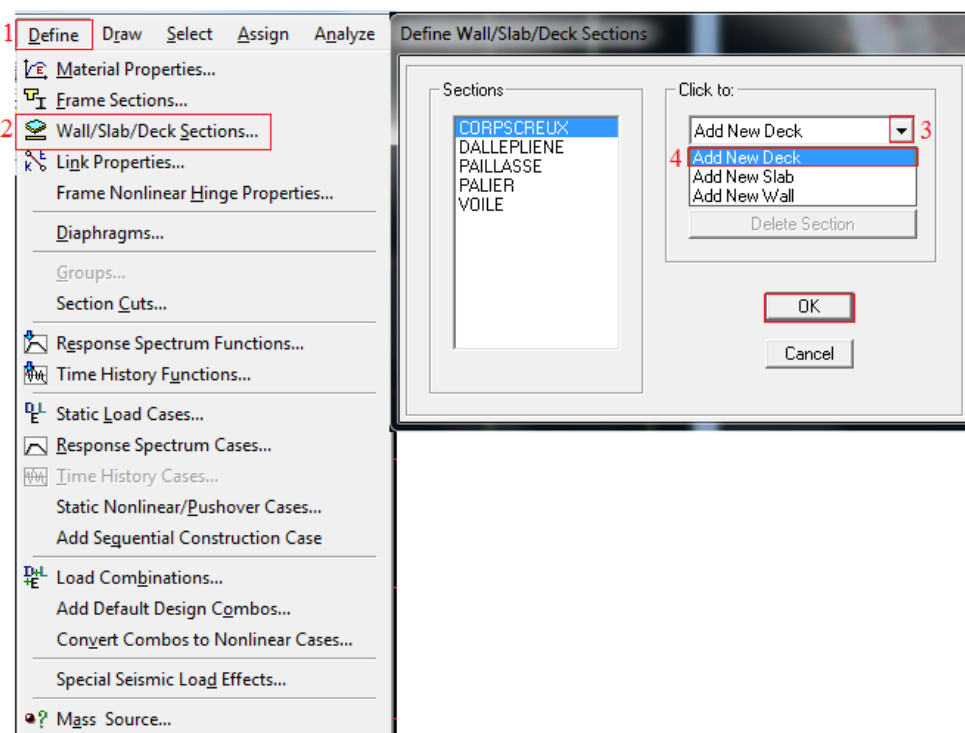
- **Etape 8:** L’option “Wall/Slab/Deck Sections”:

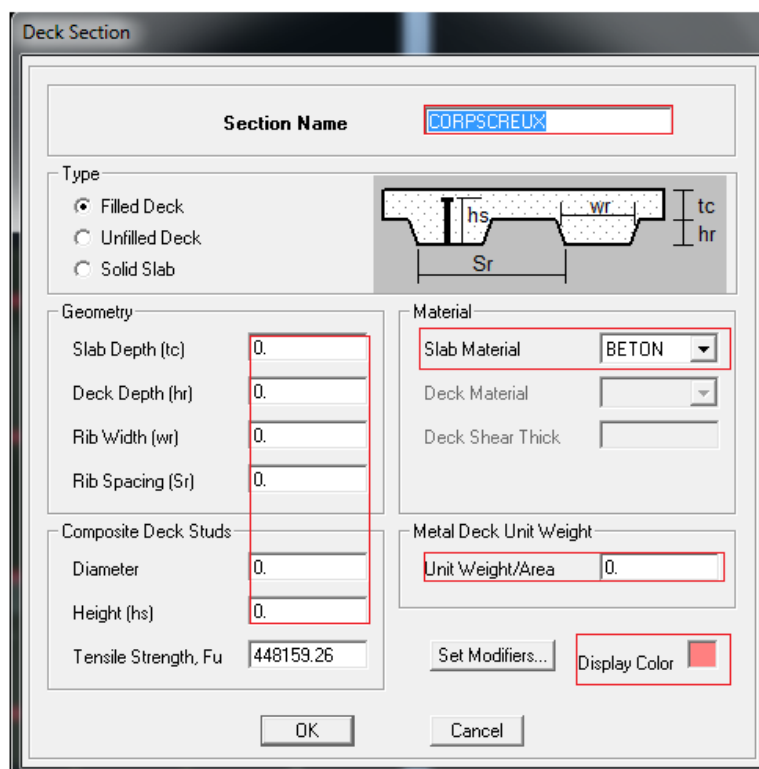
Cette instruction permet la définition **des murs voiles de contreventement** et le choix du type de planchers parmi une liste de types présentée par **ETABS**, cette liste comprend les variantes de planchers suivantes :

Deck : plancher dalle qui travaille dans un seul sens avec bac d’acier nervurés collaborant.

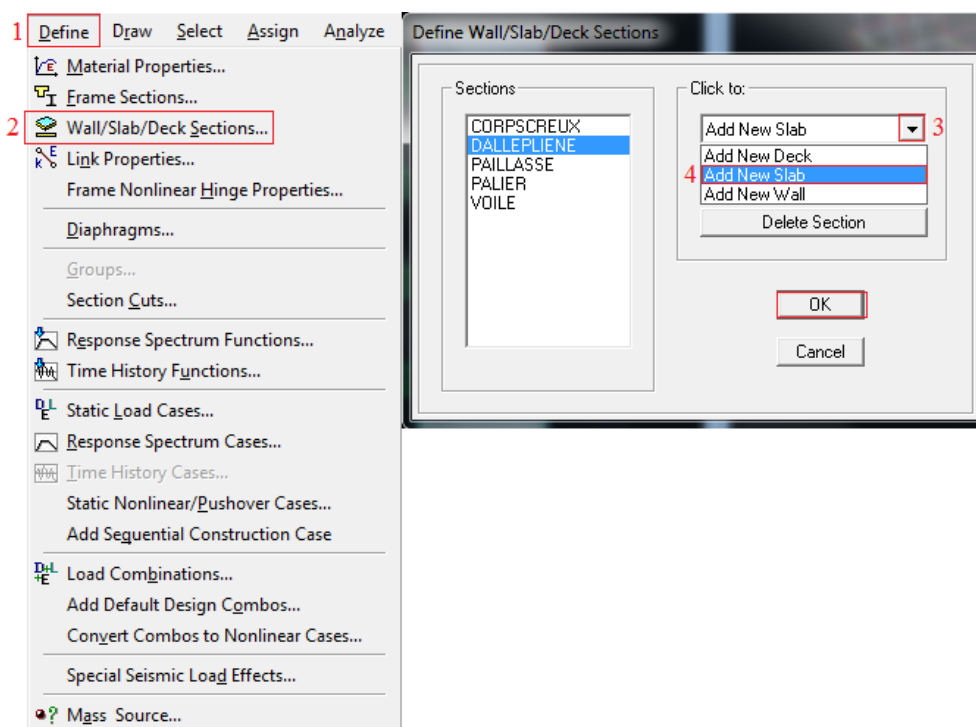
Slab : dalle plane en béton armé ordinaire Travail dans a la double flexion.

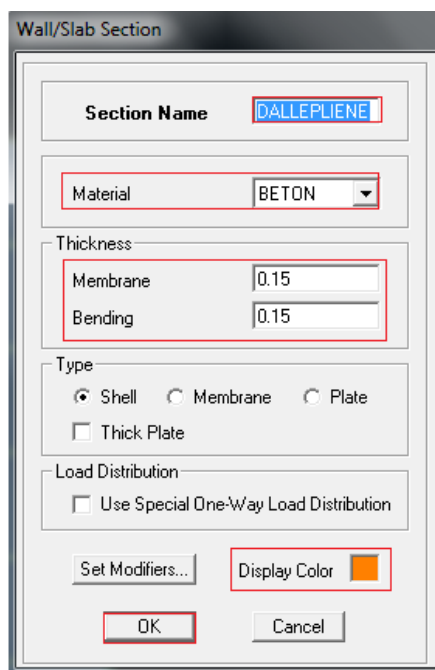
- **Etape 8.1** : Define →wall /slab /deck sections →définition de la dalle corps creux



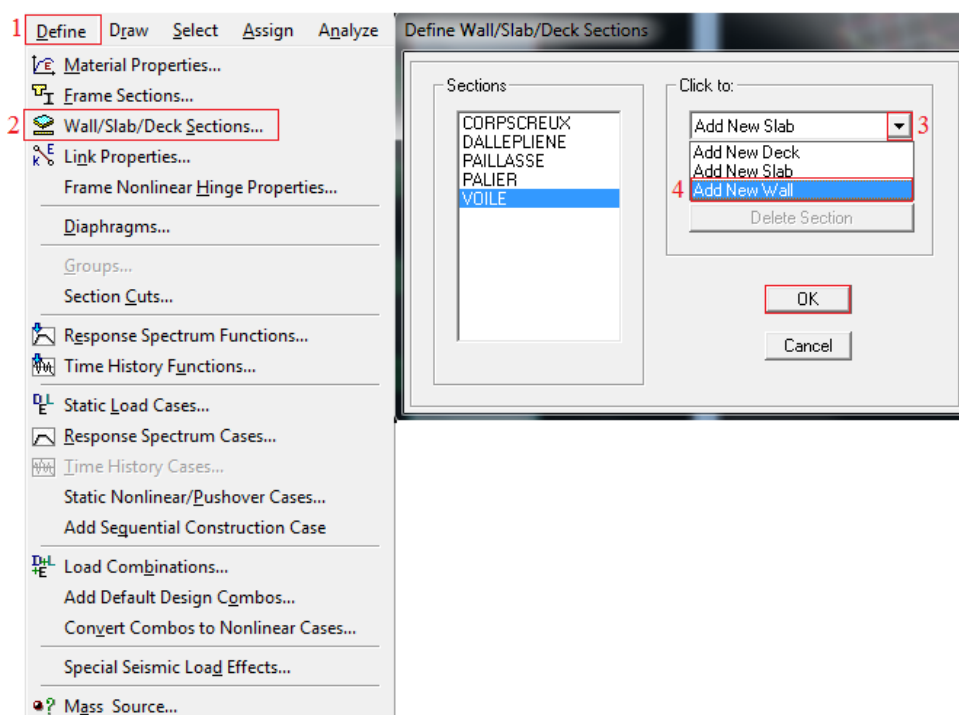


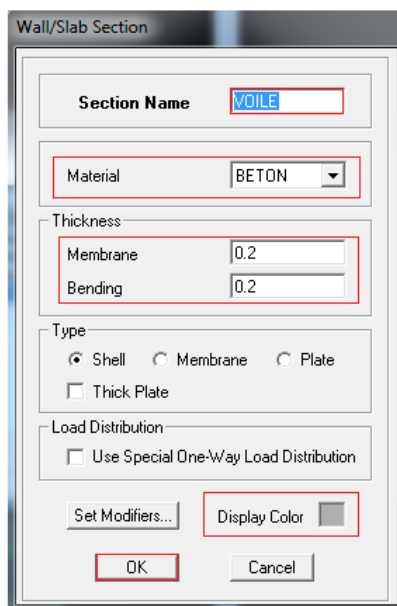
- **Etape 8.2 : Define** → wall /slab /deck sections → définition de la dalle pleine



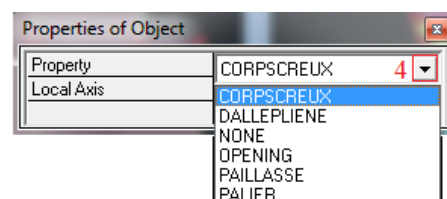
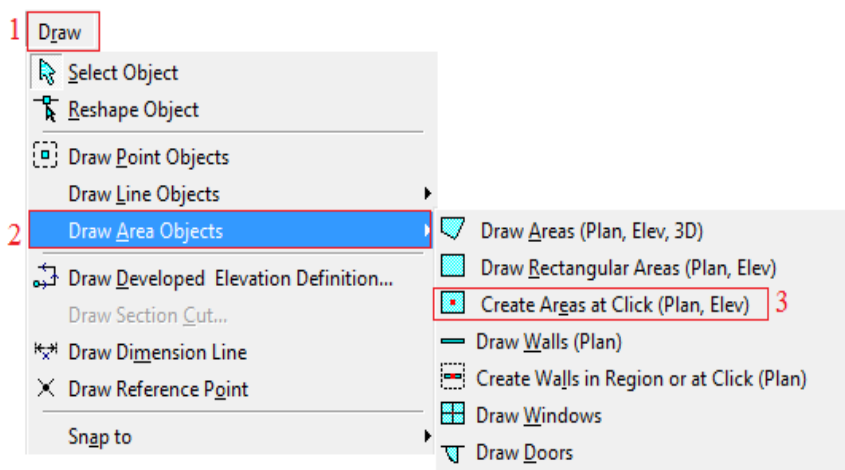


- **Etape 8.3 :** Define → wall /slab /deck sections → définition des voiles





- **Etape 9:** Draw → draw area objects → create areas at clics: pour dessiner la dalle pleine et la dalle corps creux.



- **Etape 9.1:** Draw → draw area objects → create walls in region or at clicks (plan): pour dessiner les voiles.

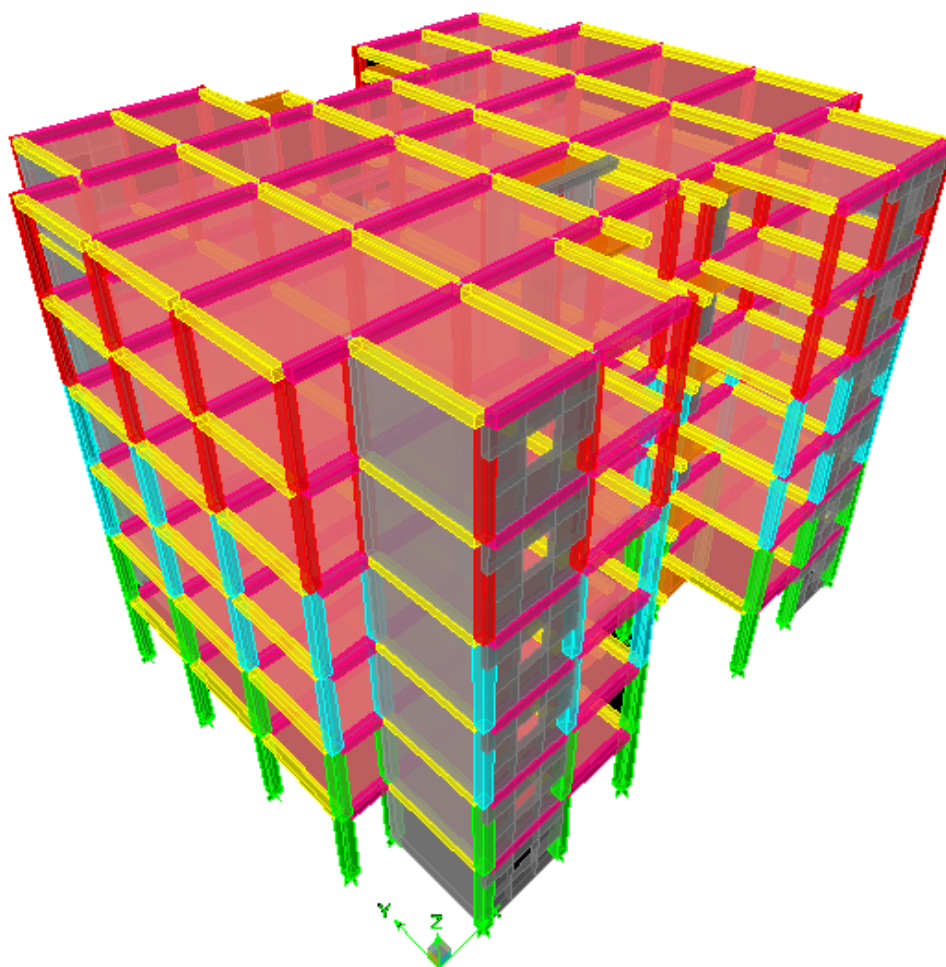
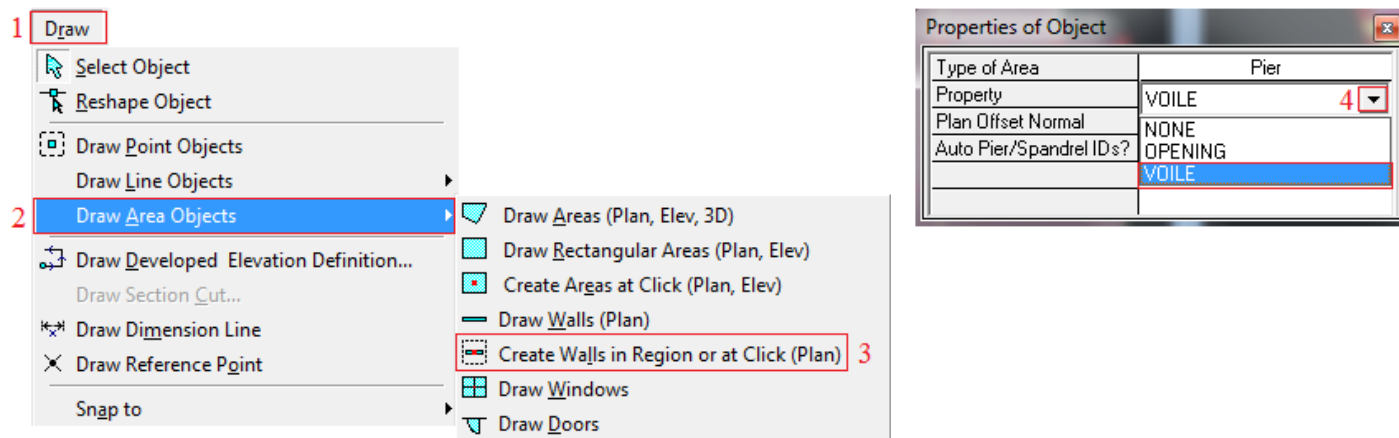
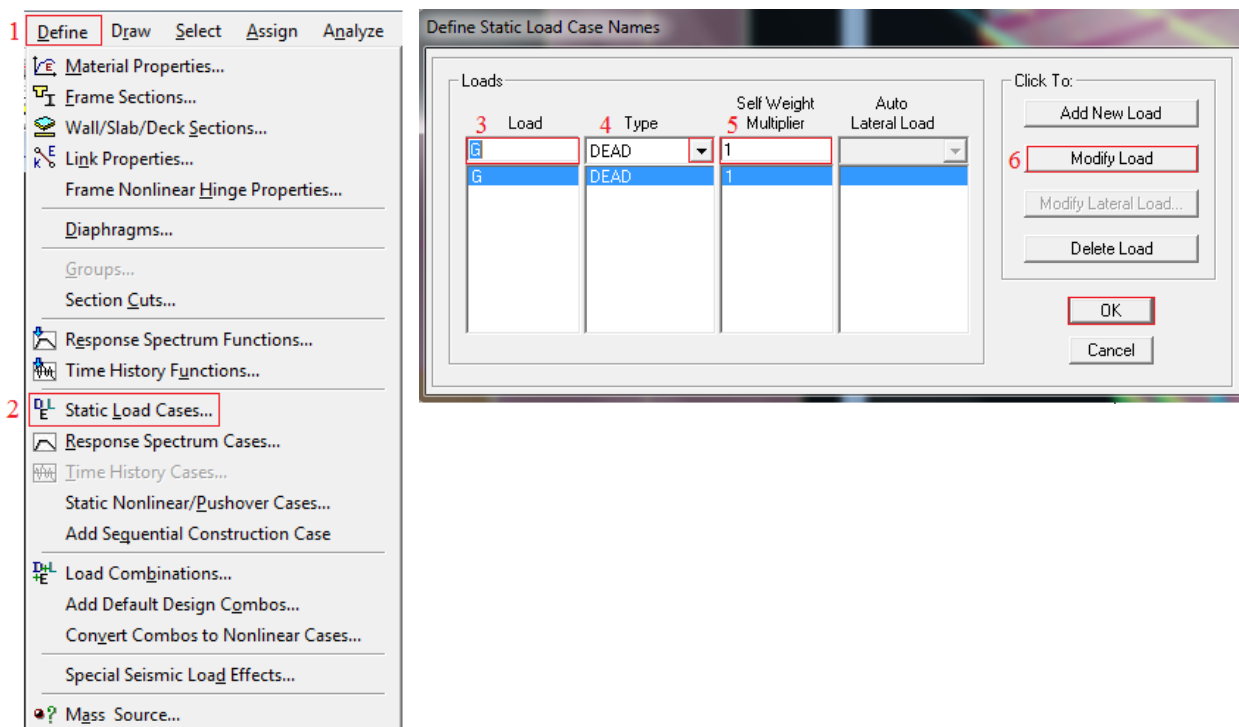
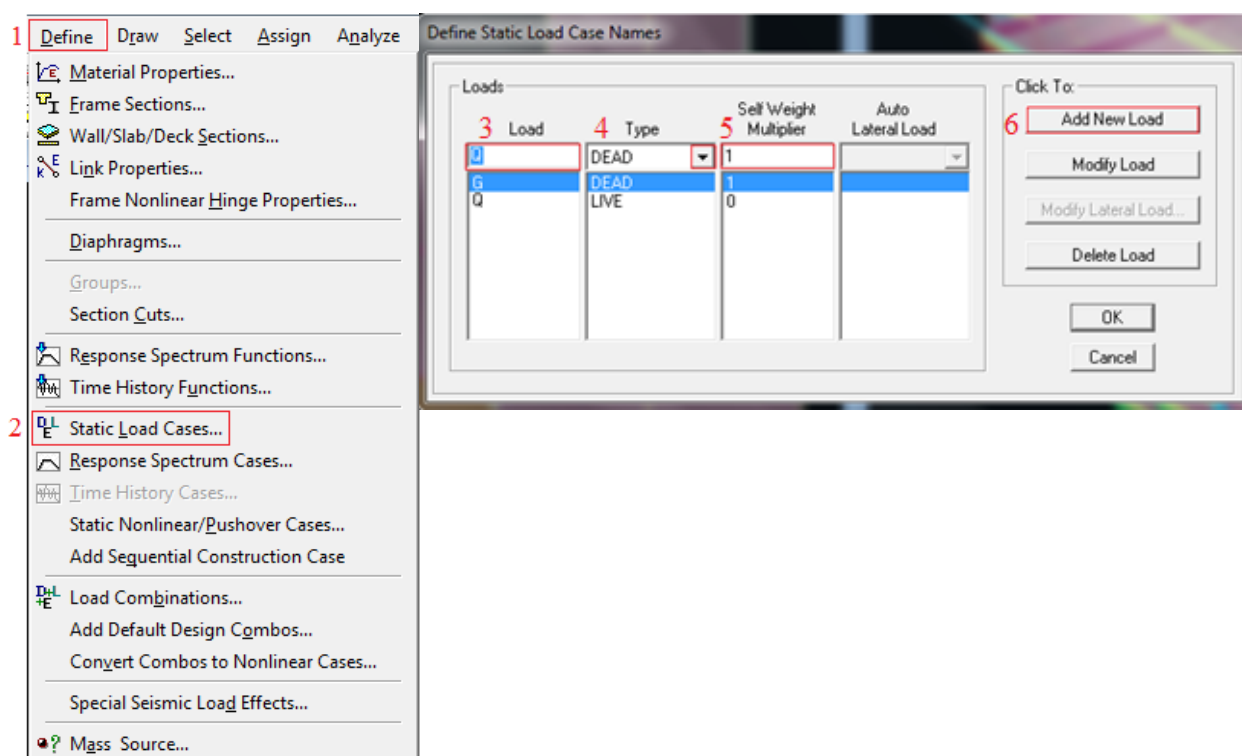


Figure 9 : dessin 3D pour la structure

- **Etape 10:** Define → static load cases → modify load → ok: definition des charges statiques

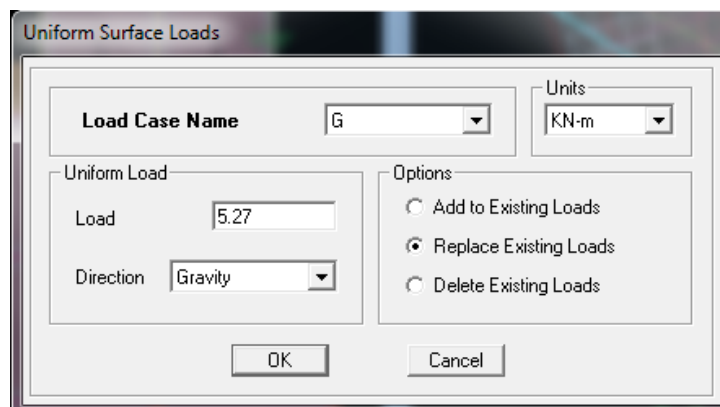


Etape 10.1: Define →static load cases →Add New load→ok



- **Etape11:** Select →by wall/slab/deck section→dalle pleine

Assing→shell/area loads→uniforme→ok



Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 5.27

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

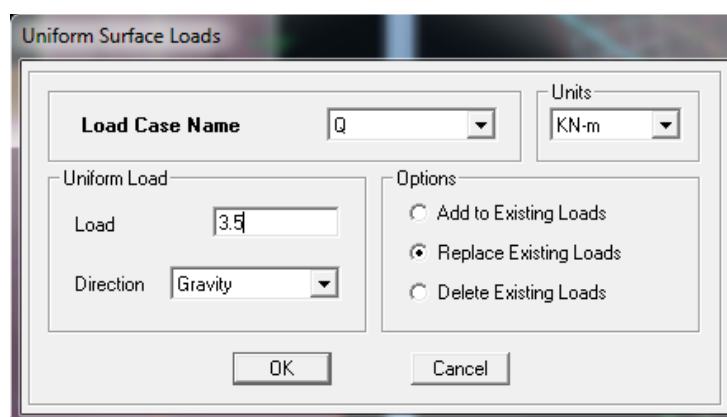
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

- **Etape 11.1:** Icône (Get previous selection)

Assing → shell/area loads → uniforme → ok



Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load

Load: 3.5

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

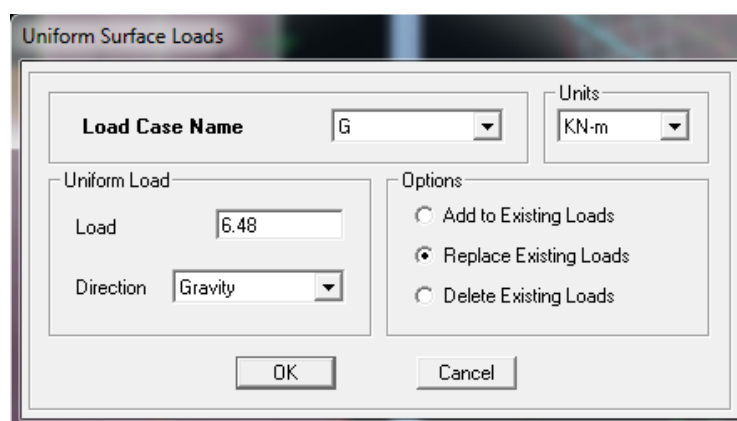
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

- **Etape 12:** Select →by wall/slab/deck section→plancher terasse

Assing→shell/area loads→uniforme→ok



Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 6.48

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

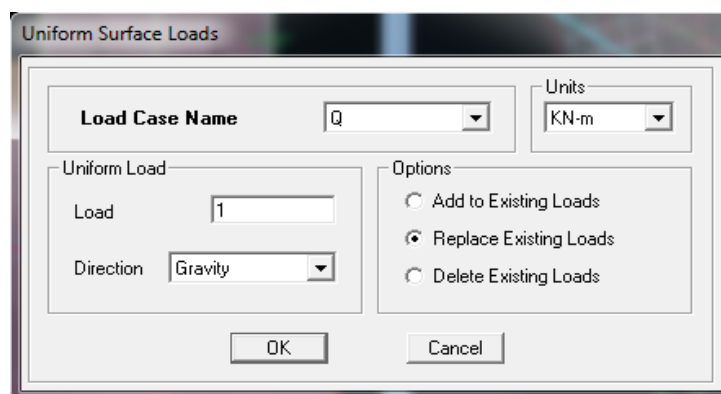
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

- **Etape12.1:** Icône (Get previous selection)

Assing → shell/area loads → uniforme → ok



Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load

Load: 1 Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

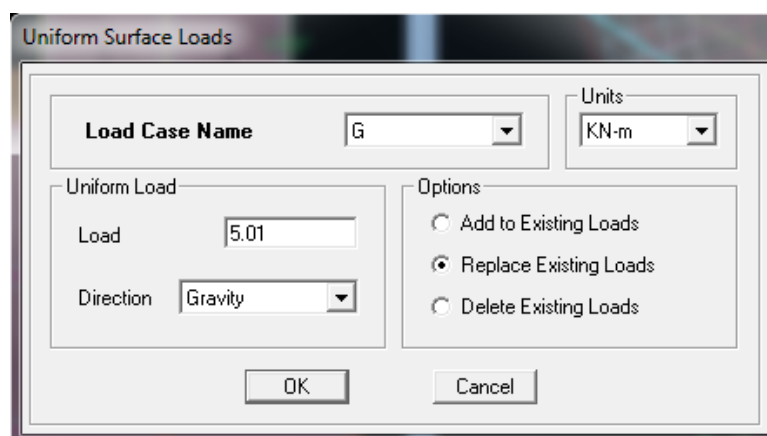
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

- **Etape13:** Select →by wall/slab/deck section→plancher etage courant

Assing→shell/area loads→uniforme→ok



Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 5.01 Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

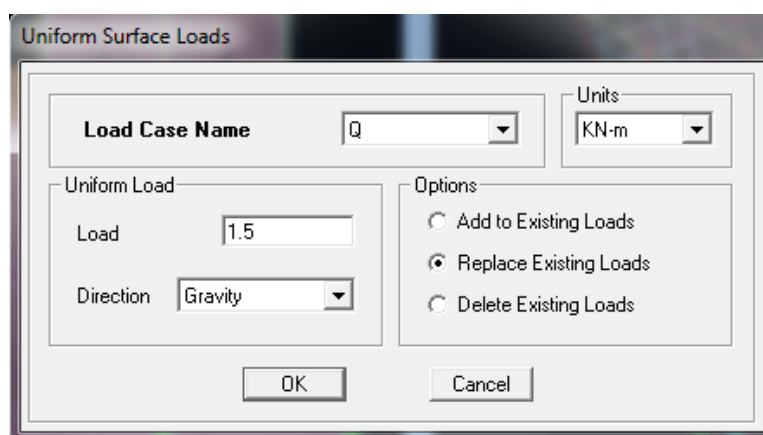
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

- **Etape13.1:** Icône (Get previous selection)

Assing→sell/area loads →uniforme→ok



Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load

Load: 1.5 Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

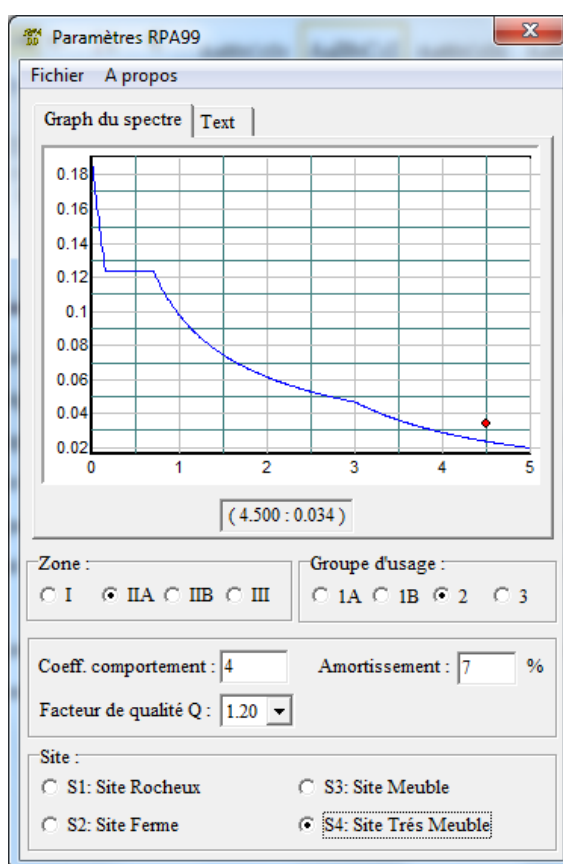
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

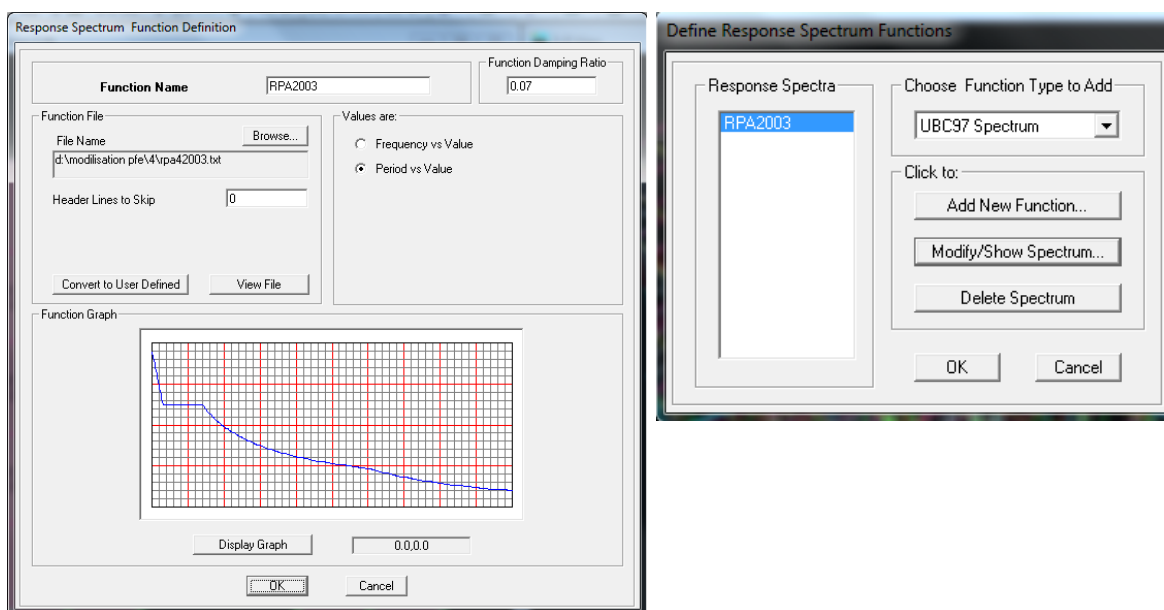
OK Cancel

Pour une étude dynamique sous charge sismique, **ETABS** propose une gamme de spectre de réponse définis dans différentes réglementations nationales à travers le monde, nous notons l'absence de la réglementation parasismique algérienne **RPA** qui est obligatoire pour une étude de structure située en Algérie, ce qui exigera de tout concepteur praticien en Algérie, voulant utiliser **ETABS**, de définir la fonction de spectre de réponse. on peut lire l'option « *Choose Function Type* » qui exprime ce qui a été dit. On peut également définir ou ajouter notre propre fonction de spectre de réponse pour une raison particulière.

- **Etape14** : pour définir et ajouter notre propre fonction de spectre de réponse en tapant sur l'application (**RPA99**) et renseigner nos données de notre structure.



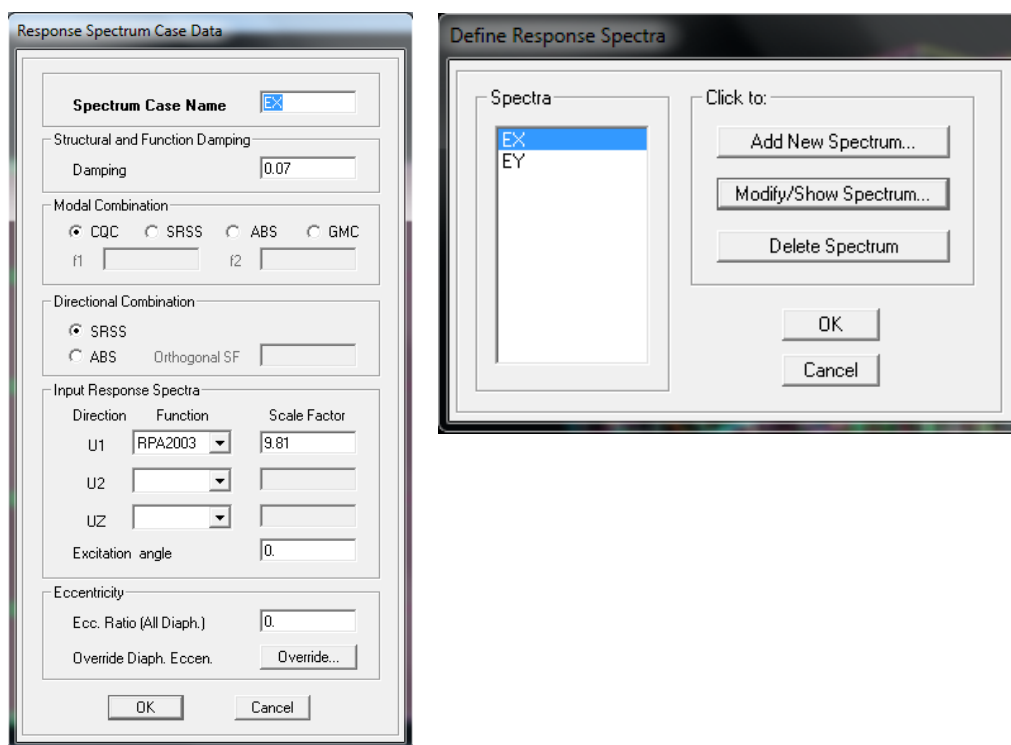
- **Etape14.1:** define → response spectrum function → spectrum from file → add new → function name RPA → brouse fichier RPA2003 → values are (period vs value) →ok → ok



- **Etape 15:** Ajouter chargement dynamique

Define → response spectrum cases → add new spectrum → EX → ok

Define → response spectrum cases → add new spectrum → EY → ok



- **Etape 16** : Ajouter les combinaisons des charges :

Define → loads combinations → ELS → ok → ok

Define → loads combinations → ELU → ok → ok

Define → loads combinations → ELSEX → ok → ok

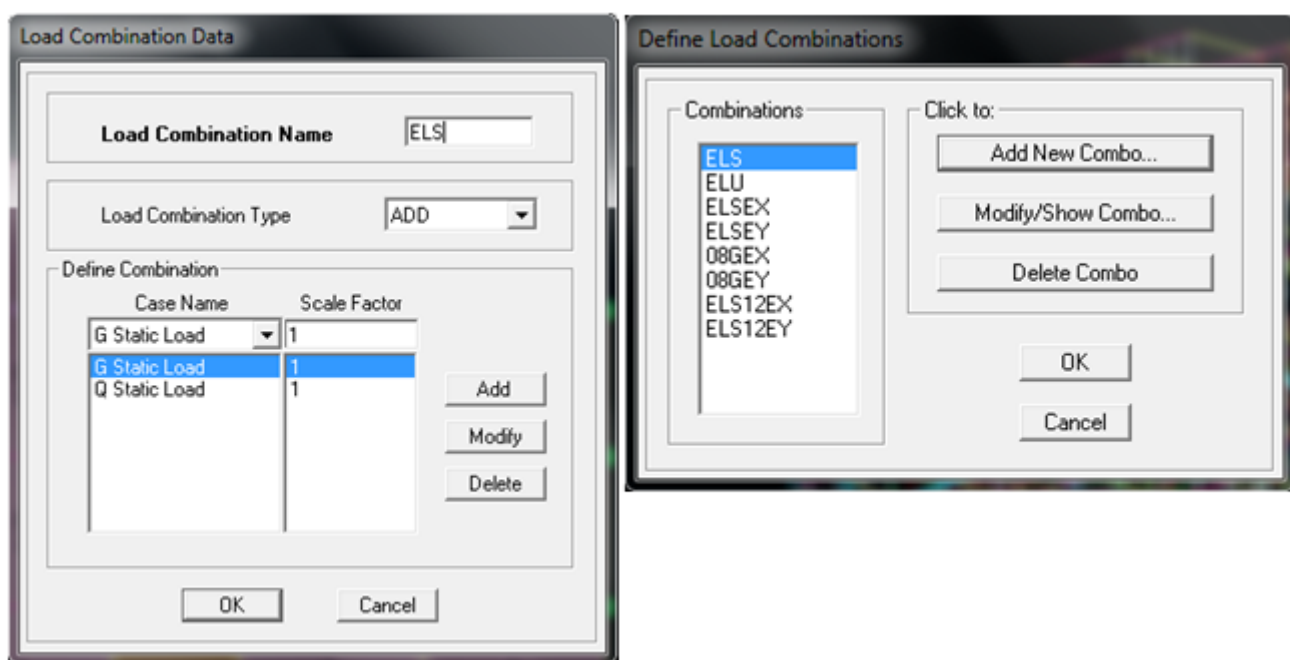
Define → loads combinations → ELSEY → ok → ok

Define → loads combinations → 0.8GEX → ok → ok

Define → loads combinations → 0.8GEY → ok → ok

Define → loads combinations → ELS12EX → ok → ok

Define → loads combinations → ELS12EY → ok → ok



- **Etape 17** : « Restreints » (Conditions aux appuis)

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. Le support articulé est considéré être libéré en rotation, et bloqué en translation. **ETABS** permet aussi de spécifier des constantes de ressort, en translation ou rotation, ce qui permet la

- Définition des appuis élastiques.



Encastrement libre



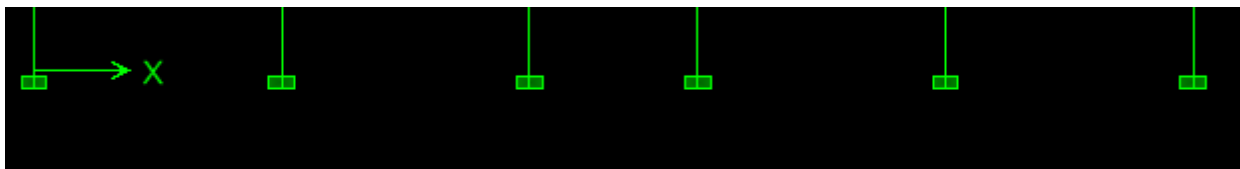
Appui double



Articulation

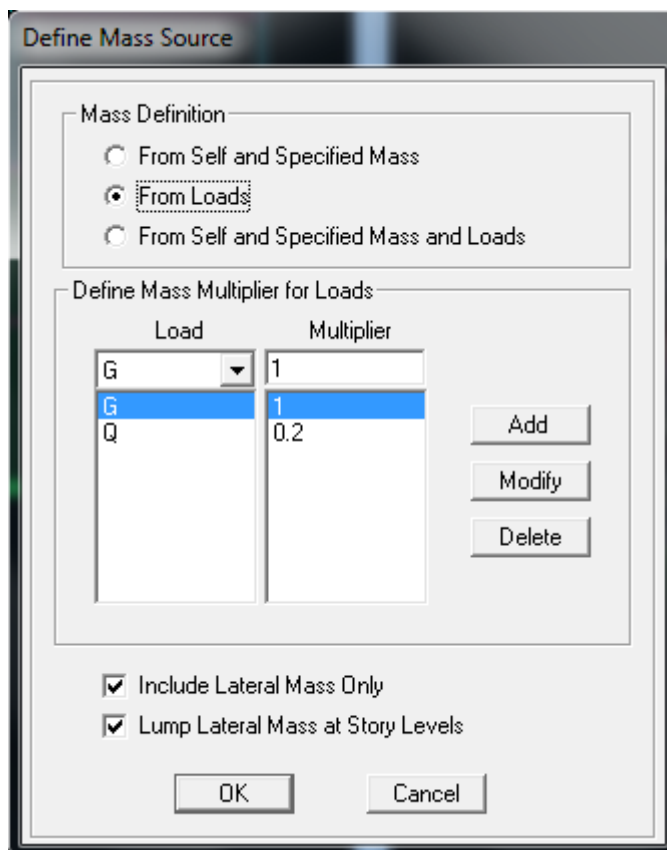


Nœud



- **Etape18** : Define masse source → from loads → G=1 → Q=0.2 → add → ok

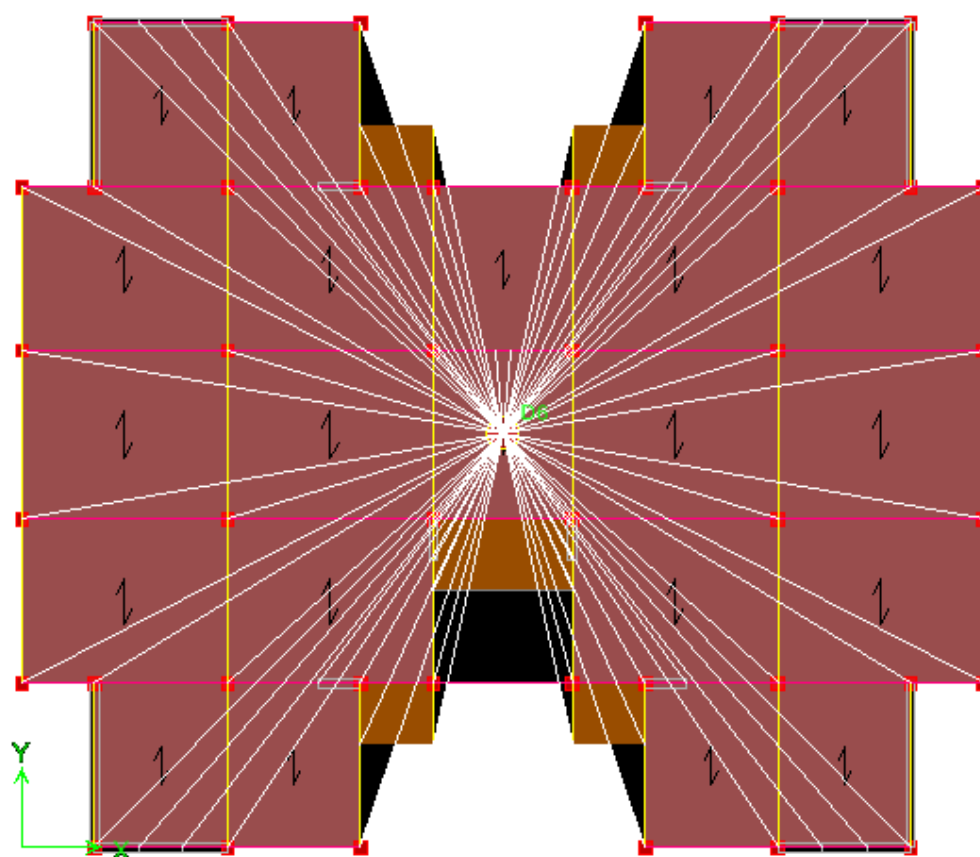
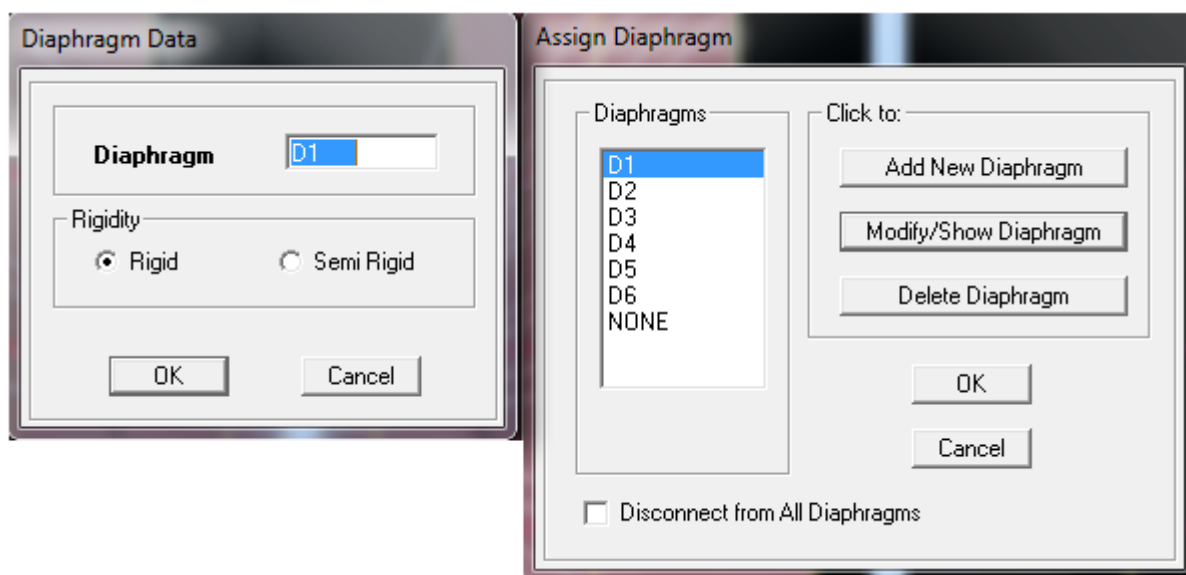
Dans ETABS, l'utilisateur a la possibilité de choisir une des trois options pour définir la source de la masse d'une structure.



- **Etape 19** :

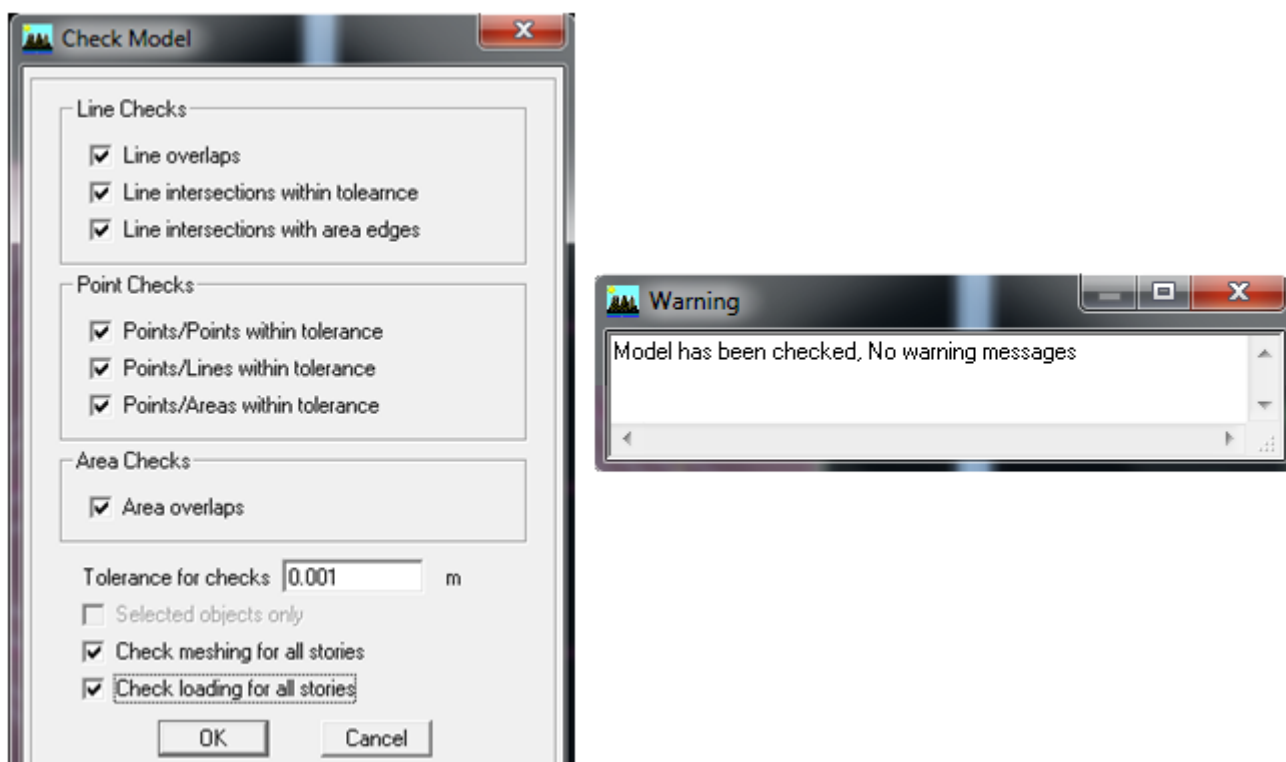
Pour les diaphragmes aller au niveau **1 (STORY1)**. Sélectionner **Similar Stories** puis sélectionner le plancher.

Assigner une contrainte de diaphragme au plancher (AssignShell / Area Diaphragm).



- **Etape 20** : Analyser la structure

- a. Spécification des options d'analyse **Analyze** Puis **Set Analysis Options**
- b. Correction du modèle **Analyze** et **check model** s'il y a des erreurs, vous pouvez retourner dans le module graphique et apporter les corrections nécessaires.



- **Etape 21** : exécuter l'analyse

L'exécution du problème peut être démarrée en sélectionnant **Analyze** et **Run Analysis**. Ou bien en appuyant sur **F5** ou l'icône 