REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie de la Matière

Filière Génie Civil

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

THEME

Conception et réalisation d'une application de calcul et de vérification des structures en béton armé selon le règlement Algérien en vigueur.

Réalisé par :

- **Mr. BENYAHIA Ahmed Bilal**
- **Mr. ATCHI Abdelfetah**

Promoteur :

Dr. DEBIEB Farid

Co-Promoteur :

Mr. IRKI Ilyes

Promotion: juin 2014

Remerciements

Au terme de ce travail nous tenons à faire louange à « DIEU » qui nous a donné la force d'achever cette réalisation.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur : Dr. DEBIEB Farid, et le Co-promoteur : Mr. IRKI Ilyes pour leurs conseils et leurs aides précieuses.

Un grand merci à tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce projet surtout : Mme. BENYAHIA Amina, Mr. BACHEN Mustapha, Dr.BOUKANDAKDJI Othman. Mr.OULD TURKI Benaissa et Mr. SAFIDDINE Salim.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont offert tout ce savoir et notre promo de structure (2014).

Un grand remerciement à nos familles et nos amis sans exceptionnelle.

Nos gratitudes à tous les membres de jury qui nous ont font l'honneur de juger notre travail.

On leur dit merci de tout notre cœur

Mr. BENYAHIA Ahmed Bilal
Mr. ATCHI Abdelfetah

Résumés

ملخص:

هدف المشروع يتمثل في برمجت تطبيق يقوم بحسابات ومقارنات هندسية بنايات بالخرسانة المسلحة طبقا لمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر.

يهتم التطبيق بمراعات كل المراحل في دراسة البنايات من ناحية الهندسة المدنية من حيث التعريف بالبناية والقياسات الأولية، الحمولات، الحسابات الديناميكية، وحسابات التسليح، وتلخيص كل النتائج في مذكرة حسابات أوتوماتيكيا طبقا لمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر (القواعد الجزائرية المضادة لزلازل، قانون الخرسانة المسلح)

استعملنا برنامج Delphi7 ولغة باسكال في تحقيق هدفنا المنشود الا وهو انجاز التطبيق.

Résumé :

Le but de ce projet est la conception et réalisation d'une application de vérifications et de calculs des structures en béton armé selon les règlements algériens.

L'application s'intéresse a suivre tous les étapes d'étude des structures en génie civil a savoir la description de l'ouvrage, le prédimensionnement, l'évaluation des charges, le calcul dynamique et le ferraillage, les résultats obtenu sont récapitulés dans une note de calcul établis automatiquement conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

En utilisent le programme delphi7 et le langage pascale pour atteindre au but fixe au début.

Abstract :

The purpose of this project is the design and implementation of an application ,for checks and calculations of reinforced concrete according to Algerian regulations.

The application is interested to follow all the stages of study of civil engineering structures namely the description of the work, preliminary design, evaluation of loads, dynamic calculation and reinforcement, the results obtained are summarized in results in a calculation established automatically according to Algerian regulations (CBA93 and RPA99 version 2003).

In use Delphi7 program and pascal language to achieve this application.

Notations

Majuscules romaines :

G : Charge permanente.
Q : Charge d'exploitation.
I : Moment d'inertie.
NU : Effort normal ultime.
Br : Section réduite du béton d'un poteau.
B : Aire du béton.
R: Coefficient de comportement .
A : Section d'acier tendu.
A' : Section d'acier comprimé.
A max, Amin: :Section d'acier maximale et minimale.
A_l: armature longitudinale.
A_t: armature transversale.
A_c: armature de peau.
A_D: armature diagonale.
Bt : Section de la partie tendue.
Lt : Largeur de la section tendue.
Lx :Longueur totale suivant x.
Ly :Longueur totale suivant y.
ht : Hauteur totale du projet.
h_{ec} : Hauteur de l'étage courant .
h_{rdc} : Hauteur du rez-de-chaussée .
$h_{s.sol}$: Hauteur de l'éventuel sous-sol.
Mt : Masse torsionnelle.
E.L.S : Etat Limite de Service.
E.L.U : Etat Limite Ultime.
Ev : Module de déformation longitudinale différée du béton.
Ei : Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
Es : Module de déformation longitudinale de l'acier.
Ie : Moment d'inertie équivalent.
M : Moment fléchissant.
Mt : Moment fléchissant en travée d'une poutre.
Ma : Moment fléchissant en appui d'une poutre.
Mu : Moment fléchissant à l'E.L.U.
Mser : Moment fléchissant à l'E.L.S.
N : Effort normal.
Nser : Effort normal de service.
Tu : Effort tranchant ultime.
E : Charge sismique.
W : poids.
Vu: est l'effort tranchant de calcul.
RDC: rez-de-chaussée.

Minuscules romaines :

ftj : Résistance conventionnelle de la traction du béton à « j » jours.
fc28 : Résistance caractéristique du béton à la compression à « 28 » jours.
h: Hauteur de la section du béton.
b : Largeur de la section du béton.
b0 : Largeur de la nervure du béton (section en Té.)
c, c' : Enrobage supérieur et inférieur.
d : Hauteur utile d'une section.
f : Flèche.
fcj : Résistance caractéristique du béton à la compression à « j » jours.
fe : Limite d'élasticité de l'acier.
ft28 : Résistance conventionnelle de la traction de béton à «28 » jours.
i : Rayon de giration.
l_f : Longueur de flambement,
St : Espacement de cours d'armature transversale.

Majuscules grecques :

Δ : Variation.
∑ : sommation.
Ø: Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques :

λ : Élancement mécanique.
α: Angle.
γ : Coefficient de sécurité.
ε: Déformation relative.
β: Coefficient de pondération de la charge d'exploitation.
ξ : le pourcentage d'amortissement critique ξ.
η: Coefficient de fissuration.
μ: Coefficient de frottement.
ν: Coefficient de POISSON.
ρ : Rapport de deux dimensions
σ : Contrainte normale.
σ_b : Contrainte du béton.
σ_s : Contrainte d'acier.
τ : Contrainte tangentielle.
δ: Déplacement d'un niveau.
δ_{eK} : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.
Øver : diamètre vertical.
$Øh$: diamètre horizontal.

Autres notations :

A.N : Axe neutre.
C.V : Condition vérifiée.
C.N.V : Condition non vérifiée.

Liste des tableaux

P

Chapitre IV : Exemple d'application

Tableau IV.1 : Charges permanentes de plancher terrasse ……..…… 131
Tableau IV.2 : Prédimensionnement des poutres ……..…… 132
Tableau IV.3 : Prédimensionnement des poteaux ……...……..……. 133
Tableau IV.4 : Charges permanentes..... 133
Tableau IV.5: Charges d'exploitations..... 134
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal de résistance..... 134
Tableau IV.7 : Coefficient de participation massique..... 136
Tableau IV.8 : Vérification des périodes..... 137
Tableau IV.9 : Calcul de la force sismique..... 138
Tableau IV.10 :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 138
Tableau IV.11: Forces sismiques selon la hauteur suivant X..... 140
Tableau IV.12: Forces sismiques selon la hauteur suivant Y..... 141
Tableau IV.13: Calcul du moment de renversement..... 141
Tableau IV.14: Calcul du moment stabilisant..... 141
Tableau IV.15: Vérification de stabilisation..... 142
Tableau IV.16 :Vérification des déplacements inter-étages sens X..... 142
Tableau IV.17: Vérification des déplacements inter-étages sens Y..... 143
Tableau IV.18: Vérification l'effet P-Δ (sens x) 143
Tableau IV.19: Vérification l'effet P-Δ (sens-Y) 144
Tableau IV.20: Ferraillage des poutres principales..... 145
Tableau IV.21: Ferraillage des poutres secondaires..... 148
Tableau IV.22: Calcul de $\bar{\tau}_u$..... 150
Tableau IV.23: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales..... 150
Tableau IV.24: Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires 150
Tableau IV.25 : Calcul des armatures transversales et leur espacement..... 151
Tableau IV.26 :Vérification de la flèche des poutres..... 152
Tableau IV.27 : Résultats du calcul des armatures à l'ELU de poteaux .....
Tableau IV.28 :Résultats du calcul des armatures à l'ELS de poteaux 155
Tableau IV.29 :Résultats du calcul des armatures des voiles..... 155
Tableau IV.30 :Résultats du calcul les dimensions et armatures de semelles isolées 156
Tableau IV.31 :Résultats du calcul les dimensions et armatures de semelles filantes..... 156
Tableau IV.32: Résultats du calcul les armatures de poutre de libage 156

Liste des figures

P

Chapitre I : Règlementation et calcul des structures

Fig I.1. Eprouvette (16X32) 22
Fig I.2. Dimensionnement aux zones nodales..... 27
Fig I.3. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)..... 28
Fig I.4. Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 33
Fig I.5. Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 36
Fig I.6. Diagramme des contraintes (SPC)..... 39
Fig I.7. Diagramme des contraintes (SET)..... 39
Fig I.8. Diagramme des contraintes (SEC)..... 39
Fig I.9. Disposition des armatures verticales dans les voiles..... 42
Fig I.10. Moments et efforts tranchants dans les linteaux..... 44
Fig I.11. Armatures du linteau selon le RPA 99..... 44

Chapitre II : Présentation du Langage de programmation

Fig II.1. Composition d'un programme..... 48
Fig II.2. Déclaration des variables..... 50
Fig II.3 Composition d'un programme..... 50
Fig II.4 La fenêtre principale « DELPHI 7 »..... 51
Fig II.5 La Barre de menu « DELPHI 7 »..... 51
Fig II.6. L'inspecteur d'objets « DELPHI 7 »..... 52
Fig II.7. Les Propriétés dans l'inspecteur d'objets « DELPHI 7 »..... 52
Fig II.8. Les regroupe d'une propriété dans l'inspecteur d'objets « DELPHI 7 »..... 53
Fig II.9. Les boîtes de dialogue d'une propriété« DELPHI 7 »..... 53
Fig II.10. Les évènements dans l'inspecteur d'objets « DELPHI 7 »..... 54
Fig II.11. L'éditeur de code « DELPHI 7 »..... 54
Fig II.12. Le menu flottant de l'éditeur« DELPHI 7 »..... 55
Fig II.13. . L'interface d'un programme (Calcul les contraintes) « DELPHI 7 »..... 56
Fig II.14. Construction d'interface d'un programme (Calcul les contraintes) « DELPHI 7 »..... 57
Fig II.15. Création d'un évènement sur un bouton « calculer » DELPHI 7 58
Fig II.16. L'éditeur de code 59

Chapitre III. Présentation de l'application « CES»

Fig III.1. Interface de l'application CES..... 61
Fig III.2. Création de nouveau projet..... 64
Fig.III.3. Fenêtre de description..... 64
Fig.III.4. Zone de projet..... 65
Fig.III.5. Zone de structure..... 65
Fig.III.6. l'effet de case à cocher de sous-sol..... 66
Fig.III.7. Zone de matériaux..... 66
Fig.III.8. Type de remplissage de la structure..... 66
Fig. III.9. Zone de rapport du sol..... 67
Fig. III.10. Icône de prédimensionnement active..... 67
Fig.III.11. Fenêtre de prédimensionnement..... 68
Fig.III.12. Onglet de plancher..... 68
Fig.III.13. Zone de corps creux..... 68

Fig.III.14. Zone de dalles pleines..... 69
Fig.III.15. Onglet de poutres..... 69
Fig.III.16. Zone de poutres principales..... 69
Fig.III.17. Onglet de poteaux..... 70
Fig.III.18. Onglet de voiles..... 71
Fig. III.19. Fenêtre d'évaluation des charges..... 71
Fig.III.20. Onglets d'évaluation des charges..... 72
Fig.III.21. Onglet de l'acrotère **.**..... 72
Fig III.22. Onglet de vérification « Nu admissible » **.**..... 73
Fig III.23. Onglet de vérification « aux zones nodales »..... 73
Fig.III.24. Fenêtre de données finales..... 73
Fig.III.25. Icône de calcul dynamique active..... 74
Fig.III.26. Fenêtre de calculs dynamiques..... 74
Fig.III.27. Onglet de caractéristiques géométrique de la structure..... 75
Fig.III.28. Onglet de méthode dynamique modale spectrale..... 75
Fig.III.29. Onglet de résultats de l'analyse dynamique..... 77
Fig.III.30. Onglet de Vérification de comportement pour les trois premiers modes..... 78
Fig.III.31. Onglet de Vérification de participation massique..... 78
Fig.III.32. Onglet de Vérification des périodes..... 79
Fig.III.33. Onglet de vérification de la résultante des forces de calcul..... 79
Fig.III.34. Onglet de vérification de la stabilité au renversement..... 80
Fig.III.35. Onglets de calculs sous la vérification de la stabilité au renversement..... 80
Fig.III.36. Onglet de vérification des déplacements..... 80
Fig.III.37. Onglet de vérification vis-à-vis de l'effet de 2° ordre..... 81
Fig.III.38. Onglet de vérification de sollicitations normales..... 81
Fig.III.39. Icône de Ferraillages active..... 82
Fig.III.40. Fenêtre de Ferraillages..... 82
Fig.III.41. Onglet de Ferraillage des poutres/poutrelles..... 83
Fig.III.42. Calcul de l'exemple 1 a l'ELU..... 91
Fig.III.43. Calcul de l'exemple 1 a l'ELS..... 92
Fig.III.44. Calcul de l'espacement et armatures transversales de l'exemple 1..... 92
Fig.III.45.vérification de la flèche de l'exemple 1..... 93
Fig.III.46. Onglet de Ferraillage des poteaux..... 93
Fig.III.47. Calcul de l'exemple 1 a l'ELU..... 108
Fig.III.48. Calcul de l'exemple 2 a l'ELU..... 110
Fig.III.49. Calcul de l'exemple 3 a l'ELU..... 112
Fig.III.50. Calcul de l'exemple 4 a l'ELU..... 114
Fig.III.51. Calcul de l'exemple 4 a l'ELS..... 115
Fig.III.52. Onglet de Ferraillage des trumeaux..... 116
Fig.III.53. Onglet de Ferraillage des linteaux..... 116
Fig.III.54. Onglet de dimensionnement des semelles..... 121
Fig.III.55. Onglet de Ferraillage des semelles..... 122

Chapitre IV : Exemple d'application

Fig.IV.1. Vue en plan XY, (Z= 13.60m)..... 129
Fig.IV.2. Vue en plan XZ, (Y= 0m)..... 130
Fig.IV.3. Vue en 3D de la structure..... 130
Fig.IV.4. Comportement pour les trois premiers modes..... 136
Fig.IV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement..... 139
Fig.IV.6. Distribution des forces..... 140
Fig.IV.7. Ferraillage de poutre principale de la terrasse a la travée..... 145
Fig.IV.8. vérification à l'ELS de poutre principale de la terrasse à la travée..... 146
Fig.IV.9. Ferraillage de poutre principale de la terrasse a l'appui 146
Fig.IV.10. vérification à l'ELS de poutre principale de la terrasse à l'appui 146
Fig.IV.11. Ferraillage de poutre principale d'étage a la travée..... 147
Fig.IV.12. vérification à l'ELS de poutre principale d'étage à la travée..... 147
Fig.IV.13. Ferraillage de poutre principale d'étage a l'appui 147
Fig.IV.14. vérification à l'ELS de poutre principale d'étage à l'appui 148
Fig.IV.15. Ferraillage de poutre secondaire de la terrasse a l'appui 148
Fig.IV.16. Ferraillage de poutre secondaire d'étage a l'appui..... 149
Fig.IV.17. vérification à l'ELS de poutre secondaire d'étage à l'appui..... 149
Fig.IV.18. Définition de la zone nodale dans les poteaux..... 152
Fig.IV.19. Disposition des semelles..... 156

Liste des organigrammes

P

Chapitre III. Présentation de l'application « CES»

Organigramme.III.1. Les étapes de l'applications..……..... 62
Organigramme.III.2. Détermination des armatures longitudinales soumise à la flexion simple, Section rectangulaire (ELU)..... 84
Organigramme.III.3. Détermination des armatures longitudinales soumise à la flexion simple, Section en T (ELU)……..... 85
Organigramme.III.4. Vérifications des armatures longitudinales soumises à la flexion simple (ELS)..... 86
Organigramme.III.5. Détermination des armatures longitudinales soumise à la flexion composée à ELU section rectangulaire 95
Organigramme.III.6. Détermination des armatures longitudinales soumise à la flexion composée à ELU section en T..... 98
Organigramme.III.7. Vérifications des armatures longitudinales soumises à la flexion composée à l'ELS section rectangulaire..... 101
Organigramme.III.8. Vérifications des armatures longitudinales soumises à la flexion composée à l'ELS section en T..... 104
Organigramme.III.9. Détermination des armatures de trumeaux..... 117
Organigramme.III.10. Détermination des armatures de linteaux 119
Organigramme.III.11. Dimensionnement et ferraillage de la semelle isolée rectangulaire sous poteau rectangulaire 123
Organigramme.III.12. Dimensionnement de la semelle filante sous murs..... 124
Organigramme.III.13. Dimensionnement et ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux 125
Organigramme.III.14. Dimensionnement de la poutre de libage 126

SOMMAIRE

Remerciements
Résumés
Notations
Liste des tableaux
Liste des figures
Liste des organigrammes
Sommaire

P

Introduction générale
Chapitre I : Règlementation et calcul des structures 16
I.1. Introduction..... 16
I.2. Etapes de calcul et règlements..... 16
I.2.1. Situation..... 17
I.2.2.Reconnaissances et études de sol..... 17
I.2.3. Caractéristiques géométriques de la structure..... 17
I.2.3.A. Dimensions en plan et en élévation..... 18
I.2.3.B. L'ossature..... 18
I.2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés..... 21
I.2.4.A. Béton armé..... 21
I.2.4.B. acier..... 22
I.2.5. Evaluation des charges et surcharges..... 22
I.2.6. Prédimensionnement..... 23
I .2.6.A. Prédimensionnement des planchers..... 23
I.2.6.B. Prédimensionnement des poutres..... 24
I.2.6.C. Prédimensionnement des poteaux..... 24
I.2.6.D. Prédimensionnement des voiles..... 27
I.2.7.Modélisation..... 28
I.2.8.Etude dynamique..... 30
I.2.8.A. Spectre de réponse..... 30
I.2.8.B. Résultats de l'analyse dynamique..... 30
B.1.Vérification de comportement..... 31
B.2.Vérification de participation massique..... 31
B.3.Vérification des périodes..... 31
B.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul..... 31
B.5.Vérification de la stabilité au renversement..... 32
B.6.Vérification des déplacements..... 33
B.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ..... 33
B.8.sollicitations normales..... 34
I.2.9.Ferraillage..... 34
I.2.9.A. Ferraillage des poutres 34

I.2.9.B. Ferraillage des poteaux..... 36
I.2.9.C. Ferraillage des voiles..... 38
I.2.10. Note de calcul..... 45
I.3.Conclusion..... 45

Chapitre II : Présentation du Langage de programmation 47
II.1. Introduction 47
II.2. Langages de programmation 47
II.2.1. Notion du Pascal 47
II.2.2. Instruction d'affectation 49
II.3. L'environnement de développement intégré de Delphi 50
II.3.1. La fenêtre principale 50
II.3.1.A .Barre de menu 51
II.3.1.B.L'inspecteur d'objets 52
II.3.1.C. L'éditeur de code 54
II.3.2. L'interface d'un programme 56
II.3.2.A. Les conversions de types 57
II.3.2.B. Le traitement 58

Chapitre III. Présentation de l'application 61
III.1.Introduction 61
III.2.Présentation de l'application 61
III.2.1.L'interface 64
III.2.1.A. Création de nouveau projet 64
III.2.1.B. Description 64
III.2.1.C.Predimensionnement 67
C.1.La fenêtre de prédimensionnement 67
C.2. Les Planchers 68
C.3.Les poutres 69
C.4.Les Poteaux 70
C.5.Les Voiles 70
III.2.1.D. Evaluation des charges 71
III.2.1.E. Présentation de données finales 73
III.2.1.F.Calculs dynamiques 74
F.1.Caractéristiques géométrique de la structure 75
F.2. Méthode dynamique modale spectrale 75
F.3. Résultats de l'analyse dynamique 77
F.3.1.Vérification de comportement pour les trois 1er modes..... 78
F.3.2. Vérification de participation massique 78
F.3.3. Vérification des périodes 78
F.3.4. Vérification de la résultante des forces de calcul 79
F.3.5. Vérification le de la stabilité au renversement 79
F.3.6. Vérification de déplacements 80
F.3.7. Vérification vis-à-vis l'effet 2° ordre 81

F.3.8. Vérification Sollicitation normales 81
III.2.1.G.Ferraillages..... 82
G.1.Ferraillage des poutres /poutrelles..... 83
G.2.Ferraillage des poteaux..... 93
G.3.Ferraillage des voiles..... 115
G.4.Ferraillage des fondations..... 121
III.3. Conclusion..... 127

Chapitre IV : Exemple d'application 129
IV.1.Introduction 129
IV.2.Exemple de l'application 129
IV.2.1. Présentation de l'ouvrage 129
IV.2.2.Matériaux 130
IV.2.3.Prédimensionnement..... 131
IV.2.4.Etude dynamique..... 135
IV.2.4.A. Paramètres de calcul 135
IV.2.4.B. Spectre de réponse..... 135
IV.2.4.C. Résultats de l'analyse dynamique 135
C.1. Vérification de comportement..... …… 136
C.2. Vérification de participation massique 136
C.3. Vérification des périodes..... …… 137
C.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 137
C.5.Vérification de la stabilité au renversement..... 139
C.6. Vérification des déplacements 142
C.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 143
C.8. Sollicitations normales 144
IV.2.5. Ferraillages 144
IV.2.5.A. Ferraillages des poutres 144
IV.2.5.B. Ferraillages des poteaux 152
IV.2.5.C. Ferraillages des voiles 155
IV.2.5.D. Dimensionnement et Ferraillage des semelles 156
IV.2.6. Note de calcul importée 157
IV.3. Conclusion..... 174

Conclusions générales et Recommandations
Bibliographie

Introduction générale

Introduction générale

L’engineering des projets est l’intérêts des ingénieurs depuis la naissance du génie civil, Le but est de vérifier, calculer et stabiliser les structures que ce soit en béton armé ou en charpente métallique, tout en assurant les vérifications préconisés par les documents techniques règlementaires (DTR) et des règles de conceptions à savoir les règles parasismiques et autres selon les normes Algériennes,

Dans la vie professionnelle, il est très facile de dessiner et élaborer des plans d’exécution d’un projet, que ce soit en architecture ou en génie civil, mais la tâche la plus délicate est la préparation et l’élaboration d’une note de calcul adéquate.

Dans le but d’améliorer la qualité des notes de calcul et de minimiser au maximum le temps qu’il faut, on a pensé de réaliser une application nommée **Civil Engineering Solution** pour faire toutes les vérifications nécessaires lors de l’étude d’un projet, et même de fournir une note de calcul détaillée selon les normes algériennes.

Le premier chapitre comporte une règlementation et calcul des structures en béton armée pour réalisé une étude détaillée, Le second traite la Présentation du Langage utilisée dans la programmation de l'application **CES** et le 3ème chapitre s'interesse a la présentation de l'application **CES** étape par étape jusqu'au l'exportation de la note de calcul; dans le 4ème chapitre on a fait une étude comparative d'une structure manuellement et automatiquement pour vérifier le fonctionnement de l’application .

Finalement on a clôturé notre travail avec une conclusion générale et quelques recommandations.

Chapitre I

Réglementation et calcul des structures

Chapitre I : Règlementation et calcul des structures

I.1. Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les conditions économiques.

On propose dans ce chapitre, les étapes de calcul tenant compte la règlementation en vigueur à savoir les documents techniques règlementaire, et d'exécution (DTR et DTU).

I.2. Etapes de calcul et règlements :

Pour réaliser une étude des structures en béton armé, on doit suivre des étapes importantes pour le succès de ces études, dont l'objectif est d'étudier et de prévisualiser tous les vérifications en vigueur réglementaire.

Nous allons parler par la suite de toute étape nécessaire pour l'étude de structures en béton armé, pour obtenir une note de calcul réglementaire.

Pour cela on doit détailler les étapes suivantes :

- Situation du projet.
- Reconnaissances et études de sol.
- Caractéristiques géométriques de la structure.
- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.
- Evaluation des charges.
- Prédimensionnements des différents éléments de la structure.
- Modélisation de la structure et interprétation des résultats.
- Analyse dynamique et vérification des recommandations préconisées par les documentations techniques réglementaires.
- Ferraillage des éléments résistants.
- Dimensionnement et ferraillages des semelles.
- Rédaction de la note de calcul. ,

I.2.1. Situation :

La connaissance de la situation du projet, est une étape très importante pour le classer selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003), qui décompose le territoire national algérien, en quatre (04) zones de séismicité croissante qui sont **[DTR.RPA 3.1]**:

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone Ila et IIb : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

I.2.2.Reconnaissances et études de sol. [DTR.RPA 2.2.]

L'exploitation du rapport du sol élaboré par un bureau d'étude géotechnique, qui donne les caractéristiques physiques et mécaniques du sol, à savoir :

- les caractéristiques physiques :
  - Coefficient de cohésion (C) Mpa.
  - L'angle de frottement φ °.
- les caractéristiques mécaniques :
  - Portance du sol (bars).
  - Les densités humides, sec et des grains solides (γh,γd,γs) kN/m^3
  - Ancrages des semelles.
- Autres :
  - Présence de la nappe phréatique.
  - Caractéristiques chimiques.

Ces caractéristiques permettent d'identifier le sol pour pouvoir dimensionner les fondations par la suite.

I.2.3. Caractéristiques géométriques de la structure : [DTR.RPA 3.5]

Chaque bâtiment (et sa structure) doit être classée selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non, selon les critères ci-dessous :

- **a) Régularité en plan :**

  o **a1**- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

  o **a2-** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

  o **a3 -** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4, la somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

- **a4-** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

- **b) Régularité en élévation :**
  - **b1** - Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
  - **b2** - Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.
  - **b3.** Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25 % dans chaque direction de calcul, Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.
  - **b4.** - Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur, la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

I.2.3.A. Dimensions en plan et en élévation :

La lecture des plans d'architectures donne les caractéristiques géométriques de la structure à savoir :

- La forme de la structure.
- Les niveaux de la structure. (**Nombre d'étages**).
- Longueur totale suivant x (**Lx**)
- Largeur totale suivant y (**Ly**).
- Hauteur totale du projet (**ht**).
- Hauteur de l'étage courant ($\mathbf{h_{ec}}$).
- Hauteur du rez-de-chaussée ($\mathbf{h_{rdc}}$).
- Hauteur de l'éventuel sous-sol ($\mathbf{h_{s.sol}}$).

I.2.3.B. L'ossature :

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes**[DTR.RPA 3.4]** :

- **A) Structures en béton armé :**
  - **1. a : Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :** C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques), par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 5 niveaux ou 17 m en zone I, 4 niveaux ou 14m en zone Ila et 3 niveaux ou 11m en zone IIb et III.

  - **1. b : Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :** C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau où une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ;

Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie -structure.

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portiques auto stables).

Les bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser 5 niveaux ou 17m. En zone I et 4 niveaux ou 14m en zone IIa 3 niveaux ou 11 m en zone IIb et 2 niveaux ou8 m en zone III.

Remarque importante pour les systèmes 1a et 1b :

Dans le cas où le rez-de-chaussée est, au niveau de la programmation ou de la conception initiale, destiné à un usage commercial ou autres services avec des densités de cloisonnement moindres et/ou des hauteurs plus élevés par rapport aux niveaux supérieurs créant ainsi des étages souples , il est demandé à ce que le contreventement du bâtiment soit

assuré par un autre système comportant des voiles disposés dans deux directions orthogonales ou équivalentes (avec des systèmes mixtes portiques voiles ou des noyaux en béton armé par exemple).

Il est à rappeler que l'étage souple est celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70%, de celle de l'étage situé immédiatement au-dessus ou inférieur à 80 % de la rigidité latérale moyenne des trois étages situés immédiatement au-dessus.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé : Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé : Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

4a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles : Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;

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

4. b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé : Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique IIb et III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

5. Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes : C'est le cas par exemple d'un réservoir cylindrique, des silos et cheminées de forme cylindrique, et autre.

6. Système à pendule inverse : C'est un système où 50% ou plus de la masse est concentrée dans le tiers supérieur de la structure ; C'est le cas par exemple d'un château d'eau sur pilotis ou d'un réservoir d'eau cylindrique ou torique proéminent sur jupe cylindrique ou conique plus resserrée.

I.2.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.2.4.A.Béton armé :

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal " effort de traction".

Les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

A.1. Résistance du béton : [DTR.CBA93 A.2.1.1]

C'est le pouvoir d'un matériau de résister à la destruction sous l'action de contraintes dues à un chargement de compression ou de traction.

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à vingt-huit (28) jours d'âge ; cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de 200cm² de section (ϕ = 16cm) et ayant une hauteur double de leur diamètre (H = 32cm).

Pour des bétons d'un âge « J » inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

$$F_{cJ} = \frac{J}{4{,}76 + 0{,}83J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\ Mpa$$

$$F_{cJ} = \frac{J}{1{,}4 + 0{,}95J} \times f_{c28} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40\ Mpa$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance à la traction du béton à "J" jours, désignée par " f_{tj} " est déterminée par trois essais :

- En traction directe ;
- En traction par fendage ;
- En traction par flexion.

La résistance à la traction du béton f_{tj} est déduite de celle à la compression par le biais de la relation :

$$f_{tJ} = 0{,}6 + 0{,}06 f_{cJ} \qquad \text{Avec : } f_{cJ} \text{ et } f_{tJ} \text{ en MPa}$$

A.2. Coefficient de POISSON (υ) :

$$\frac{\text{Allongement dans le sens transversal}}{\text{Raccourcissement longitudinal}} = \frac{\Delta_a / a}{\Delta_l / l}$$

Pour les pièces courtes sollicitées en flexion simple (Flambement transversal " Δ_a " raccourcissement longitudinal " Δ_l "), le coefficient de POISSON est pris égal à :

$\nu = 0{,}2$ pour le calcul des déformations (ELS) ;

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

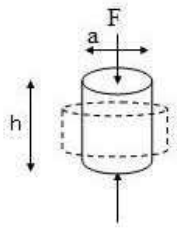


Fig.I.1. Eprouvette (16×32)

A.3 Module de déformation longitudinale :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton est pris égal à :

$$E_{iJ}(MPa) = 11000(f_{cJ})^{1/3}$$

où : f_{cJ} représente la résistance caractéristique à la compression à "J" jours exprimée en MPa.

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation E_{VJ} est pris égal à : $E_{VJ}[MPa] = \frac{E_{iJ}}{3}$ soit : $E_{VJ} = 3700(f_{cJ})^{1/3} MPa$

I.2.4.B. Acier : [DTR.CBA93 A.2.2]

L'acier utilisé en béton armé se distingue du reste des aciers par sa forme géométrique et sa nuance ; l'acier du béton armé est sous forme de barre circulaire d'une longueur très considérable par rapport à son diamètre. Sa surface externe (surface de contact avec le béton) présente deux types distincts : une surface lisse et une surface rugueuse, chacune ayant sa propre utilité.

I.2.5. Evaluation des charges et surcharges : [DTR.B.C.2.2]

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher est nécessaire.

- **Les charges permanentes G et Q :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

I.2.6. Prédimensionnement :

Le but du Prédimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99 Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul. Le calcul de prédimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui agissent directement sur la stabilité, de la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

Avant de procéder à la descente de charges permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments à construire, il convient de dimensionner les éléments de la superstructure du bâtiment :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles

I.2.6.A. Prédimensionnement de planchers :

Les planchers sont des aires planes horizontales limitant les étages, ils sont caractérisés par une faible épaisseur par rapport aux dimensions en plan, ils ont pour fonction :

- La séparation des différents niveaux.
- Reprendre les charges afin de les transmettre aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- La sécurité contre l'incendie.

Ils sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, Généralement, On trouve deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

A.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes :

- $L/20 \geq ht \geq L/25$
- $ht \geq L/22.5$

Avec :

L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.

Pour obtenir une bonne isolation acoustique, on doit vérifier la condition suivante :

- $ht \geq 16$ cm

A.2. Dalles pleines :

Le prédimensionnement de l'épaisseur des dalles dépend des critères suivants :

i) Critère de résistance :

- dalle reposant sur 3 ou 4 appuis : $(Lx/50) \leq ep \leq (L\ x\ /40)$

- dalle reposant sur deux appuis : $(Lx\ /35\ ) \leq ep \leq (\ Lx\ /\ 30)$

Où : ep : épaisseur de la dalle.
L : la plus grande portée mesurée entre nu des appuis.

ii) Sécurité contre l'incendie :

ep = 7cm : peut assurer un coupe-feu d'une heure.
ep = 11cm : peut assurer un coupe-feu de deux.

iii) condition d'isolation acoustique : ep ≥ 15 cm.

I.2.6.B.Prédimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section. Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles). Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Le Prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes :

$$\boldsymbol{L/15 \leq h \leq L/10}$$

$$\boldsymbol{0.3h \leq b \leq 0.7h}$$

Avec :

- **L :** Longueur maximale de la poutre entre deux poteaux.
- **h :** La hauteur de la poutre.
- **b :** Largeur de la poutre.

Les dimensions minimales de poutres exigées par le **[DTR.RPA99v2003 7.5.1]** sont :

- $h \geq 30$cm
- $b \geq 20$ cm
- $h/b \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5+b1$

I.2.6.C. Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux,

en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation l'état limite ultime (NU=1,35G+1,5Q).

Donc, on choisir du poteau le plus sollicité, et en faire la prédimensionnement.

C.1.Dimensions des poteaux :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux conditions du **[DTR.RPA99v2003 7.4.1].**

- MIN (a, b) ≥ 25cm « Zone I et II.a»
- MIN (a, b) ≥ 30cm « Zone II .b et III »
- MIN (a, b) ≥ h/20 cm
- 1/4 ≤ b/h ≥ 4

C.2.Vérification vis-à-vis de RPA2003 et du flambement :

Le règlement **[DTR.CBA93 B.8.3]** définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- **0.7×L0**: si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.
  - Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.
- **L0** : dans les autres cas.

Considérons une section rectangulaire de dimensions b×h

Avec : b≤ h *L'élancement* $\lambda = \frac{L_f}{i}$

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

- ***I*** : moment d'inertie.
- ***B*** : section du béton.
- L_f : longueur du flambement

$$\left.\begin{array}{l} I = \frac{b.h^3}{12} \\ B = h \times b = b^2 \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}}. = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{array}\right\} \Rightarrow \lambda = \frac{L_f}{i}\,\frac{L_f}{b}\sqrt{12.}$$

C.3.Calcul de l'effort normal admissible à l'ELU « Nu adm» :

$$N_u \leq \alpha.\left[\left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b}\right)+\left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s}\right)\right].$$ **[DTR.CBA93 B.8.4.1]**

Avec :

- N_u : Effort normal admissible à l'ELU.
- B_r: Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- γ_b = 1,50 ; γ_s = 1,15 : Coefficients de sécurité du béton et de l'acier.
- f_{c28} et f_e: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,1% de la section réelle du poteau.
- α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau à calculé

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

C.4. La surface reprise par le poteau :

On calculer la surface total et nette qui a reprisé par le poteau.

C.5.Charges permanentes et d'exploitations :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du poteau étudié s'il est insuffisant ou surabondant.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Loi de dégression suivante :

Les surcharges des planchers sont différentes : **[DTR.B.C.2.2 6.3]** .

1 Q_0
Q0+Q1
Q0+ Q1+ 0.9Q2
Q0+ Q1+ 0.9Q2+0.8Q3
Q0+ Q1+ 0.9Q2+0.8Q3+0.7Q4

Q0+ Q1+ 0.9Q2+0.8Q3+0.7Q4+0.6Q5
Q0+ Q1+ 0.9Q2+0.8Q3+0.7Q4+0.6Q5+0.5 Q6

C.6. Vérification des sollicitations normales :

$$\upsilon = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \qquad \textbf{[DTR.RPA99v2003 7.4.3.1]}$$

Avec :

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton =1.1*Nu.
- Br : l'air (section brute) de cette section de béton.

C.7. Vérification aux zones nodales :

Il nous reste à vérifier : **[DTR.RPA99v2003 7.5.1]**

- $b_{max} \leq 1.5h_1+b_1$
- $d \leq Max\ (b_1/2;h_1/2)$

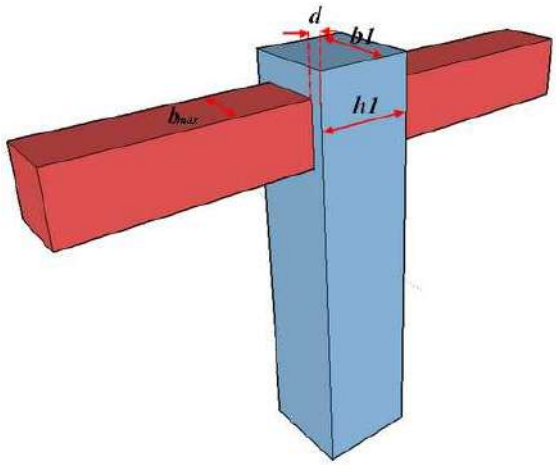


Fig.I.2 : Dimensionnement aux zones nodales

I.2.6.D. Prédimensionnement des voiles : [DTR.RPA99v2003 7.7.1]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment et éventuellement supporter une fraction des charges verticales. On considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition **L ≥ 4a.** Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Le RPA99 version 2003, exige une épaisseur minimale de 15 cm, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités.

Donc :

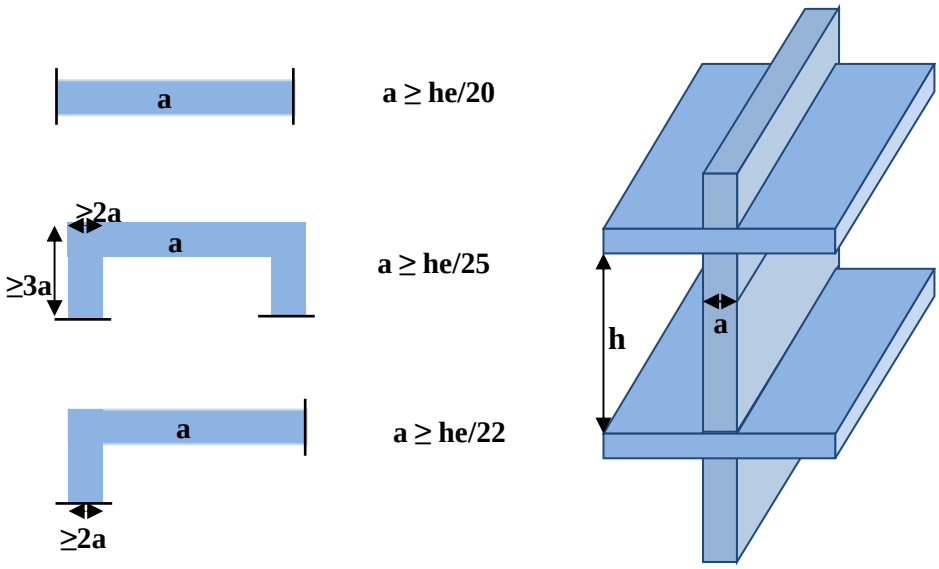


Fig.I.3 : Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

I.2.7.Modélisation : [DTR.RPA99v2003 4.2.2] et [DTR.RPA99v2003 4.3.2].

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Dans le cas des ouvrages qui relèvent du présent règlement, il est admis que les structures soumises à une action sismique puissent subir des déformations dans le domaine post élastique.

Il est fait alors recours à des méthodes de calcul linéaire équivalent, utilisant un modèle élastique de la structure où l'action sismique est introduite sous forme de spectre de réponse. Un coefficient de comportement unique associé à la structure permet alors :

- de déterminer les efforts de dimensionnement de la structure
- d'estimer les déformations inélastiques subies par la structure pour la vérification des critères d'endommagement.

D'autres méthodes de calcul plus élaborées peuvent éventuellement être utilisées, sous réserve de justification scientifique appropriée :

a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Pour la méthode dynamique modale spectrale il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

I.2.8.Etude dynamique :

La conception sismique des structures est basée sur l'étude dynamique, le concepteur doit stabiliser la structure en assurant un bon comportement vis-à-vis du séisme.

Dans cette étape on a besoin des paramètres suivants pour établir les vérifications nécessaires :

- Zones sismiques
- Groupe d'usages
- Coefficient de comportement R
- Facteur de qualité Q
- Coefficient de pondération de la charge d'exploitation β
- le pourcentage d'amortissement critique ξ
- coefficient d'accélération de zone A

I.2.8.A. Spectre de réponse : [DTR.RPA99v2003 4.3.3].

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

I.2.8.B. Résultats de l'analyse dynamique :

Après l'interprétation des résultats, on commence par la vérification des conditions suivantes :

- Vérification du comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification du déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
- Vérification des sollicitations normales**.**

B.1.Vérification de comportement : [DTR.RPA99v2003 4.3.2.b].

En utilisant la méthode dynamique modale spectrale il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

B.2.Vérification de participation massique : [DTR.RPA99v2003 4.3.4].

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre des modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 v2003**,**

B.3.Vérification des périodes : [RPA 99 version 2003Art 4.2.4]

Les valeurs de la période (T) calculées à partir du logiciel de la modélisation (ROBOT, SAP2000,….) ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%.

$$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}\,, \qquad T_{num} \leq 1.3 * T_{emp}$$

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

B.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0.8$ **.[DTR.RPA99v2003 4.3.6]**.

B.4.1.Calcul de la force sismique totale : [DTR.RPA99v2003 4.2.3].

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

- η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$
- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule avec Dx et Dy : **[DTR.RPA99v2003 4.2.4]**.

$$T = 0{,}09h_n / \sqrt{D}$$

- R : coefficient de comportement global de la structure
- Q : facteur de qualité (Q_x ,Q_y).
- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

B.5.Vérification de la stabilité au renversement : [DTR.RPA99v2003 4.4.1].

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix} \quad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$$

Avec :

- F_{ix}, F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :

$$M_{tx} = X_G.W_i, \quad M_{tY} = G_Y.W_i$$

Avec :

- X_G, Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

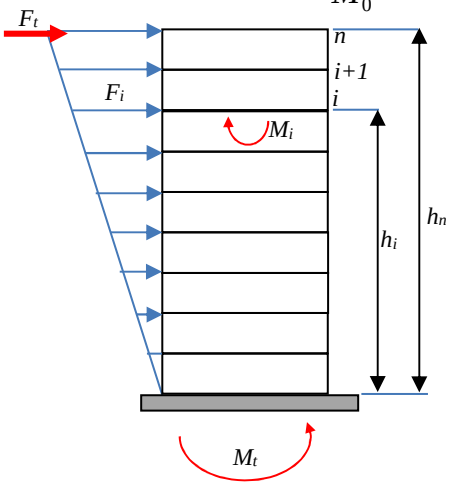


Fig. I.4 : Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

B.6.Vérification des déplacements : [DTR.RPA99v2003 4.4.3].

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

- δ_{eK} : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **[DTR.RPA99v2003 5.10]** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser :

$$\Delta_k \text{ limite} = 0.01\ h_e$$

Avec : h_e : la hauteur de l'étage k.

B.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ : [DTR.RPA99v2003 5.9].

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k.\Delta_k}{V_k.h_k} \leq 10\ .$$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".

- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

Si 0.10<θ≤0.20, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si θ>0.20, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

B.8.Sollicitations normales : [DTR.RPA99v2003 7.4.3.1].

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c . F_{c28}} \leq 0.30$$

I.2.9.Ferraillage :

Le ferraillage de tous les éléments résistants estimé par les méthodes de calcul doit être vérifiée avec celles des valeur règlementaires.

I.2.9.A.Ferraillage des poutres :

A.1.Armatures longitudinales : [DTR.RPA99v2003 7.5.2.1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de:40ϕ en Zone I et IIa.

50ϕ en Zone IIb et III.

A.2.Armatures transversales : [DTR.RPA99v2003 7.5.2.2]

- La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$At = 0,003 . St . b.$$

  - b : largeur de la poutre.
  - St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
    - St ≤ h/2 en Zone courante.
    - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

A.3.Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

[DTR.CBA93 A.5.1.1] :

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

- Tu : effort tranchant
- la fissuration est préjudiciable : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$.
- la fissuration est peu nuisible : $\overline{\tau}_u = \min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$

A.4.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

[DTR.RPA99v2003 7.5.2.2] :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & \text{Zone nodale} \\ S \leq Min\left(\frac{h}{4} et\ 12\ \varphi\right) & \text{Zone courante} \\ S' \leq \frac{h}{2} & \end{cases}$$

[DTR.CBA93 A.5.1.2.3] :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0.S_t} \geq \frac{\gamma s.(\tau_u - 0.3.f_{tj}.K)}{0.9.f_e(\cos\alpha + \sin\alpha)} \\ S_t \leq \text{Min}\ (0.9d;\ 40\ \text{cm}) \\ \frac{A_t.f_e}{b.S_t} \geq 0.4\,\text{MPa} \end{cases}$$

A.5.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes : **[DTR.CBA93 B.6.5.1] :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Si non, on calcul la flèche et comparais avec la flèche admissible, il y a Une méthode simplifiée de calcul des flèches est présentée en **[DTR.CBA93 Annex D] :**

I.2.9.B.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto-stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

B.1.Détermination des armatures longitudinales :

Selon le CBA : [DTR.CBA93 A.7.1.2.1] :

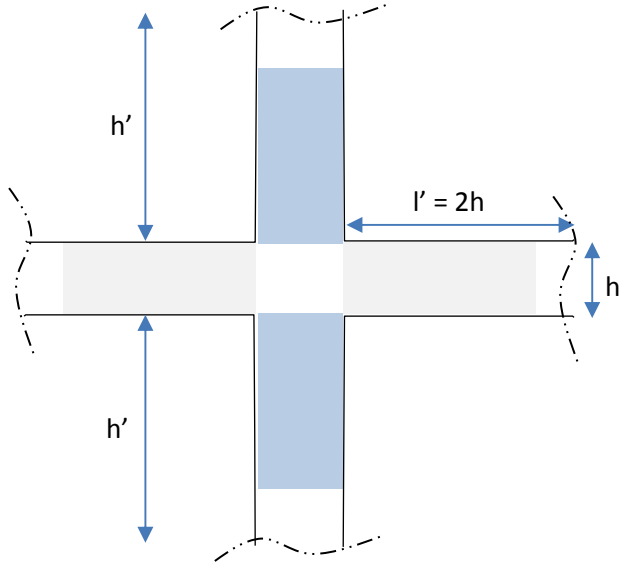
$$A_\ell = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ \text{pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \le \dfrac{A_\ell}{B} \le 4\%\ \ B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{B}{1000}$$

Selon le [DTR.RPA99 7.4.2.1] :

La zone nodale est bornée par la face supérieure du plancher et h'.



h' = Max [h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 cm]

Fig. I.5 : définition de la zone nodale dans les poteaux.

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de :
  - 0,7% en zone I.
  - 0,8% en zone IIa.
  - 0,9% en zone IIb et III.
- Leur pourcentage est limité selon lazone :
  - 3% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm .
- La longueur minimale des recouvrements est de :
  - 40ϕ en zone I et IIa.
  - 50ϕ en zone IIb et III.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser :
  - 25 cm en zone I et IIa.
  - 20 cm en zone IIb et III.

B.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera avec Mmax et son Ncorres.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant Nmax et son Mcorres.

3eme cas : Effort normal minimum

Le calcul en flexion composé ce fera pour Nmin et son Mcorres.

B.3.Armatures transversales : [DTR.RPA99.v2003 7.4.2.2] :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

- Vu: est l'effort tranchant de calcul
- h1 : hauteur totale de la section brute
- fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρa: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique **λg** dans la direction considérée est supérieure ou égale à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- St est l'espacement des armatures transversales
  - **Dans la zone nodale :**
    - St ≤Min (10Øℓ, 15cm) en zone I et IIa
    - St ≤10 cm. en zone IIb et III
  - **Dans la zone courante :**
    - St'≤15 Øℓ en zone I et IIa
    - St' Min (b1/2, h1/2, 10 Øℓ) en zone IIb et III
  - Où Øℓest le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t.b_1}$ en% est donnée comme suit :

  - Siλg≥5 0,3%
  - Siλg≤3 : 0.8%
  - Si 3 <λg< 5 : interpoler entre les valeurs limites précédentes **λg** est l'élancement géométrique du poteauλ_g=($\frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$)

I.2.9.C.Ferraillage des voiles :

Le ferraillage des voiles sera calculé à partir des combinaisons des sollicitations dues aux charges verticales " G " et " Q " et horizontales " E ", les forces verticales provoquent les efforts normaux, tandis que les forces horizontales provoquent des efforts normaux, des efforts tranchants ainsi que des moments fléchissant.

C.1. Les trumeaux :

Les trumeaux seront sollicités comme des refends pleins en flexion composée.

Afin de reprendre tous les efforts appliqués sur les voiles, on doit avoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Le calcul sera mené à l'état limite ultime. On définit un voile par sa section "S", son moment d'inertie " I " par rapport à son centre de gravité " G ", il est soumis à un effort normal ultime " N " et un moment " M ".

Pour le calcul, on utilise la méthode des contraintes données par "THONIER", ces contraintes sont " σ1 " et " σ2 " calculées à partir des sollicitations (M, N).

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}v$$

- S: section transversale du voile: S = a .L
- I: moment d'inertie: $I = \frac{a.h^3}{12}$
- L: la largeur du voile.
- a: épaisseur du voile.
- v: distance entre le centre de gravité et la fibre la plus éloignée.

Sous l'action des efforts sollicitant le voile résultant trois cas de contraintes possibles :

- Si σ1 et σ2 sont de signes contraintes alors la section est partiellement comprimée (**Fig.I.5**).

$$A_v = \frac{F_t}{\sigma_s}$$

$$F_t = \frac{\sigma_2 . L_t . a}{2}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} . L$$

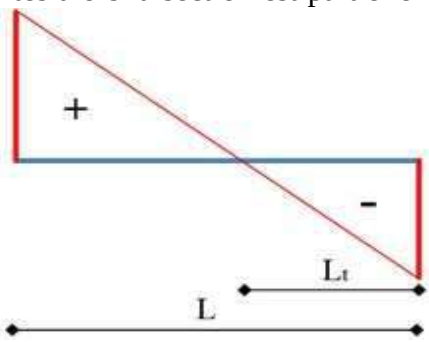


Fig. I.6 : Diagramme des contraintes (SPC).

- Si σ1 et σ2 sont négatives, alors la section est entièrement tendue (**Fig.I.6**)., la zone courante n'existe pas, on déterminera les armatures verticales par la formule :

$$A_v = \frac{\sigma . a . \gamma_s}{f_e} = \frac{F_t 11500}{f_e}$$

$$F_t = \left[\frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \right] . L . a$$

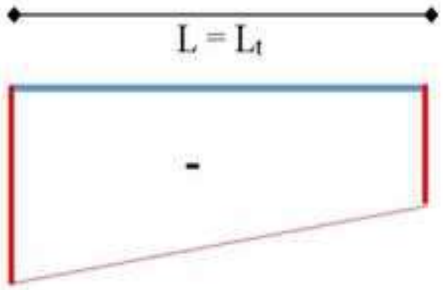


Fig. I.7 : Diagramme des contraintes (SET).

- Si σ1 et σ2 sont positives, alors la section est entièrement comprimée (**Fig.I.5**), la zone courante pour le pourcentage minimum donné par le règlement :

$$A_{min} = 0.15\%.a.L$$

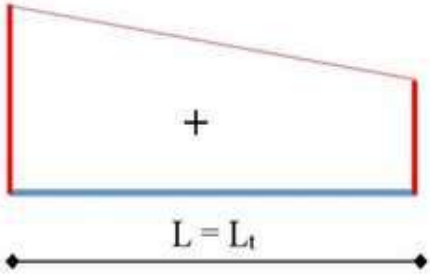


Fig. I.8 : Diagramme des contraintes (SEC).

Contrainte limite de cisaillement : [DTR.RPA99.v2003 7.7.2]

$$\tau_b \leq \overline{\tau b} = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d}$$

$$\bar{V} = 1.4 . V_u$$

- b_0:épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile =0.9h
- h :hauteur totale de la section brute.

C.1.1. Armatures verticales :

L'acier choisi est de type haute adhérence Fe 400.

- **Selon le CBA 93 :**

$$0{,}1\% \leq \frac{A_v}{a.b} \leq 5\%$$

Avec :

- a = l'épaisseur du voile
- b = la largeur de la zone tendue.

- **Selon le RPA 99(V2003): [DTR.RPA99.v2003 7.7.4.1]**

$A_{ver} = 0.2\% B_t$ Dans la section tendue du voile.

$A_{ver} = 0.15\% B$ Dans la section globale du voile.

$A_{ver} = 0.1\% B$ Dans la section courante.

Avec :

- B : section du voile.
- a : épaisseur du voile.
- $Ø_{ver}$: diamètre vertical.

C.1.2. Armatures horizontales :

Le voile doit avoir des armatures horizontales (Ah) disposées perpendiculairement aux armatures verticales, leur rôle est de supporter l'effort tranchant " V ".

- **Selon le CBA 93 :**

Diamètre minimal : $\varphi_h \leq \min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \varphi_v\right]$

Espacement des armatures horizontales :

$$S_h \leq \min\left[0.9d\ ;\ 40cm\ \right]$$

$$S_h \leq \frac{A_h f_{eh}}{0.4\,a}$$

$$S_t \leq \frac{A_h 0.9 f_{eh}}{\gamma_s a \tau_b}$$

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 5Mpa\right]$$: Fissuration peu nuisible.

$$\overline{\tau}_b = \min\left[0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4Mpa\right]$$: Fissuration Préjudiciable.

- τ_b : contrainte de cisaillement.
- $\overline{\tau}_b$: contrainte de cisaillement admissible.
- A_h :section d'armatures horizontales.
- d = 0.9 h, h :hauteur utile.

- **Selon le RPA 99 V(2003) : [DTR.RPA99.v2003 7.7.4.3]**

$$\phi_h \leq \frac{1}{10}.a$$

$$S_h \leq \frac{A.h}{0.0030}$$

$$S_h \leq \min\left[1.5a\ ;\ 30cm\right]$$

C.1.3.Armatures transversales :

Ce sont des armatures ronds lisses, Elles sont perpendiculaires aux faces du refend, elles relient les deux nappes d'armatures (verticales et horizontales, il faut disposer au moins quatre épingles par mètre carré du voile.

- **[DTR.RPA99.v2003 7.7.4.3] :**

La longueur de recouvrement doit être égale :

- 40 Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement de signes des efforts est possible.
- 20 Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau.

Espacement des armatures verticales.

$$S_v \leq \text{Min}\,[1.5a\ ;\ 30\text{cm}\,]$$

$$S_v = \begin{cases} S_v & (\text{zone courante}) \\ \dfrac{S_v}{2} & (\text{zone d'extrémité}) \quad \dfrac{L}{10} \end{cases}$$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets de 135°, ayant une longueur de 10 Φ, pour les trumeaux dans l'extrémité de l'armature.

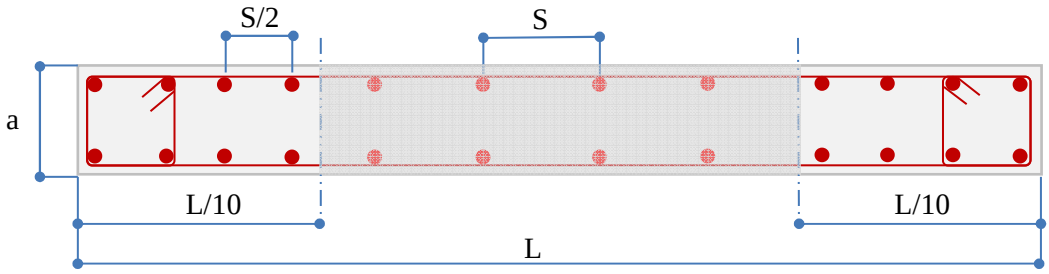


Fig.I.9 : disposition des armatures verticales dans les voiles

C.2.Les linteaux :

Les voiles avec files d'ouvertures sont constituées par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplages "linteaux".

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V), on devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion " Al ".
- Des aciers transversaux " At ".
- Des aciers en partie courante (aciers de peau).
- Les armatures diagonales A_D.

- **Selon le CBA 93 :**
  Même conditions que pour les poutres.
- **Selon le RPA 99 :**

  Contrainte limite de cisaillement : $\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2\ f_{c28}$

  Ou : $\tau_b = \dfrac{\overline{T}}{b_0.d}$ avec $\overline{T} = 1.4T_{\text{calculée}}$

  - b_0 :épaisseur du linteau.
  - d :hauteur utile.
  - T_u : effort tranchant ultime.

C.2.1.Premiers cas : $\tau \leq 0.06\, f_{c28}$ **[DTR.RPA99.v2003 7.7.3.1]**

A. Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{f_e.Z} \text{ Avec } Z = h - 2d'$$

- M :moment du à l'effort tranchant.
- h : hauteur totale du linteau.
- d :distance d'enrobage.

B. Aciers transversaux :

On distingue deux cas :

- **B.1. linteau long :** $\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$

$$\text{On a : } S_t \leq A_t f_e \frac{Z}{T}$$

- S_t :espacement entre les armatures transversales.
- A_t :section d'armatures transversales.
- L :portée du linteau.
- $Z = h - 2\,d'$

- **B.2. linteau court :** $\lambda_g \leq 1$

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t f_e L}{T + A_t f_e}$$

$$T = \min\left(T_1, T_2\right) ;\ T_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} ;\ T_2 = 2T_u$$

Mci , Mcj: moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée " Lij ", On les calcul comme suit:

$$M_c = A_l \cdot f_e.Z \quad \text{avec } Z = h - 2d'$$

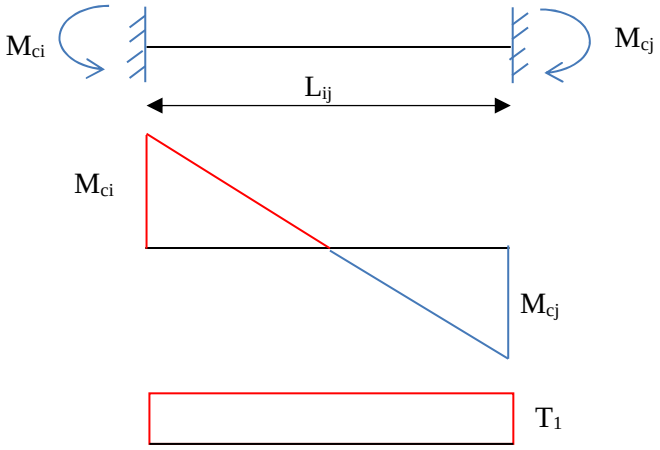


Fig.I.10.Moments et efforts tranchants dans les linteaux.

C.2.2. Deuxième cas : $\tau > 0.06\, f_{c28}$ [DTR.RPA99.v2003 7.7.3.2]

Dans ce cas, il y a lieu de disposer le ferraillage longitudinal, transversal, et en zone courante suivant les minimums réglementaires, les efforts (M et T) sont repris suivant des bielles diagonales " AD " à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{T}{2 \sin \alpha . f_e}, \text{ Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{(h - 2d)}{L}$$

$$T = T_u \text{ (Sans majoration)}$$

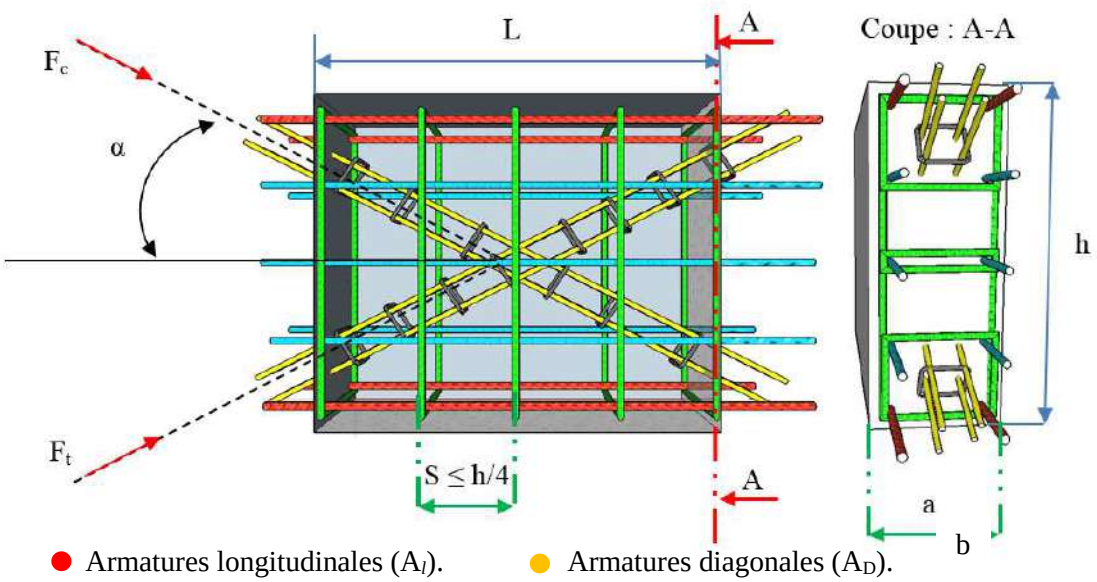


Fig.I.11.Armatures du linteau selon le RPA 99.

Ferraillage minimal :

- **Selon le [DTR.RPA99.v2003 7.7.3.3] :**

On a :

- $A_l \geq 0.15\% b.h$
- $A_c \geq 0.2\% b.h$
- $A_D = 0 \ si \ \tau_b \leq 0.06 \ f_{c28}$
- $A_D = 0.15\% b.h \ si \ \tau_b > 0.06 \ f_{c28}$
- $A_t \geq 0.15\% b.s \ si \ \tau_b \leq 0.025 \ f_{c28}$
- $A_t \geq 0.25\% b.s \ si \ \tau_b > 0.025 \ f_{c28}$

I.2.10. Note de calcul :

Les résultats et les vérifications en vigueurs, doivent être rédigés dans une note de calcule, cette dernière doit être disposé avec les plans d'exécution du génie civil au niveau du CTC pour approbation, elle doit être présenté sous la forme la plus simple pour faciliter la lecture et l'exploitation des donnée.

La note de calcule doit être présenté sous la forme suivante :

Page de garde : elle contient :

- le nom du projet et le lieu de la réalisation
- le maitre de l'ouvrage
- le maitre de l'œuvre
- l'année de l'étude
- .....

La squelette de la Note de calcul :

1. Présentation de l'ouvrage.
2. Matériaux.
3. Prédimensionnement
4. Etude dynamique.
5. Calcul le ferraillage.
6. Annexes.

I.3.Conclusion :

Tout étape de programmation nécessite un lien avec la règlementation, dans notre cas on a suit des étapes du prédimensionnement, dimensionnement, et ferraillage des éléments tout en respectant les documents techniques règlementaires et d'exécution.

Chapitre II

Présentation du Langage de programmation

Chapitre II : Présentation du Langage de programmation :

II.1. Introduction :[1]

Qu'est-ce que Delphi ?

Delphi est un langage de programmation inspiré de Pascal, fondé sur les notions d'événements et d'objets. Il permet de créer simplement de belles interfaces graphiques tout en disposant d'un puissant langage de programmation.

Delphi fournit tous les outils qui sont nécessaires pour développer, tester déboguer et déployer des applications incluant une importante bibliothèque de composants réutilisables, un ensemble d'outils de conception, des modèles d'application et de fiches, ainsi que des experts de programmation. Ces outils simplifient le prototype et réduisent la durée de développement.

L'un des principaux objectifs de son utilisation est de permettre la construction d'un logiciel ayant le maximum de qualité : la fiabilité, la convivialité et surtout l'efficacité, et ceci explique notre choix pour Delphi version 7.0 pour créer notre application.

Cette rapidité et cette simplicité de développement sont dues à une conception visuelle de l'application. Delphi propose un ensemble très complet de composants visuels prêts à l'emploi incluant la quasi-totalité des composants Windows (boutons, boîtes de dialogue, menus, barres d'outils. . .) ainsi que des experts permettant de créer facilement divers types d'applications et de librairies.

II.2. Langages de programmation : [2]

II.2.1. Notion du Pascal :

Un ordinateur est une machine bête, ne sachant qu'obéir, et à très peu de choses :

- Addition, soustraction, multiplication en binaire, uniquement sur des entiers ;
- Sortir un résultat ou lire une valeur binaire (dans une mémoire par exemple);
- Comparer des nombres.

Sa puissance vient du fait qu'il peut être **programmé**, c'est à dire que l'on peut lui donner, à l'avance, la séquence (la suite ordonnée) des ordres à effectuer l'un après l'autre. Le grand avantage de l'ordinateur est sa rapidité. Par contre, c'est le programmeur qui doit **tout** faire. L'ordinateur ne comprenant que des ordres codés en binaire (le langage machine), des langages dits "évolués" ont été mis au point pour faciliter la programmation.

Le **Pascal**, créé par **Wirth** au début des années 70, possède des instructions assez claires (si vous comprenez l'anglais) et favorise une approche méthodique et disciplinée (on dit "structurée").

Le Pascal est un langage compilé, c'est-à-dire qu'il faut :

- Entrer un texte dans l'ordinateur (à l'aide d'un programme appelé **éditeur**);
- Le traduire en langage machine (c'est-à-dire en codes binaires compréhensibles par l'ordinateur) : c'est la compilation et éventuellement l'**édition de liens** (**Link**);
- L'exécuter.

Un programme Pascal est composé d'un entête, des déclarations et des instructions (délimitées par BEGIN et END).

```
PROGRAM cercle (input, output); (* entête *)
VAR
perimetre, diamétre : REAL; (* déclarations *)

BEGIN
readln(diametre); (* instruction *)
perimetre := 3.141592 * diametre; (* instruction *)
writeln(diametre,perimetre) (* instruction *)
END.
```

Fig.II.1. Composition d'un programme.

L'**entête** est composée du mot **PROGRAM**, suivi du nom du programme (*cercle*), et d'indications sur les Entrées/Sorties (ici le clavier et l'écran).

La partie déclarative de programme est limitée à la déclaration de deux variables (mot-clef **VAR**). Une variable est une "case" mémoire de l'ordinateur, à laquelle on donne ici un nom. Chaque case peut contenir une valeur. On a précisé ici que nos deux variables *périmètre* et *diamètre* contiendraient des réels.

Les types simples connus en Pascal sont :

- **REAL**;
- **INTEGER** (entier naturel);
- **CHAR** (contient un est un seul caractère);
- **BOOLEAN** (booléen, c'est-à-dire qui peut valoir soit **TRUE** (vrai) soit **FALSE** (faux).

Un **identificateur** (tout nom que vous choisissez : variable, programme...) peut être formé de lettres (A à Z), de chiffres et du signe. Pascal accepte des noms de 127 caractères maximum, certains Pascal sont plus limités (31 caractères par ex). Le premier caractère doit être une lettre.

En Pascal, **les minuscules sont traitées comme des majuscules** (SURface et surFACE désignent la même case mémoire). Je n'utilise les majuscules que pour faire ressortir les mots importants. Les accents et autres ç ne sont pas autorisés (*var diamètre : real* est interdit

à cause de l'accent). Un blanc dans un identificateur est également interdit (utilisez _ pour séparer des mots dans un même identificateur).

Toute variable utilisée dans un programme doit être **déclarée**.

Les instructions de notre programme sont :

- **Lecture sur le clavier :** le programme s'arrête, attend que l'on donne une valeur à l'aide du clavier, met cette valeur dans la case *diamètre* et continue lorsque l'on appuie sur la touche "**ENTREE**" ou "**RETURN**".
- **Calcul et affectation :** on multiplie le contenu de la case *diamètre* par **PI** et on met le résultat dans la case *périmètre*.
- **Le :=** symbolise une flèche à gauche. Ce n'est PAS une égalité au sens mathématique, mais la copie d'une valeur dans une mémoire.
- **Ecriture sur l'écran :** on affiche sur l'écran le contenu des cases *diamètre* (que l'on connaissait puisque nous l'avions donné) et *périmètre* (qui nous intéresse un peu plus).

Les textes doivent être entourés de cotes ('). Les majuscules/minuscules sont significatives. Pour afficher une apostrophe, utiliser deux côtes ('l''exemple').

Les instructions doivent toujours être séparées par des " ; " (j'ai dit "séparées", pas "terminées"). Le fait de passer à la ligne n'est interprété par l'ordinateur que comme un blanc. On aurait donc pu écrire notre programme sur une seule ligne (peut-être un peu longue pour l'éditeur).

Le programme doit toujours se terminer par un point (.).

II.2.2. Instruction d'affectation :

On appelle **affectation** la mise d'une valeur dans une variable. Celle-ci peut être sous forme directe (**A := B**) ou sous forme d'un calcul (**A := B * C**). Le signe **:=** représente une flèche à gauche, et signifie "*mettre la **valeur** à droite du := dans la mémoire désignée à gauche*" (mettre le contenu de B dans A ou mettre le résultat du calcul (contenu de B) fois (contenu de C) dans A).

Une affectation du type **B * C := A** est donc **impossible**.

Une affectation ne peut se faire qu'entre une variable et une expression de même type (si A est réel, impossible de faire **A := 'xyz'**). La seule exception est de mettre un entier dans un réel (le .0 est rajouté automatiquement), mais l'inverse est impossible directement.

Soient I entier et X réel, pour mettre X dans I il faut utiliser I := Round(X) (arrondi) ou **I := Trunc(X)** (partie entière).

On peut également utiliser des affectations et expressions booléennes. Par exemple, en ayant déclaré :

```
VAR
test :boolean;
a, b : real;
```

Fig.II.2. Déclaration des variables.

On peut écrire :

```
test := (a < b) and (a >0);
```

Fig.II.3. Composition d'un programme.

II.3. L'environnement de développement intégré de Delphi :

L'environnement Delphi se compose de la fenêtre principale, de l'inspecteur d'objet, de l'éditeur de code, et d'une ou plusieurs fenêtres permettant la conception de fiches (fenêtres).

II.3.1. La fenêtre principale :

La fermeture ou la réduction de cette fenêtre entraîne la même action pour toutes les fenêtres de l'environnement.

Elle se compose de trois éléments : le menu de toutes les commandes Delphi, une barre d'icônes et une palette de composants.

La figure ci-dessous représente l'interface typique de Delphi. Elle est composée de :

- la barre de menus (en haut),
- la barre d'icônes (à gauche sous la barre de menus),
- la palette de composants (à droite sous la barre de menus),
- le concepteur de fiche (au centre),
- l'éditeur de code (au centre sous le concepteur de fiche),
- l'inspecteur d'objets (à gauche).

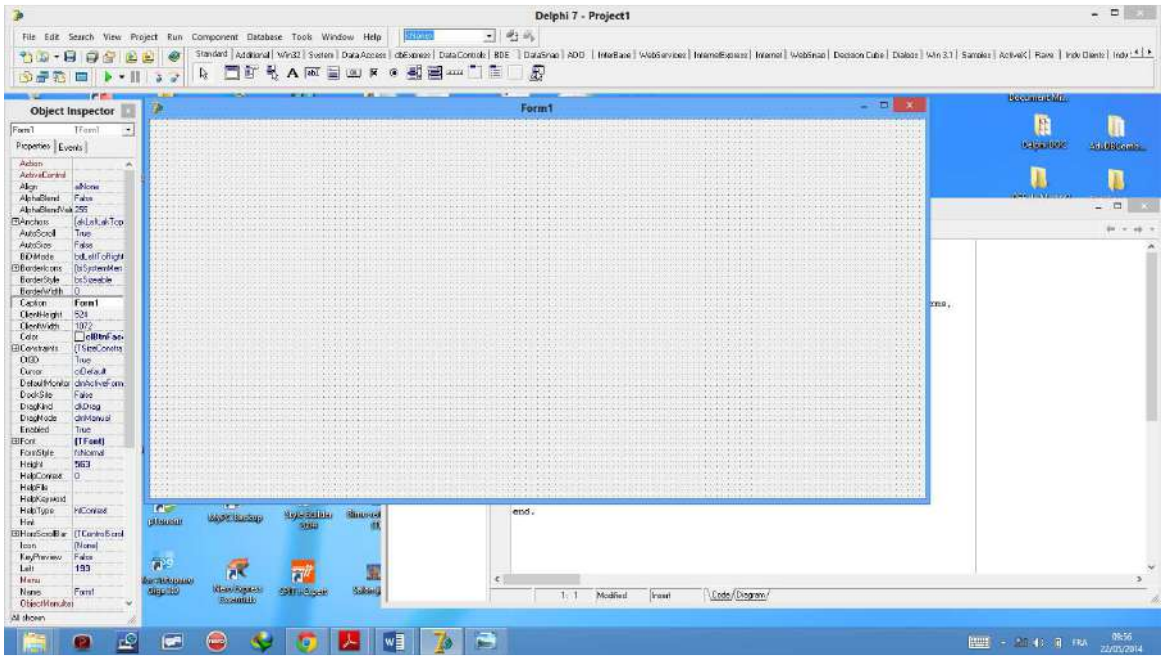


Fig.II.4. La fenêtre principale « DELPHI 7 ».

II.3.1.a .Barre de menu :

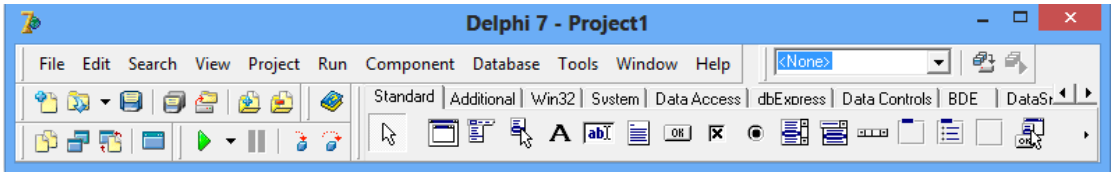


Fig.II.5. La Barre de menu « DELPHI 7 ».

La barre d'icônes contient les commandes les plus utilisées : elle est divisée en trois groupes d'icônes.

- les commandes de gestion de projets (menu fichier) : ouvrir ou fermer un projet ou un fichier et ajouter ou enlever un fichier d'un projet
- Les commandes de conception (menu voir) : afficher la liste des unités et des fiches, créer une nouvelle fiche vierge et passer de la fiche à son unité
- les commandes d'exécution (menu Exécuter) : exécuter ou suspendre l'exécution ou exécuter pas à pas.

La palette de composants contient une série d'onglets, chaque onglet regroupe plusieurs composants par catégories.

II.3.1.b.L'inspecteur d'objets :

L'inspecteur d'objets permet de modifier les propriétés (informations descriptives de l'état d'un objet) et les traitements associés aux événements d'un composant.

Si l'inspecteur n'est pas visible, il suffit d'appuyer sur F11 ou de sélectionner le menu Voir/Inspecteur d'objets

La boite de sélection contient tous les composants : les propriétés et les événements de l'inspecteur sont ceux de celui choisi. Ce composant correspond au composant actif de la fiche. Le choix explicite d'un composant dans la boite de sélection active ce composant dans la fiche et vice et versa.

Les deux onglets contiennent respectivement les propriétés et les événements qui peuvent être modifiés, classés par ordre alphabétique.

Our sélectionner une propriété il suffit de cliquer dessus. Il est alors possible de modifier la valeur.

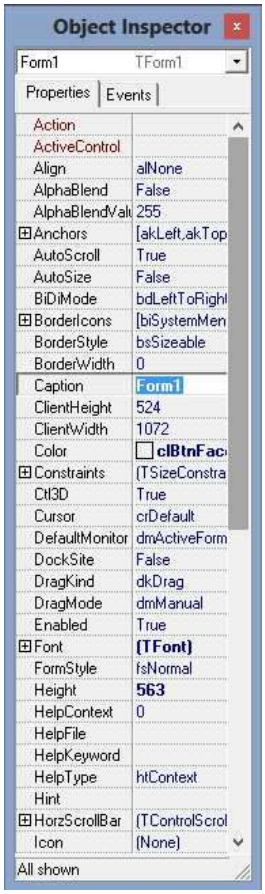


Fig.II.6. L'inspecteur d'objets « DELPHI 7 ».

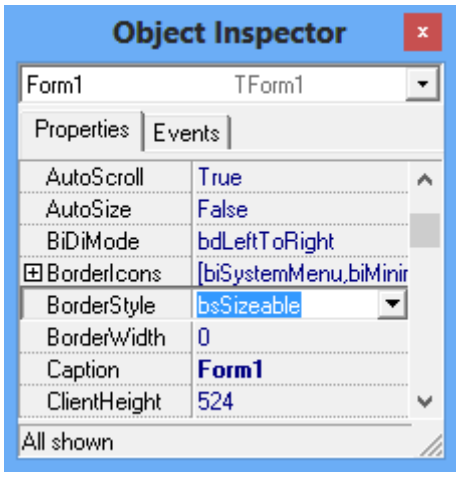


Fig.II.7. Les Propriétés dans l'inspecteur d'objets « DELPHI 7 ».

Certaines propriétés ne peuvent prendre que certaines valeurs prédéfinies : dans ce cas la zone de saisie est une boite de sélection déroulante qui contient les différentes valeurs. Un double clic permet dans cette boîte de passer à la valeur suivante.

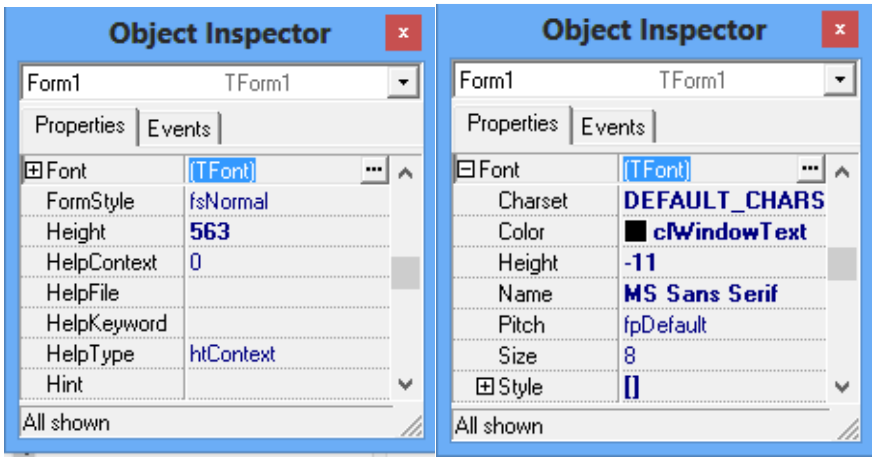


Fig.II.8. Les regroupe d'une propriété dans l'inspecteur d'objets « DELPHI 7 ».

Une propriété peut regrouper plusieurs options : un signe '+' précède le nom de la propriété. Un double clic sur le nom de la propriété permet de voir ou de cacher ces options.

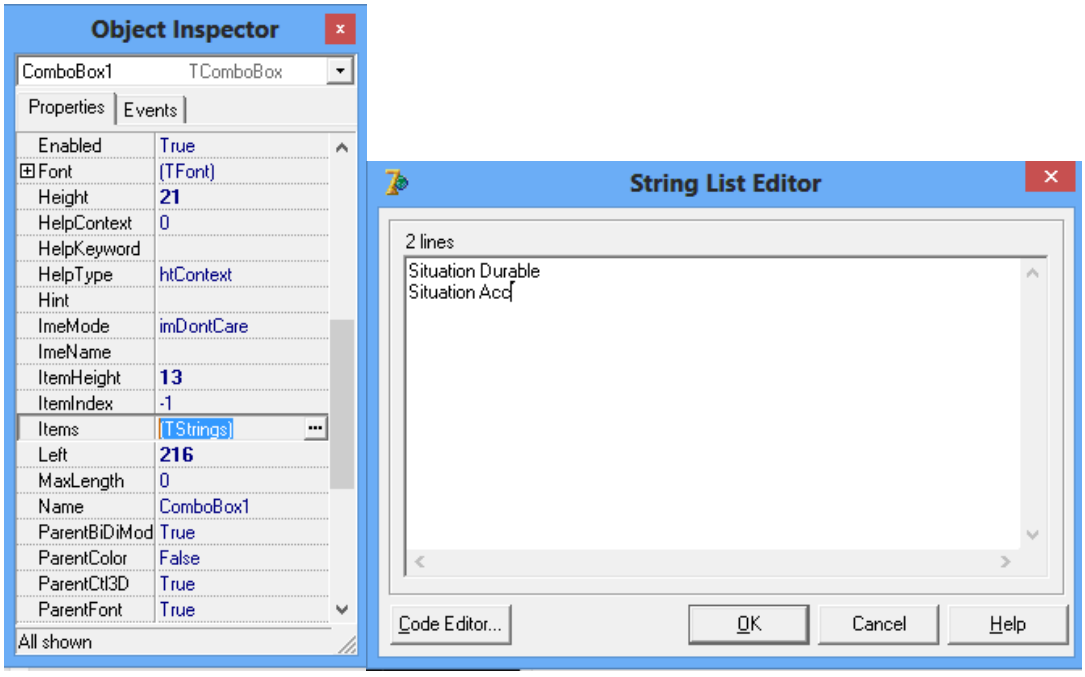


Fig.II.9. Les boîtes de dialogue d'une propriété« DELPHI 7 ».

Certaines propriétés proposent une boîte de dialogue pour remplir leur valeur. Un clic sur le bouton '...' ouvre cette boîte de dialogue.

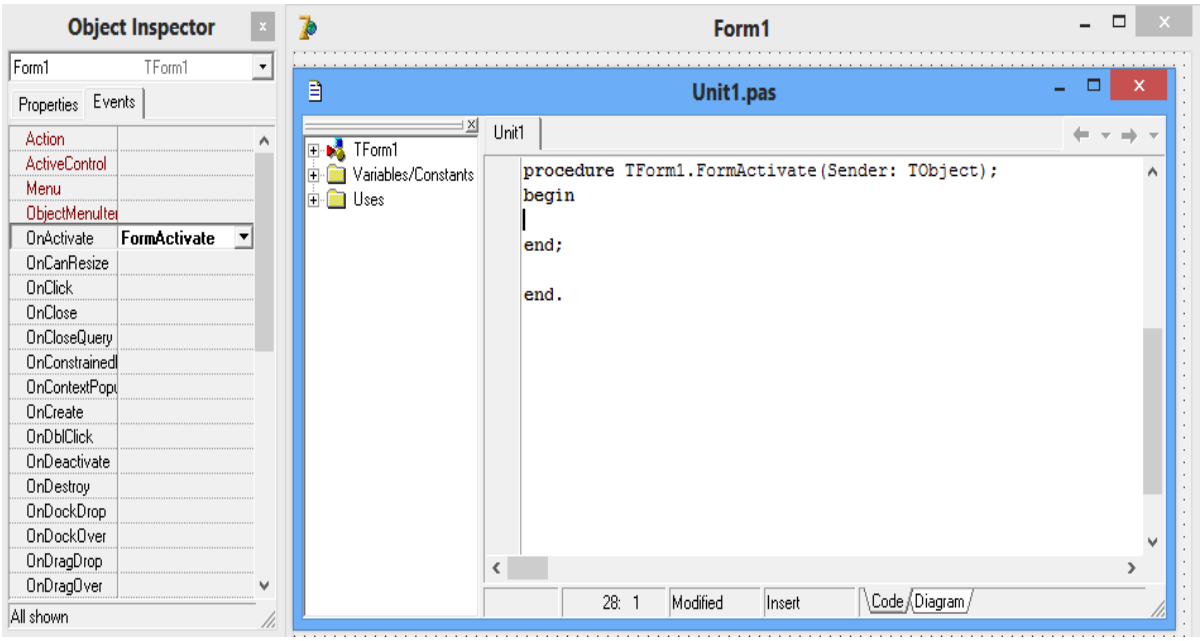


Fig. II.10. Les évènements dans l'inspecteur d'objets « DELPHI 7 ».

Pour associer des traitements à un événement ; il faut sélectionner l'événement et créer un nouveau traitement en double cliquant sur la zone de saisie : Delphi crée alors une méthode (un gestionnaire d'événement), l'associe à l'événement et affiche l'éditeur de code à l'endroit de la méthode pour saisir le code.

II.3.1.c. L'éditeur de code :

Il permet la saisie du code dans les différents fichiers source de l'application en cours de développement. Chaque onglet représente un fichier ouvert dans l'éditeur.

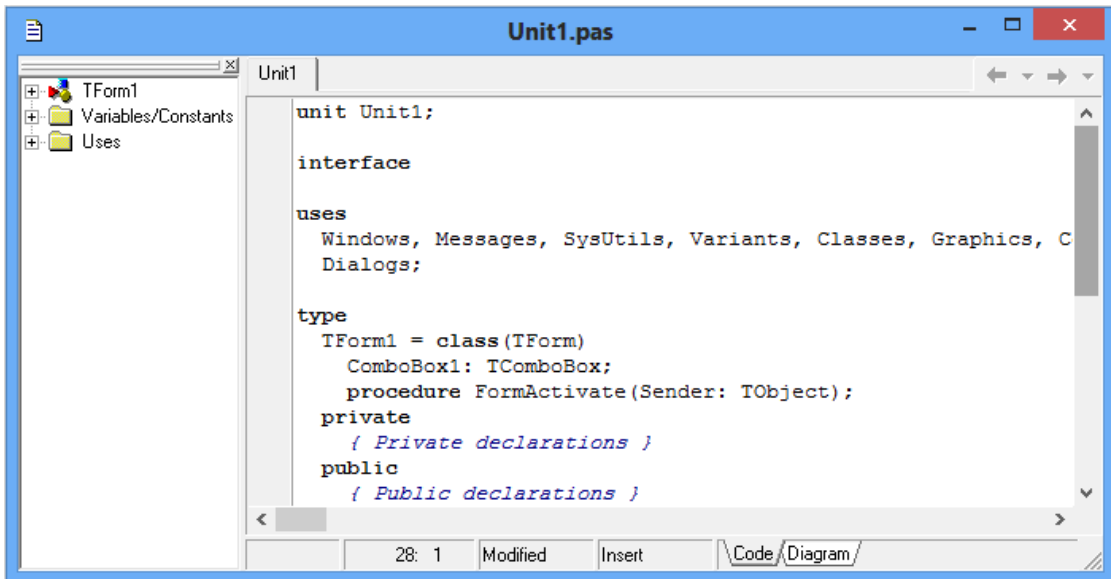


Fig.II.11. L'éditeur de code « DELPHI 7 ».

Le menu flottant de l'éditeur contient des options qui ne sont pas toutes présentes dans le menu principal :

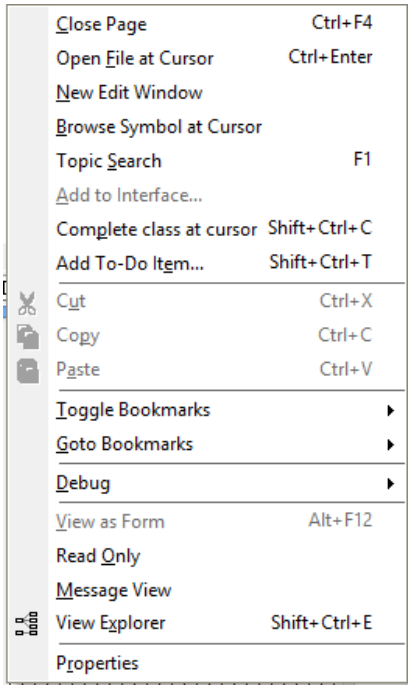


Fig.II.12.Le menu flottant de l'éditeur« DELPHI 7 ».

- **Close page (Fermer page)** : ferme le fichier en cours
- **Open File at Cursor(Ouvrir fichier sous curseur)** : insère un fichier dans le code source
- **Browse Symbol at Cursor(Scruter symbole sous curseur)** : voir la hiérarchie de la classe sous le curseur (l'application doit être compilée)
- **Topic Search(Rechercher par rubrique)** : appel de l'aide
- **Read Only(Lecture seule)** : le code n'est pas modifiable
- **Message View(Voir messages)** : afficher les messages du compilateur et les résultats de recherche.

II.3.2. L'interface d'un programme :

En Delphi, nous utiliserons les composant de l'interface graphique (les fenêtres de Windows) pour entrer les données et afficher les résultats. Et pour obtenir des résultats nous avons utilisés l'algorithme PASCAL.

D'abord, nous allons créer l'interface du programme. Nous allons adapter les noms internes (propriété **Name**) de chaque composant que nous utilisons.

En plus, nous allons modifier les inscriptions sur les différents composants (propriétés **Caption** ou **Text**).

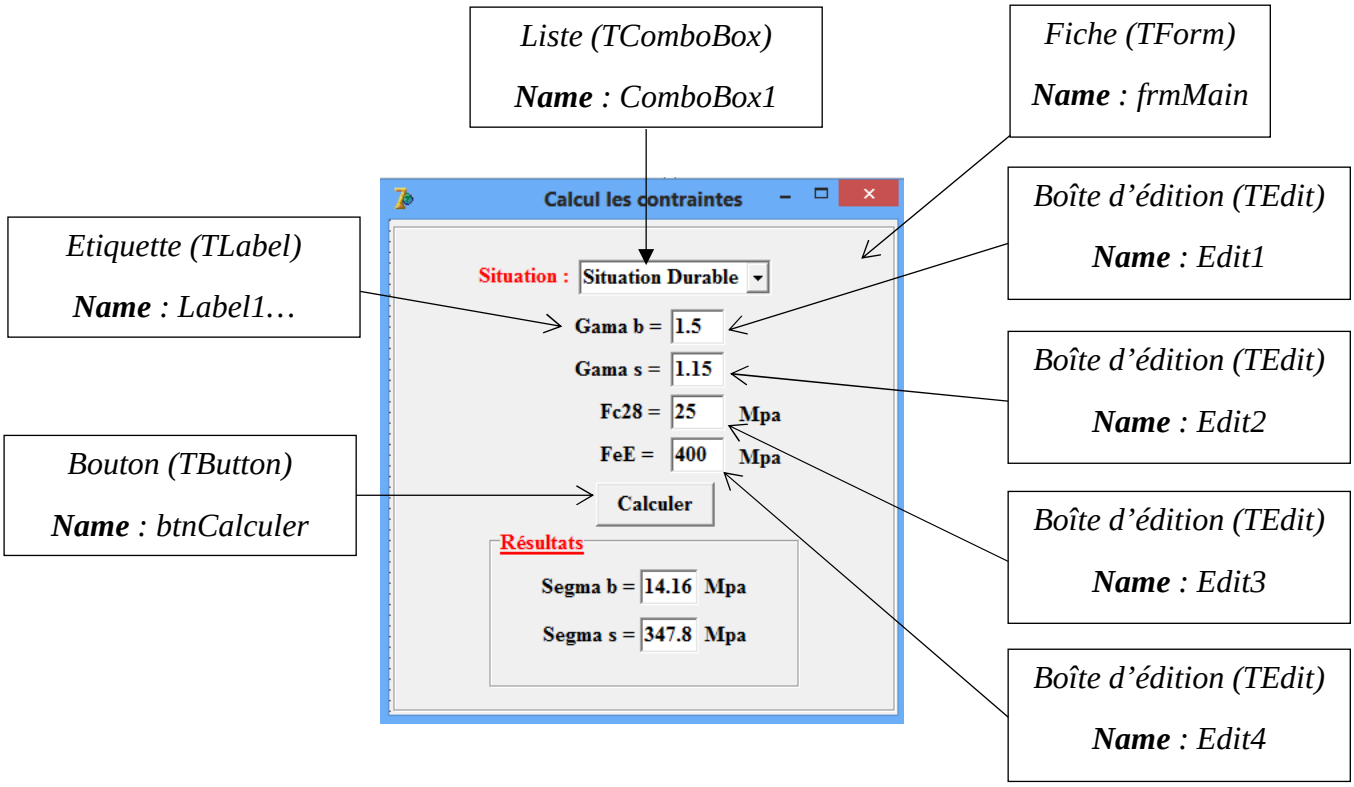


Fig.II.13. L'interface d'un programme (Calcul les contraintes) « DELPHI 7 ».

Pour réaliser une application, On ajoute des composants dans la fenêtre à partie de la palette des objets visuels, comme les labels, édites et Boutons. D'après la création du squelette de l'application. On commence sur la partie de programmer (algorithme) les calculs.

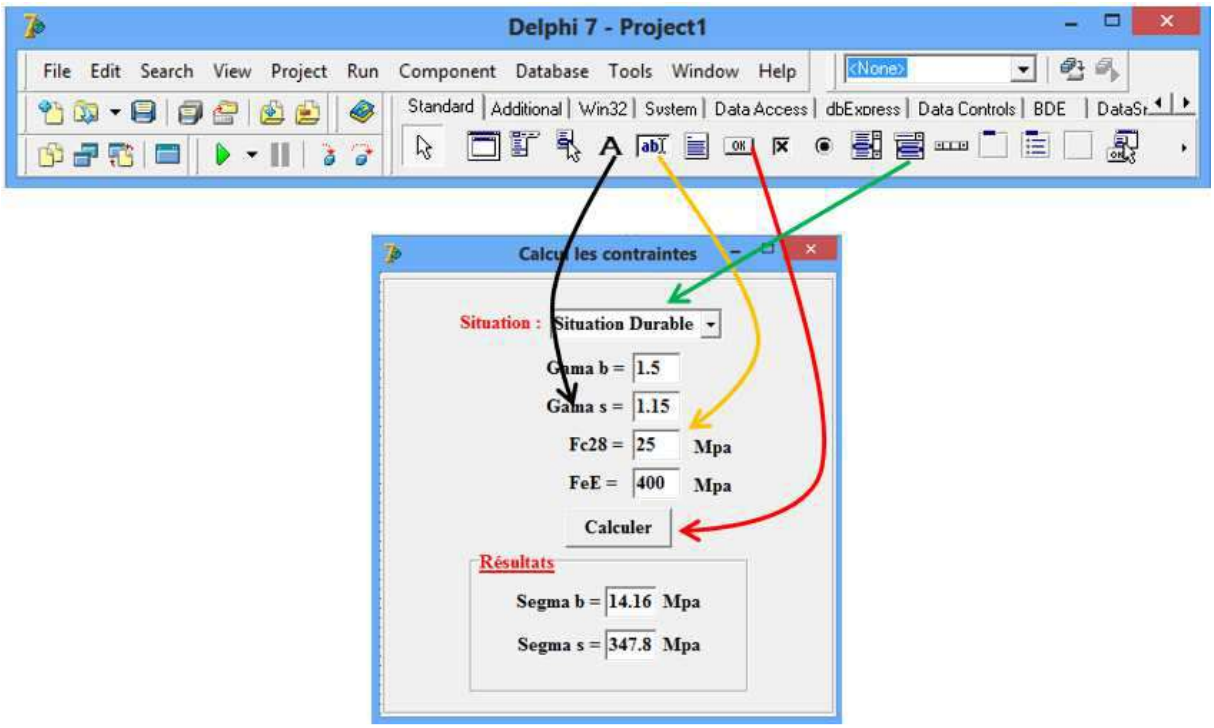


Fig.II14. Construction d'interface d'un programme (Calcul les contraintes) « DELPHI 7 ».

II.3.2.a. Les conversions de types :

Les données inscrites dans les boîtes d'édition sont de type texte (string). Nous devons donc les transformer afin de pouvoir effectuer des calculs.

Voici quelques fonctions permettant d'effectuer certaines conversions :

- StrToInt (string) : convertit une chaîne de caractères en un nombre entier (type integer)
- StrToFloat(string) : convertit une chaîne de caractères en un nombre réel (type real).

De même, pour pouvoir afficher le résultat, nous devons le transformer en texte. Ceci peut se faire grâce aux fonctions FloatToStr et IntToStr.

II.3.2.b. Le traitement :

Après la saisie des données dans les boîtes d'édition et choisir la situation correspondent le cas calculer d'après la liste de ComboBox, l'utilisateur va cliquer sur le bouton btnCalculer.

À cet instant l'événement OnClick du bouton est généré et la méthode btnCalculClick est lancée.

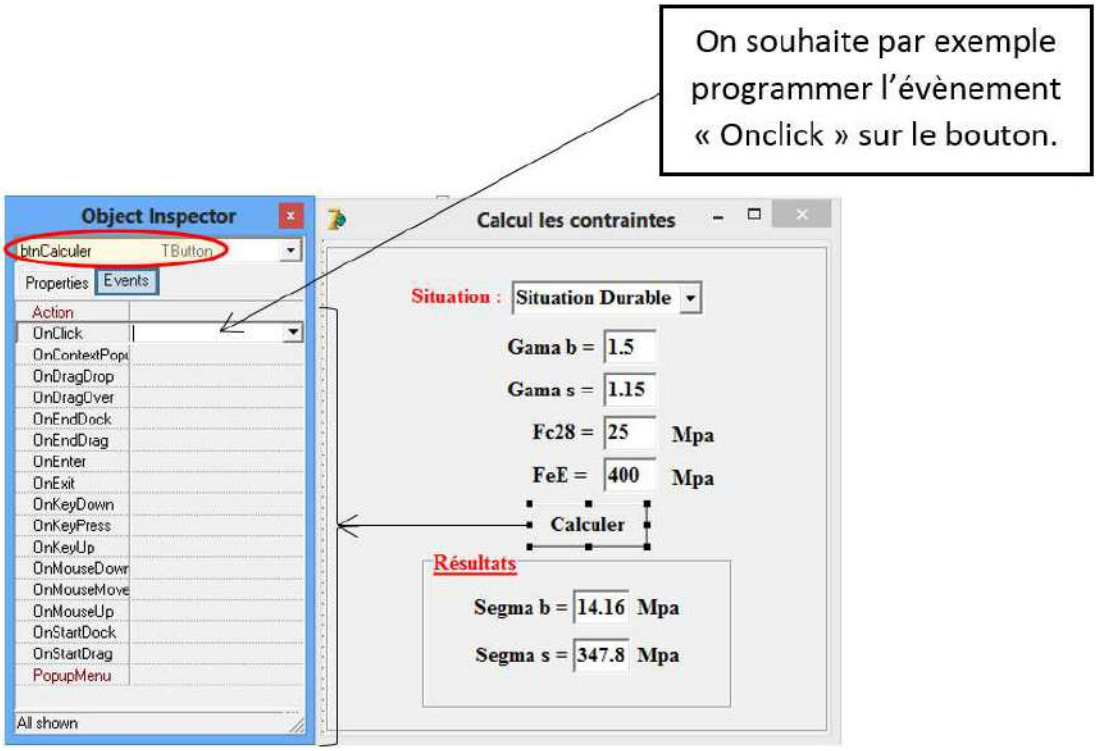


Fig.II.15. Création d'un évènement sur un bouton « calculer » DELPHI 7 .

A chaque objet Visual peuvent être associés des évènements qu'il peut gérer. Ex. Clic de la souris sur l'objet, survol de la souris, touche du clavier enfoncée, glisser-déposer à partir ou à destination de l'objet.

Nous allons donc entrer les instructions à effectuer dans la méthode btnCalculClick sur l'éditeur de code avec tous les variables, les calculs et l'affichage de résultats dans les édites 5 et 6.

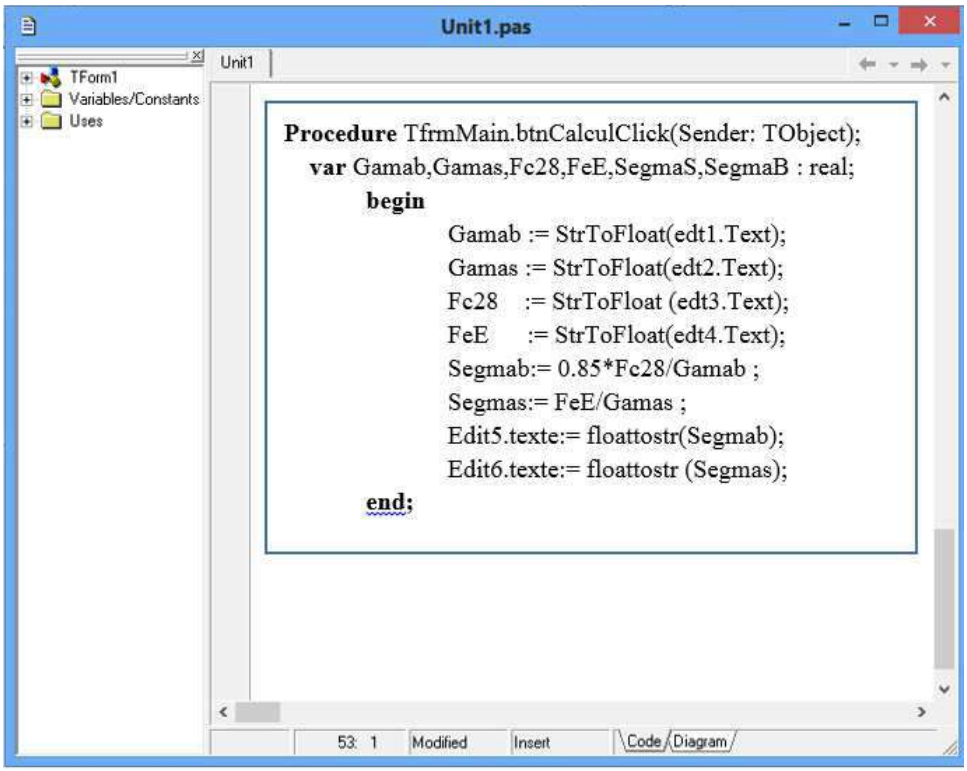


Fig.II.16. l'éditeur de code.

Chapitre III

Présentation de L'application

Chapitre III. Présentation de l'application

III.1.Introduction :

Dans un n'importe quel programme et application il faut préparée tous les données nécessaires qui facilite la création d'une base de donnée par des tables dynamique à partir des formules du calcules, des organigrammes et des tables qui contient des valeurs statiques réglementaires dans le CBA93 et RPA99.

A travers ces derniers, on a créé une application rassemble tous dans une interface simple et facile, composé par des icônes, des fenêtres et des Onglets flexibles (basculement facile entre eux), sans oublier la phase des calculs et vérifications qui est l'intérêt de notre projet de fin d'étude.

III.2.Presentation de l'application :

Notre application « **Civil Engineering Solution »** c'est un outil de calculs et vérifications des différents éléments constrictives des structures pour optimiser le temps et faciliter le travail de l'ingénieur en génie civil dans la vie professionnelle.



Fig.III.1. Interface de l'application CES.

Pour cela on a divisée notre application en grands (5) cinq parties selon les étapes d'étude **(voir l'organigrammeIII.1 et III.2.).**

1ère Partie : La description et la déclaration de toutes les données de la structure à savoir le nom du projet, la zone, le groupe d'usage, le nombre et les hauteurs d'étages, la situation, et les différentes paramètres exploité à partir du rapport du sol.

2ieme partie : Le prédimensionnement et les vérifications des éléments porteurs de la structure est effectuée selon les documents techniques réglementaires (RPA99 v2003 et CBA93) ;

L'application permet d'introduire les paramètres du prédimensionnements à savoir les longueurs, pour obtenir des résultats vérifiés avec la réglementation en vigueur.

3ème partie : (Evaluation des charges) : cette partie du l'application consiste à évaluer les charges permanentes et d'exploitations d'une façon automatique moyennant des bases de données. Inspiré du DTR.B.C.2.2. Charges permanentes et surcharge d'exploitations.

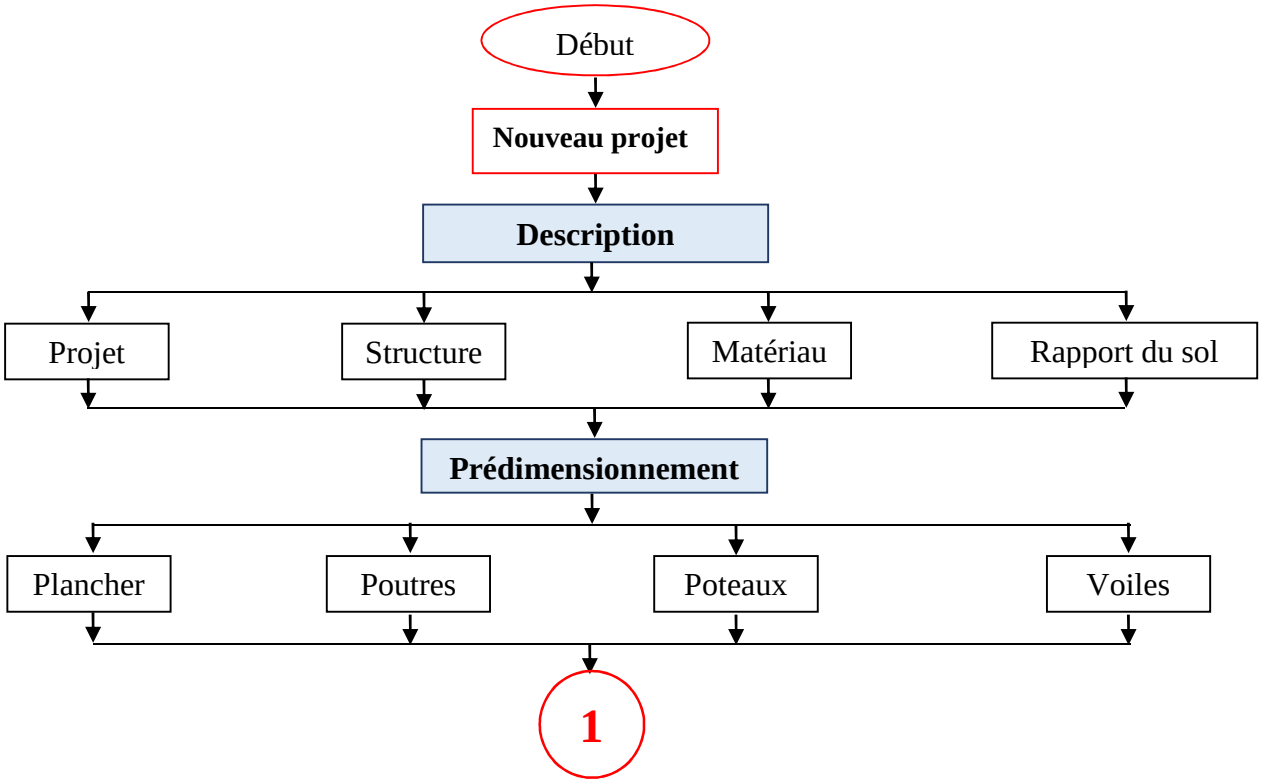
4ieme Partie : (Calculs dynamiques) : cette partie consiste à importer et exploiter les résultats obtenus par la modélisation de la structure, elle est répartie sur trois volées :

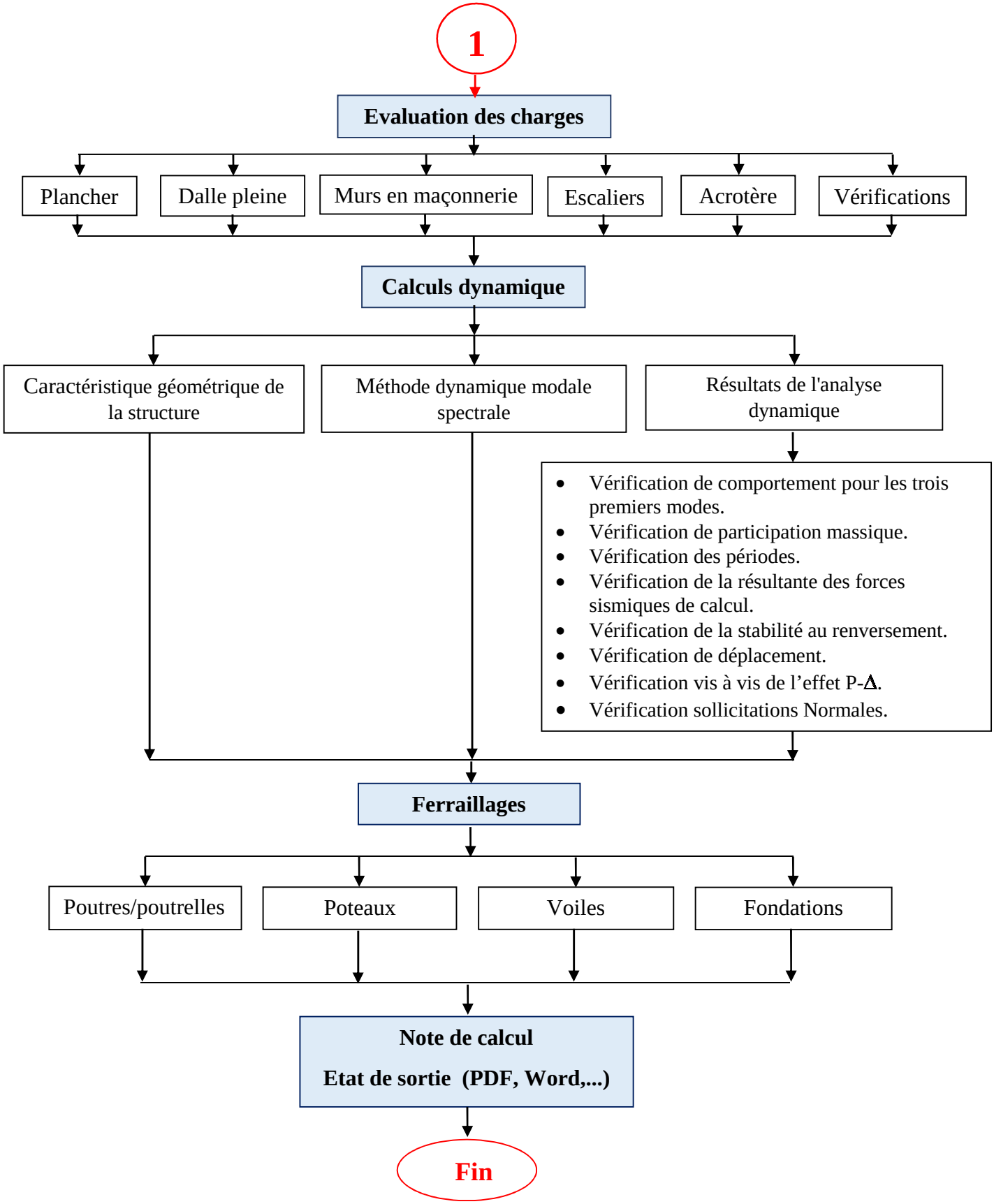
1. Caractéristique géométrique de la structure.
2. Méthode dynamique modale spectrale.
3. Résultats de l'analyse dynamique.

5ieme partie : (Ferraillage) : cette partie évalue la section d'aciers nécessaire pour équilibrer les efforts adjacente sur chaque élément de constructions à savoir les poutres, les poteaux, les voiles et les fondations.

A la fin, la récapitulation des résultats sera exportée par la suite vers un support numérique (PDF, Word,…), d'une façon automatique, peut être imprimée dans le besoin.

Organigramme III.1 : Les étapes du l'application.




1
Evaluation des charges
Plancher
Dalle pleine
Murs en maçonnerie
Escaliers
Acrotère
Vérifications
Calculs dynamique
Caractéristique géométrique de la structure
Méthode dynamique modale spectrale
Résultats de l'analyse dynamique
Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
Vérification de participation massique.
Vérification des périodes.
Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.
Vérification de la stabilité au renversement.
Vérification de déplacement.
Vérification vis à vis de l'effet P-Δ.
Vérification sollicitations Normales.
Ferraillages
Poutres/poutrelles
Poteaux
Voiles
Fondations
Note de calcul
Etat de sortie (PDF, Word,...)
Fin

III.2.1.L'interface :

III.2.1.A.Creation de nouveau projet :

Nous proposons une interface qui permet de créer un nouveau projet, par une clique sur l'icône de **Nouveau Projet** , le bouton de la première étape **(Description)** est activé pour afficher la fenêtre de déclaration des données.

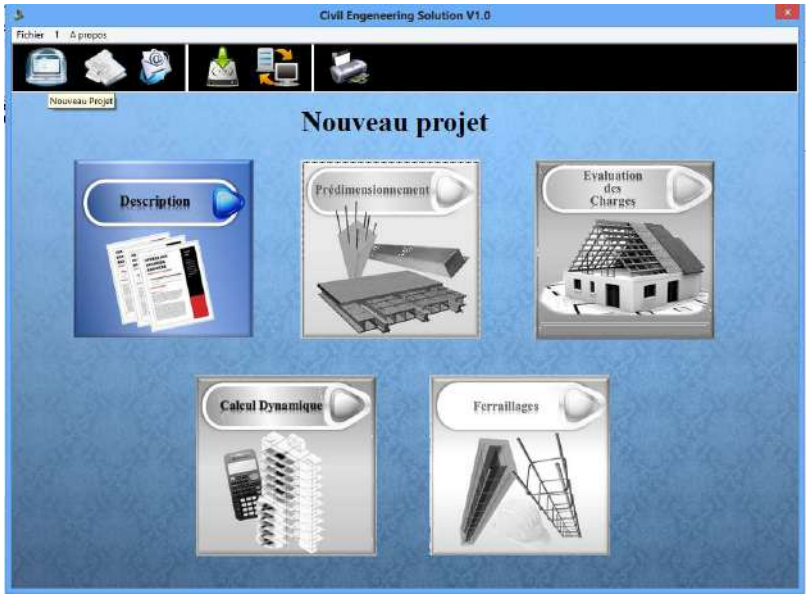


Fig.III.2. Création de nouveau projet.

III.2.1.B.Description :

Dans cette étape, l'utilisateur Saisie les données dans les champs visuelles sur la fenêtre de description, elle contient quatre (4) zones de déclaration, qui Sont :

1- Projet ;
2- Structure ;
3- Matériaux ;
4- Rapport du sol,

Et un bouton de validation des données qui permet de passer à la deuxième étape.

.

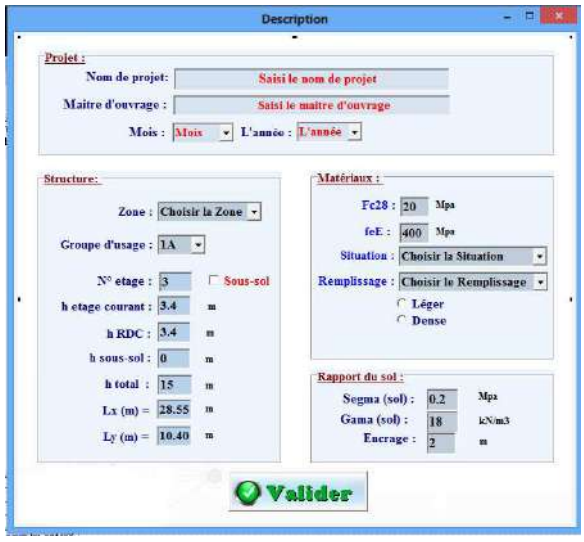


Fig.III.3. Fenêtre de description

B.1. Projet :

Cette zone de projet se compose par :



Fig.III.4. Zone de projet.

Nom de projet : le nom du projet étudié.

Maitre d'ouvrage : ce lui qui lancer l'étude et la réalisation de projet.

Mois et l'année : choisir le mois et l'année du projet.

B.2.Structure :

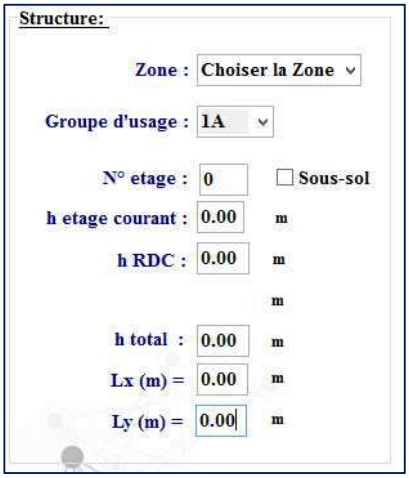


Fig.III.5. Zone de structure.

Dans cette zone on saisit les caractéristiques de la structure étudiée, quel que soit l'emplacement, la dimension et la constitution de structure.

Elle compose par :

- ***Zone :*** l'implantation et la zone sismique de projet selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).On se trouve quatre (04) zones de séismicité
  - Zone O : sismicité négligeable.
  - Zone I : sismicité faible.
  - Zone Ila et IIb : sismicité moyenne.
  - Zone III : sismicité élevée.
- ***Groupe d'usage*** : le choix du groupe d'usage dépend de l'article ( ) de règlement parasismique algériens RPA99 v 2003 qui réparti les groupe d'usage comme suit :
  - 1A
  - *1B*
  - 2
  - 3
- ***N° étages :*** Les niveaux de structure. (**Nombre d'étages**).

- ***h étage courant :*** Hauteur de l'étage courant.
- ***h RDC :*** Hauteur de rez-de-chaussée.
- ***h total :*** Hauteur totale de structure.
- ***Lx :*** Longueur totale de structure suivant x.
- ***Ly :*** Longueur totale de structure suivant y.
- ***Sous-sol :*** ça dépend le cas de la structure, s'il existe on appuie sur la case à cocher pour afficher le champ $h_{sous-sol}$ (fig.III.4).

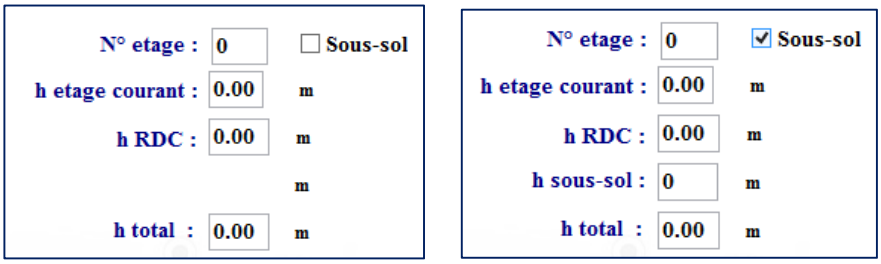


Fig.III.6. l'effet de case à cocher de sous-sol.

B.3.Matériaux :

La zone qui regroupe les champs de les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés (béton et acier), la situation et le type de remplissage qui correspondant à la structure.



Fig.III.7. Zone de matériaux.

Fc28 : la résistance caractéristique de compression à 28 jours**.**

FeE : la nuance des armatures utilisée.

Remplissage : Pour choisir le type de remplissage de la structure, On sélectionne le type de remplissage (Portique en BA ou Voile en BA).

Si on choisit le 1er type, On a deux choix : Léger et Dense.

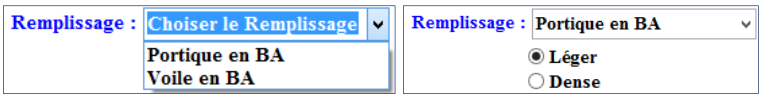


Fig.III.8. Type de remplissage de la structure.

B.4.Rapport du sol :

L'application s'intéresse à introduire les caractéristique mécaniques des sols à savoir :

- **Segma (sol)** : Portance du sol (Mpa).
- **Gama (sol)** : Les densités sec (γd) kN/m^3
- **Ancrage :** Ancrages des semelles.

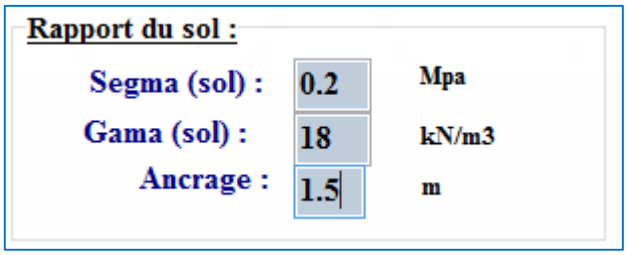


Fig. III.9. Zone de rapport du sol.

III.2.1.C.Predimensionnement :

Après la validation de l'étape précédante, le bouton de 2^{ième} étape **« Prédimensionnement »** est activé pour nous permettre de définir les dimensions de différent élément de la structure.

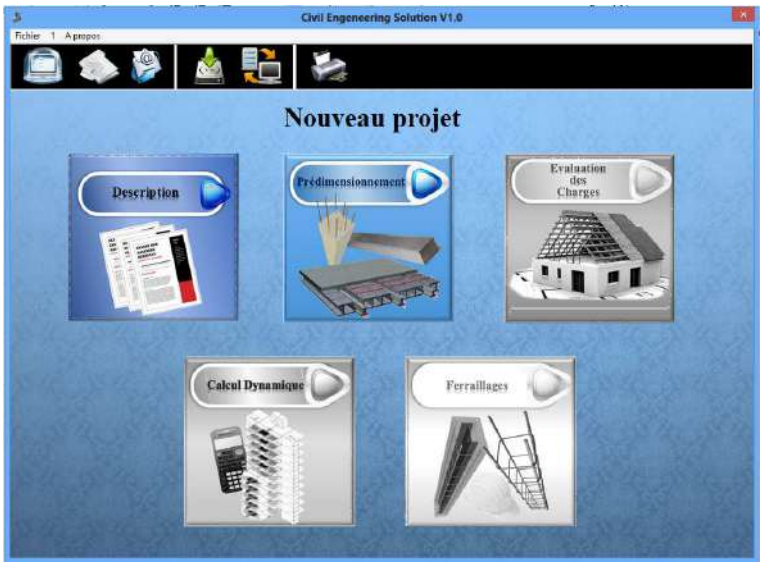


Fig. III.10. Icône de prédimensionnement active.

C.1.La fenêtre de prédimensionnement :

Elle contient des Onglets pour prédimensionner les éléments de la superstructure à savoir :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.



Fig.III.11.Fenêtre de prédimensionnement.

C.2. Les Planchers :

On commence par le 1er Onglet « Plancher », où se trouvent deux types de planchers ; plancher à corps creux et les dalles pleines.

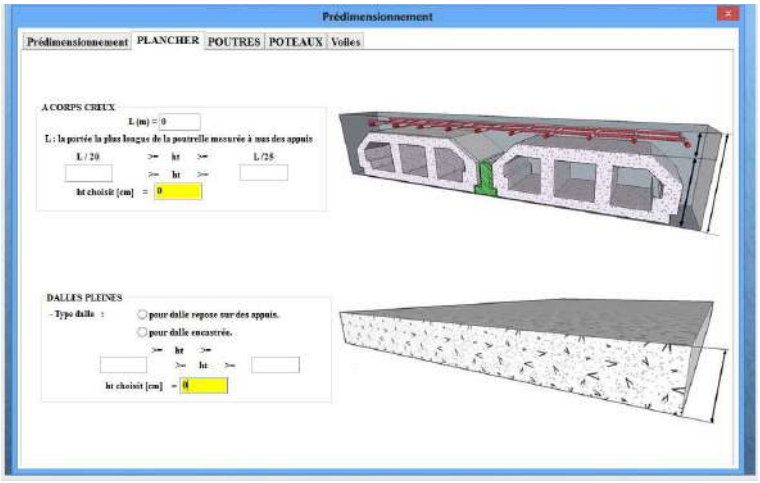


Fig.III.12. Onglet de plancher.

A corps creux :

On saisit la longueur de la portée la plus longue de la poutrelle à nus des appuis sur le champ de **L (m)** pour afficher l'intervalle de h_t selon sa formule de calcul.

Donc on peut choisir la valeur de h_t en cm.

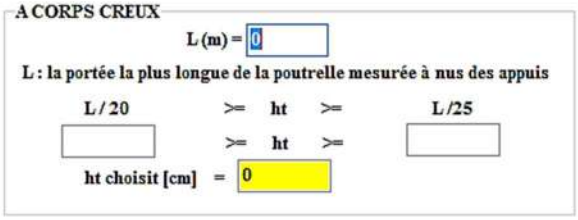


Fig.III.14. Zone de corps creux.

Dalles pleines :

Le choix entre le 1er et le 2eme cas permet de choisir le type de la dalle utilisée, chaque une a sa propre formule de calcul, le choix de l'épaisseur de la dalle pleine est choisi manuellement.

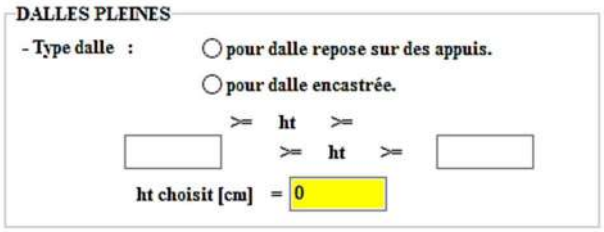


Fig.III.14. Zone des dalles pleines.

C.3.Les poutres :

Le prédimensionnement des poutres principales et secondaires est effectué par la saisit de la longueur de la portée la plus longue entre nus des appuis sur le champ de L(m), et on choisit par la suite les dimensions h et b en cm.

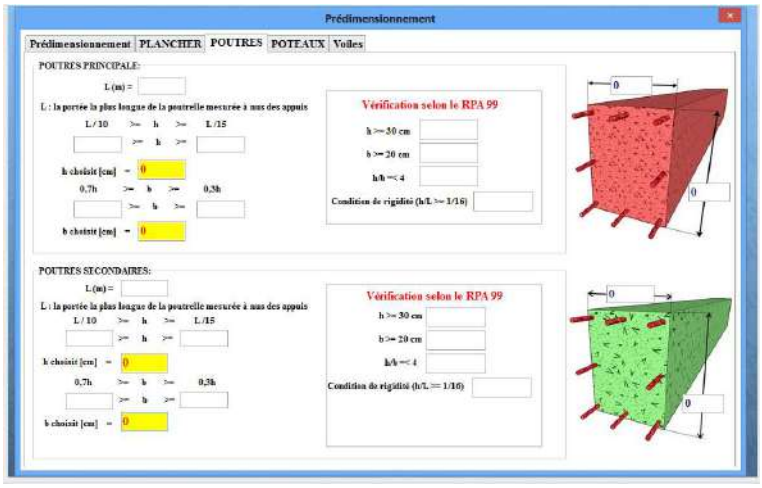


Fig.III.15. Onglet de poutres.

Les zones de vérifications comparent les valeurs obtenues avec celle préconisée par le règlement RPA99 v2003.

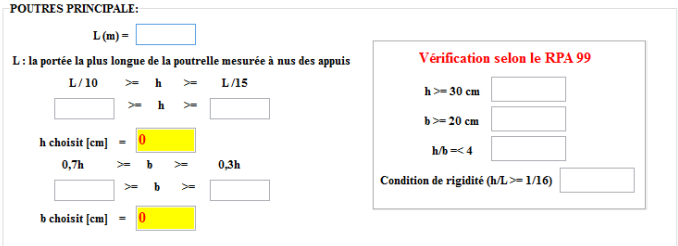


Fig.III.16. Zone des poutres principales.

C.4.Les Poteaux :

Pour charger le tableau on clique sur le bouton **Charger la table**, ce dernier pris en considération les déclarations saisies précédemment où on a déclaré le nombre d'étages, la hauteur de chaque étages, éventuelle existence du sous-sol, et la zone séismique.

Mais avant ça il faut calculer les surface revenant au poteau (nette et totale), l'exploitation des plans architecturales permet de déterminer la position du poteau le plus sollicité, trois cas sont illustré au niveau de la fenêtre : poteau de rive ou voisin de poteau de rive poteau intermédiaire.

le calcul de la longueur du flambement (L_f) , la surface brute de chaque poteaux (Br) et la vérifications des conditions de flambements cité dans le règlement RPA99 v2003 sont effectués d'une façon automatique après la saisie de leurs dimensions (a et b).

Si les conditions non sont pas vérifiés une augmentation de la section des poteaux est nécessaire.

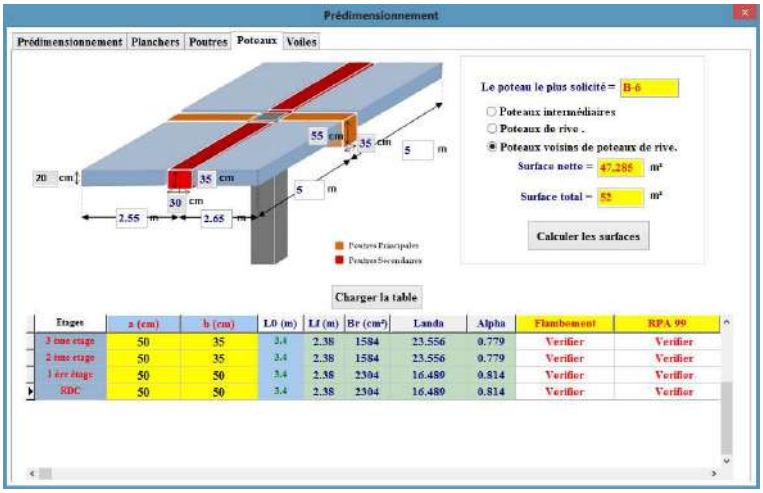


Fig.III.17. Onglet des poteaux.

C.5.Les Voiles :

Apres la prédimensionnements des éléments précédants on clôture cette étape par prédimensionnement des voiles s'il existe, On sélectionne les types des voiles qui se trouvent dans la structure pour adopter la valeur de l'épaisseur du voile (**a** en cm).

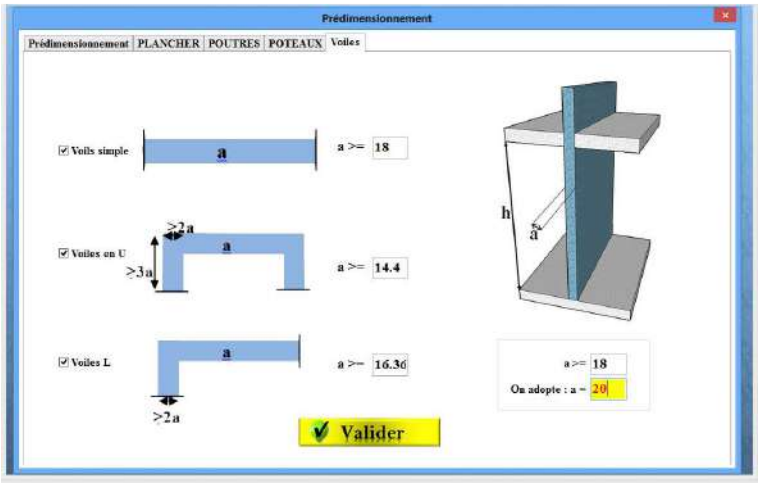


Fig.III.18. Onglet des voiles.

La validation des résultats sauvegarde toutes les optimisations adoptées et permet de d'entamer la phase suivante.

III.2.1.D. Evaluation des charges :

Pour afficher la partie de l'évaluation des charges on clique sur le bouton **(évaluation des charges)** dans la fenêtre principale.

Cette partie contient 5 cinq éléments nécessaires pour évaluer leurs charges permanents et exploitations :

- Les Planchers (Plancher terrasse : Terrasse inaccessible/ accessible), Plancher étage courant.
- Dalle pleine.
- Murs en maçonnerie (Double cloison, Simple cloison).
- Escaliers (Palier, Paillasse).
- Acrotère.

Et à la fin une partie de Vérifications.

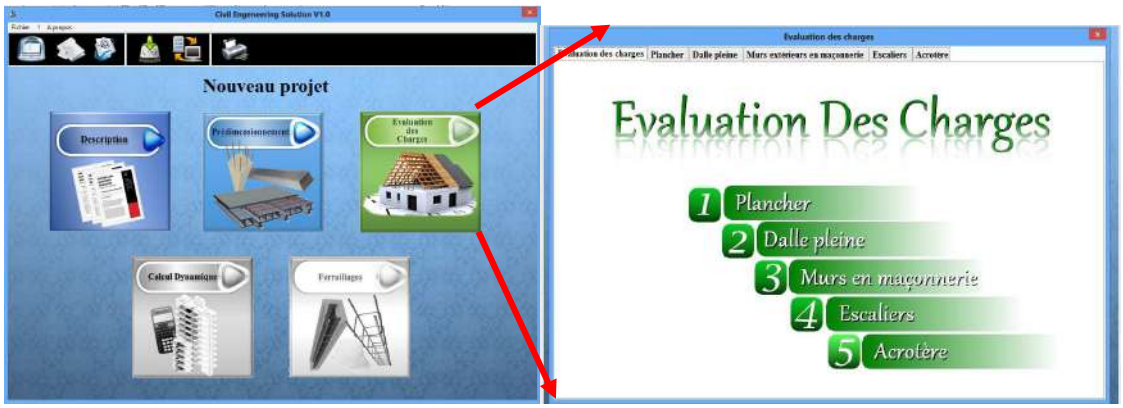


Fig. III.19. Fenêtre d'évaluation des charges.

On trouve dans chaque Onglet d'un élément deux zones contient un tableau et deux champs de calcul qui affiche la valeur du poids surfacique permanant et d'exploitation.

Il y a aussi une image représentative la constitution de l'élément comme nous indiquons dans la table avec l'ordre de placement réel.

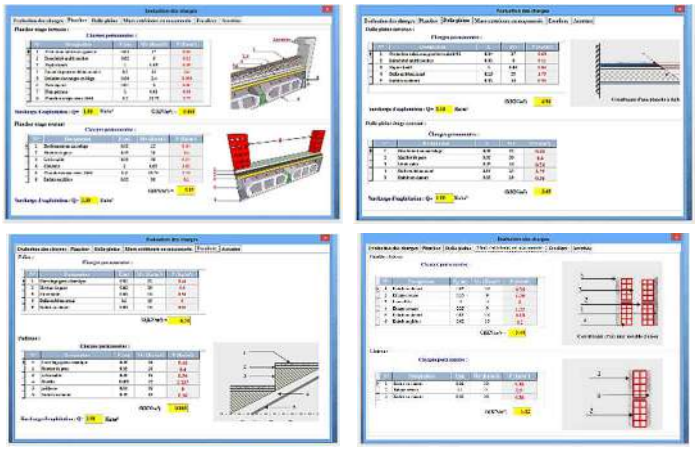


Fig.III.20. Onglets d'évaluation des charges.

L'acrotère :

On saisit les dimensions de l'acrotère en m pour calculer leur poids linéaire et la surcharge d'exploitation considéré tous jours 1 kN/ml.

La validation des calculs de tous les éléments se fait par un clique sur le bouton **« Valider ».**

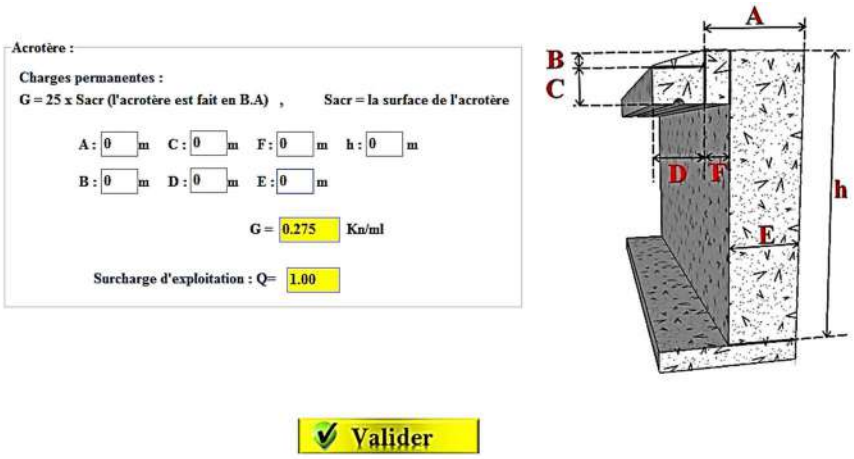
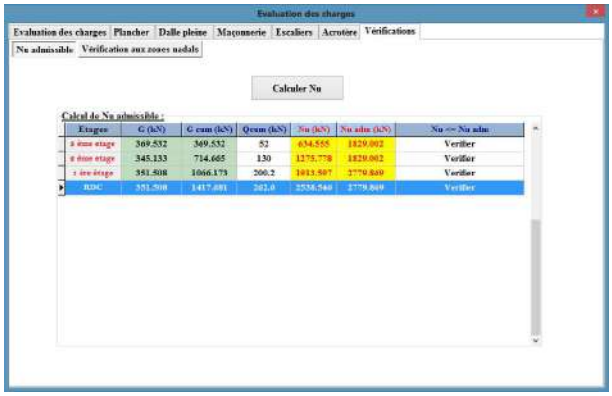


Fig.III.21.Onglet de l'acrotère

Apres l'évaluation des charges, on doit vérifier l'effort normal à l'état limite ultime avec l'effort admissible des poteaux.

Un clique sur le bouton **« Vérifier »,** l'application calcul et vérifie les efforts, si les conditions ne sont pas vérifiées, on doit redimensionner le poteau concerné, puis on vérifie les zone nodales.



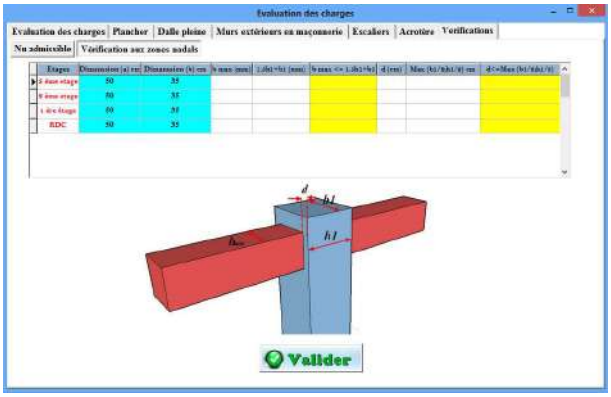


Fig III.22.Onglet de vérification « Nu admissible » **Fig III.23.Onglet de vérification « aux zones nodales ».**

III.2.1.E. Présentation de données finales :

Elle affiche toutes les déclarations et les résultats des étapes précédante « Description, Prédimensionnement et Evaluation des charges », pour commencer la modélisation de la structure.

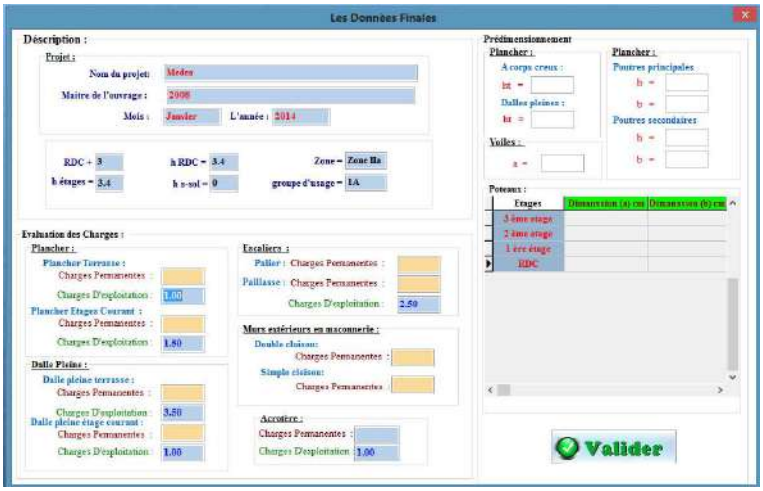


Fig.III.24.Fenêtre des données finales.

III.2.1.F.Calculs dynamiques :

Cette partie s'intéresse à l'exploitation des résultats de l'analyse dynamique, une fois la fenêtre est activée, on peut saisir les résultats et établir les vérifications nécessaires.

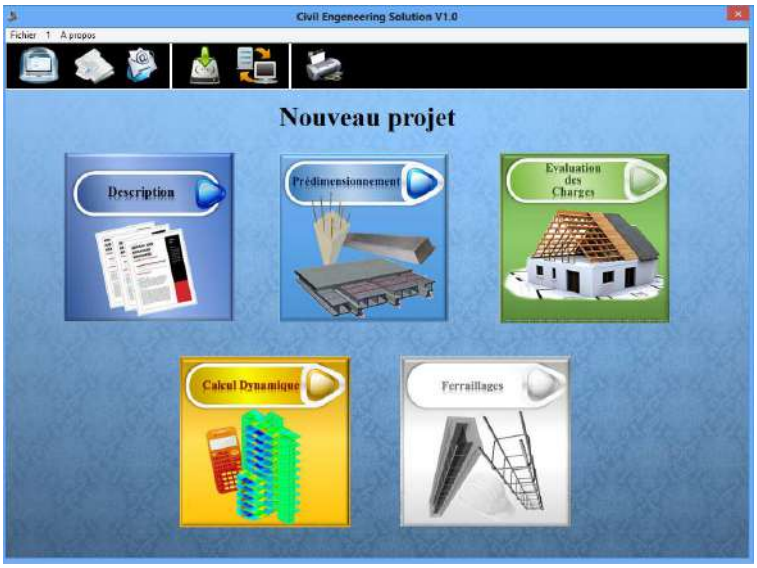


Fig.III.25. Icône de calculs dynamiques active.

L'étape de calculs dynamiques contient 3 parties :

1. Caractéristiques géométrique de la structure.
2. Méthode dynamique modale spectrale.
3. Résultats de l'analyse dynamique.

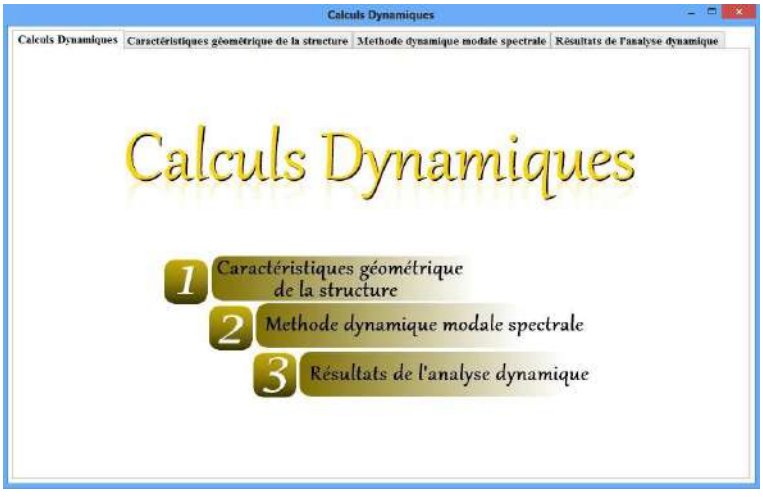


Fig.III.26. Fenêtre de calculs dynamiques.

F.1.Caractéristiques géométrique de la structure :

On a trois tableaux dans cette fenêtre,

le premier pour calculer l'excentricité théorique par la saisi de la position du centre du gravité (Xg, Yg) et le centre de torsion (Xt, Yt) de chaque étage dans les deux directions (X,Y), et afficher les résultats dans les colonnes Ex et Ey théoriques.

Le deuxième tableau : pour calculer l'excentricité accidentelle Ex_{acc} et Ey_{acc} après le saisi des longueurs dans les deux directions Lx et Ly pour chaque étage.

Le dernier tableau pour calculer l'excentricité total par l'addition de l'excentricité théorique et l'excentricité accidentelle**.**

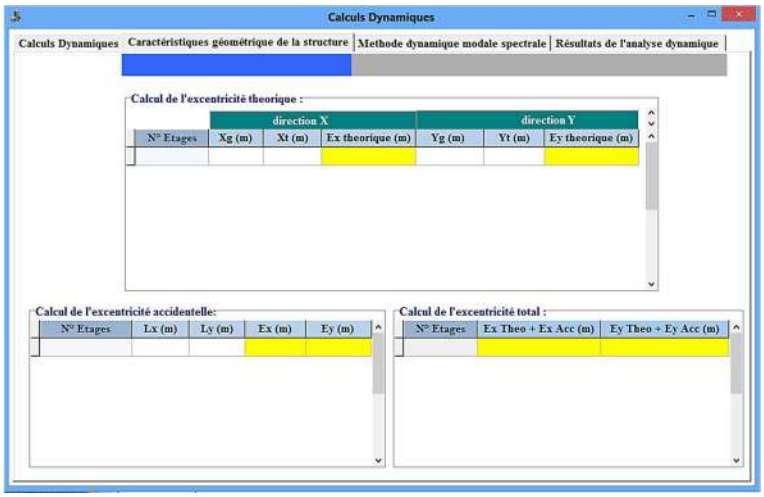


Fig.III.27. Onglet de caractéristiques géométrique de la structure.

F.2. Méthode dynamique modale spectrale : [DTR.RPA99.v2003]

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

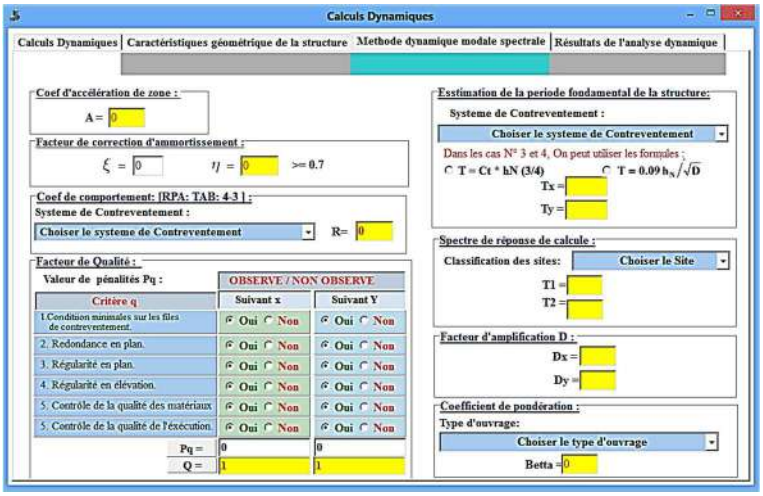


Fig.III.28. Onglet de méthode dynamique modale spectrale.

Coefficient d'accélération de zone (A) : il affiche la valeur selon la zone et l'usage déjà choisi dans la première étape (description).

Facteur de correction d'amortissement : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : **$\eta = \sqrt{7}/(2+\xi) \geq 0.7$**

ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages qui déjà choisir dans l'étape de description.

Coefficient de comportement (R) : on choisir le système de contreventement selon les classifications :

- 1a (Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide)
- 1b (Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide)
- 2 (Voiles porteurs)
- 3 (Noyau)
- 4a (Mixte Portiques / Voiles avec interaction)
- 4b (Portiques contreventés par des voiles)
- 5 (Console verticale à masses réparties)
- 6 (Pendules inverse)

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction :

1. la nature des matériaux constitutifs (Béton armé, Acier, Maçonnerie)
2. le type de construction (Autostable,Mixte portiques/voiles,Pendule inverse, …)
3. les possibilités de redistribution d'efforts dans la structure,
4. les capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique,

Facteur de qualité Q : Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule **: $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$.**

Avec le Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

Estimation de la période fondamental de la structure : La valeur de la période fondamentale (T) de la structure suivant x et y, 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 : $\mathbf{T = C_T h_N^{3/4}}$.

Et pour choisir la valeur de C_T, il faut choisir le système de contreventement, si le système choisit c'est les cas n°3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule : $\mathbf{T= 0.09h_N /\sqrt{D}}$.

Spectre de réponse de calcul : L'action sismique est représentée par le spectre de réponse calculé par les valeurs de (A, R, T, η, ξ, Q, T, T1 et T2), T1 et T2 sont des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, donc il faut choisir le site dans la liste.

Facteur d'amplification D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

Coefficient de pondération β : le coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation. Pour cela on choisir le type d'ouvrage sur la liste dans la zone indiquer.

F.3. Résultats de l'analyse dynamique :

La dernière partie dans cette étape est l'interprétation des résultats de l'analyse dynamique ou se trouve les huit vérifications de l'étude dynamique.

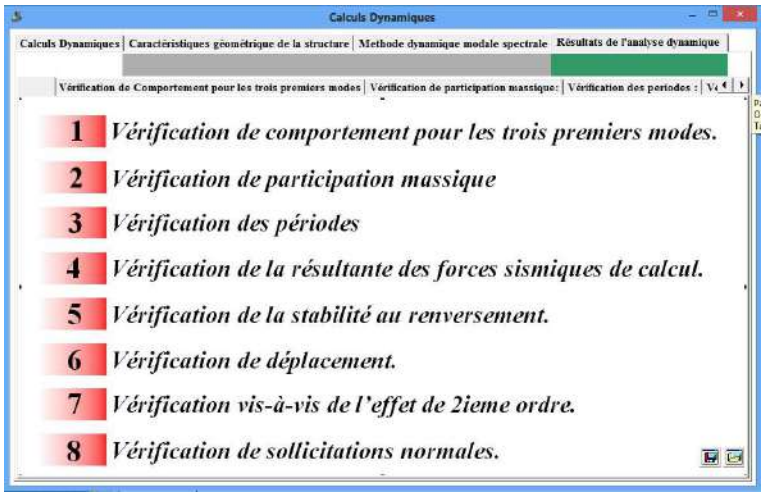


Fig.III.29. Onglet de résultats de l'analyse dynamique.

F.3.1. Vérification de comportement pour les trois premiers modes :

On importe les photos de la structure modélisé pour les trois premiers modes par la clique sur les boutons (Mode1, Mode2 et Mode3), pour les insérer dans la note de calcul.



Fig.III.30. Onglet de Vérification de comportement pour les trois premiers modes.

F.3.2. Vérification de participation massique :

Le bouton **« Importer »** permet d'importer les valeurs de la participation massique suivant la sens X et Y d'après un fichier Excel.

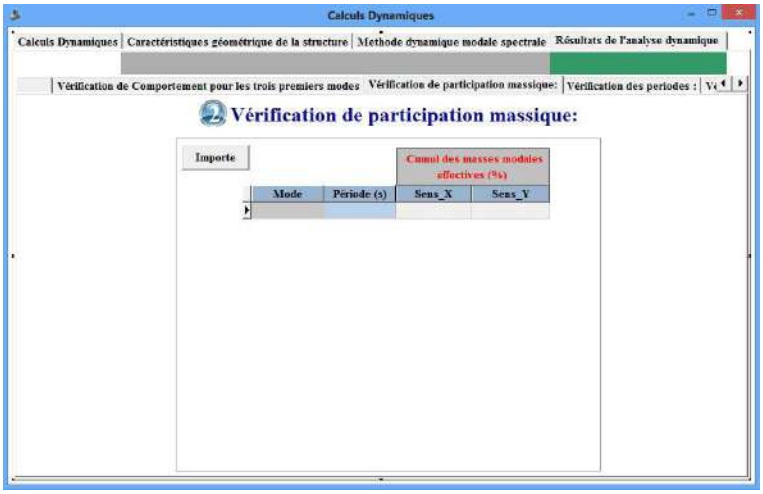


Fig.III.31. Onglet de Vérification de participation massique.

F.3.3. Vérification des périodes :

On saisit la valeur de $T_{numérique}$ suivant le sens X et Y, calculées à partir de logiciel de modélisation et vérifie que les $T_{empiriques}$ ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%, si la condition n'est pas vérifiées on doit rigidifier la structure jusqu'à la vérification.



Fig.III.32. Onglet de Vérification des périodes.

F.3.4. Vérification de la résultante des forces de calcul :

la résultante des forces sismique par la méthode statique équivalente V dans les deux directions X, Y, est calculée d'une façon automatique après la saisi du poids total de la structure et on introduit par la suite les valeurs de la résultante des forces sismique à la base Vt(x,y) exploité à partir du logiciel de calcul.

A la fin,il faut vérifier que V(x,y) < 0.8 Vt(x,y) , il affiche si vérifiées ou non .

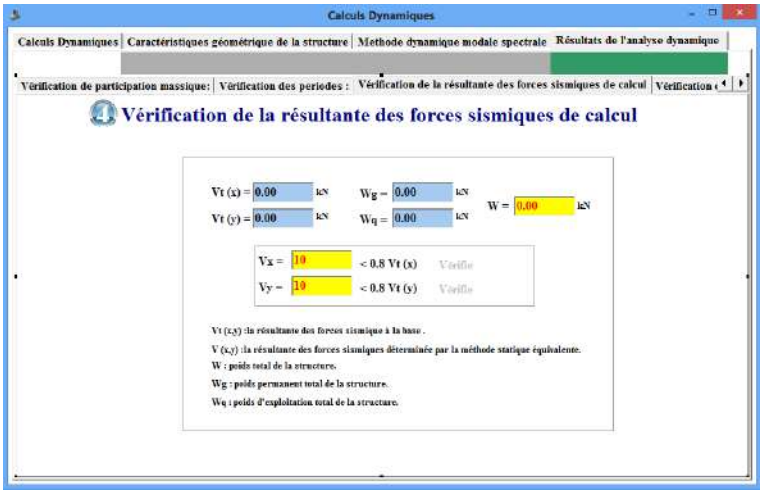


Fig.III.33. Onglet de vérification de la résultante des forces de calcul.

F.3.5. Vérification de la stabilité au renversement :

Dans cette partie, on saisit le poids de chaque étage pour répartir les forces sismiques et calculer les moments stabilisants et de renversement, puis on effectue la vérification de :

$$Mt/Mo \geq 1.5.$$

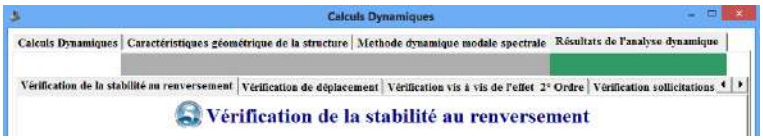


Fig.III.34. Onglet de vérification de la stabilité au renversement.

La première étape on cliquée sur le bouton Charger pour charger la table selon le nombre d'étage de la structure, et saisit les poids de chaque étage, puis on appuyer sur le bouton **Calculer** pour faire toutes les calculs et les vérifications nécessaires tel que les forces sismiques $Fi_{(x,y)}$, les moments stabilisants $Mt_{(x,y)}$.

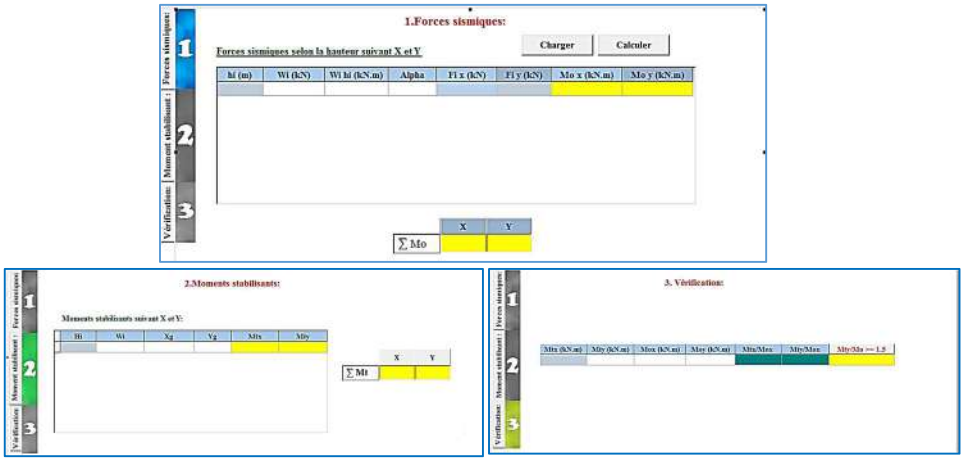


Fig.III.35. Onglets de calculs sous la vérification de la stabilité au renversement.

F.3.6. Vérification de déplacements :

On charge la table par un clique sur le bouton C**harger**, puis on saisit les valeurs de déplacements « **Delta e (δ_e)** » de chaque étage suivant le sens X,Y et on établit la vérification par un simple clique sur le bouton (Vérifier (x) et Vérifier (y)).

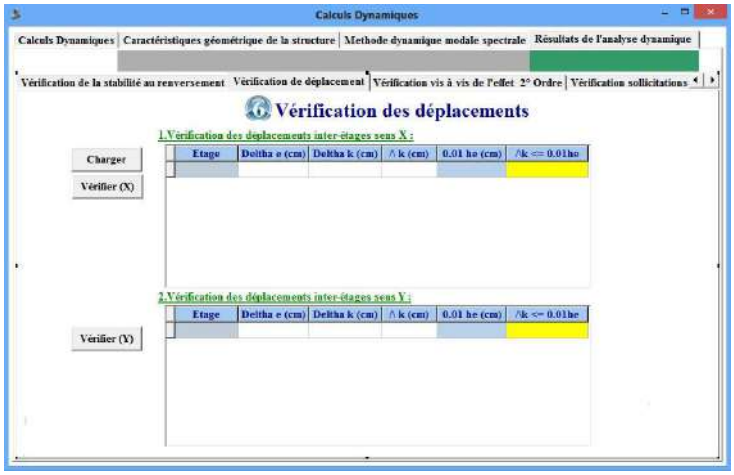


Fig.III.36. Onglet de vérification des déplacements.

F.3.7. Vérification vis-à-vis l'effet 2° ordre :

On charger la table par une clique sur le bouton **« Calculer »**, l'application charge les données et effectue les vérifications nécessaires. Si la condition n'est pas vérifiée il faut suivre les préconisations du règlement parasismique Algérien RPA99 v 2003

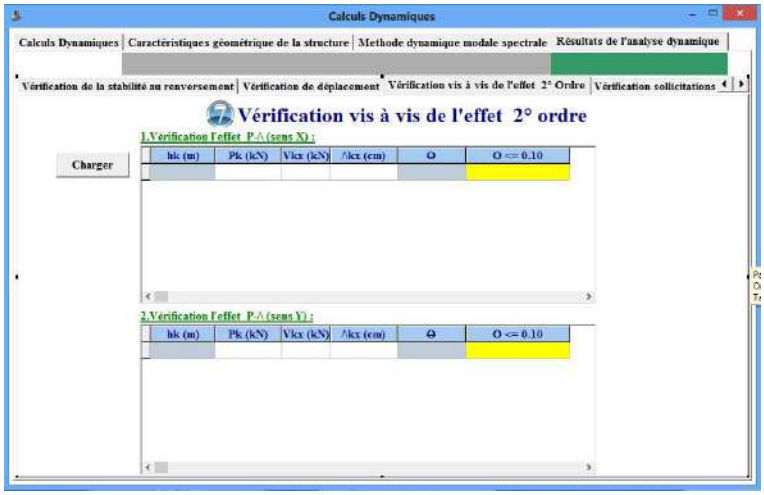


Fig.III.37. Onglet de vérification vis-à-vis de l'effet de 2° ordre.

F.3.8. Vérification Sollicitation normales :

Dans cette étape on doit affecter une valeur de l'effort normal maximum sous combinaison sismique, ainsi que les dimensions des poteaux, l'application effectue la vérification nécessaire, si la condition n'est pas satisfaite, on doit redimensionner les éléments non vérifiées.

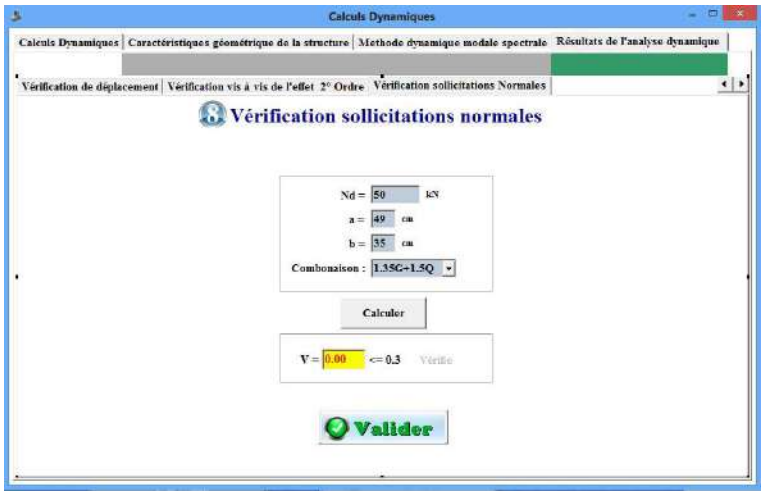


Fig.III.38. Onglet de vérification de sollicitations normales.

III.2.1.G. Ferraillages :

Ce partie de l'application **« Ferraillages »** est composé d'un groupe des sous-programmes indépendants, chacun de ces sous-programmes traite un état bien déterminé.

Une fois la fenêtre est activée, quatre étapes de ferraillage : poutres, poteaux, voiles et fondations sont apparus, pour établir les calculs et les vérifications en vigueur.



Fig.III.39. Icône du Ferraillages active.



Fig.III.40. Fenêtre du Ferraillages.

G.1.Ferraillage des poutres/poutrelles :

Cette fenêtre contient :

Un onglet **« Généralité »** pour saisir les propriétés de l'élément étudiée, son nom, l'emplacement dans l'étage et les caractéristiques d'acier et toutes les données nécessaires, puis on choisit le type de section rectangulaire ou en T.

Un autre onglet **« Armatures longitudinales »** est la partie la plus importante, lorsque on termine la saisi de toutes les données dans les champs correspondant sans oublier aucun, nous pouvons à ce point exécuter les calculs en cliquant sur le bouton **Calculer** , l'application commence à faire le calcul et les vérifications basées sur les organigrammes de la flexion simple à l'état limite ultime et de service et affiche les résultats sur les champs correspondants.



Fig.III.41.Onglets du Ferraillage des poutres/poutrelles.

Il s'agit de calculer la section d'armatures longitudinales (tendues et comprimées) nécessaire pour équilibrer le moment de flexion ou le moment de torsion selon le cas, cette section sera vérifié avec la section minimale exigée par les règles de conception et de calcul de structures en béton armé.

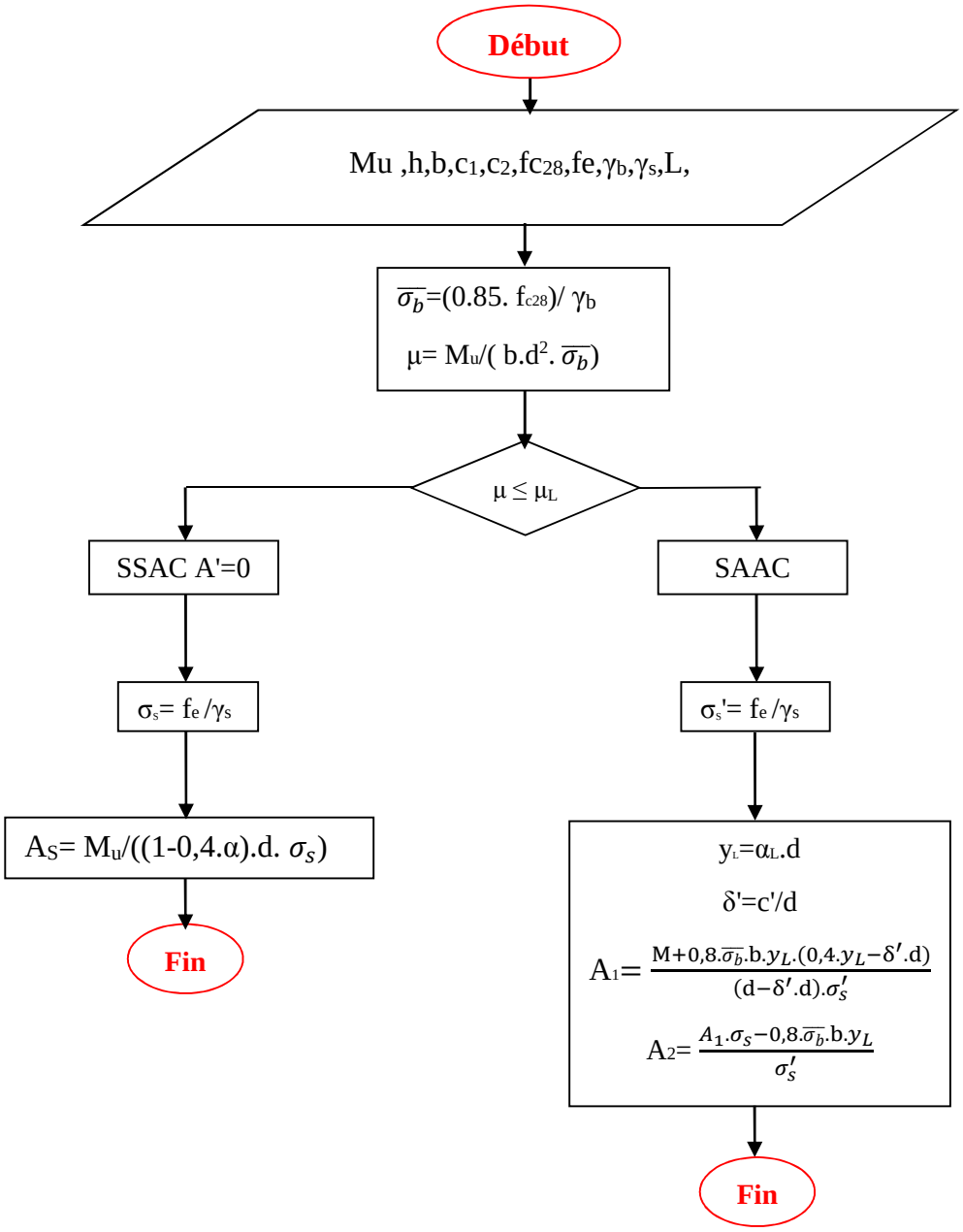
Après la vérification des contraintes, on procéder au calcul de la section d'armatures transversales puis la vérifiée avec la section minimale, et enfin on adopte le choix de la section d'après la section d'armatures calculer.

Si on a calculé les armatures en vérifiée la contrainte de cisaillement du béton et la flèche de la poutre étudiée puis valider les résultats.

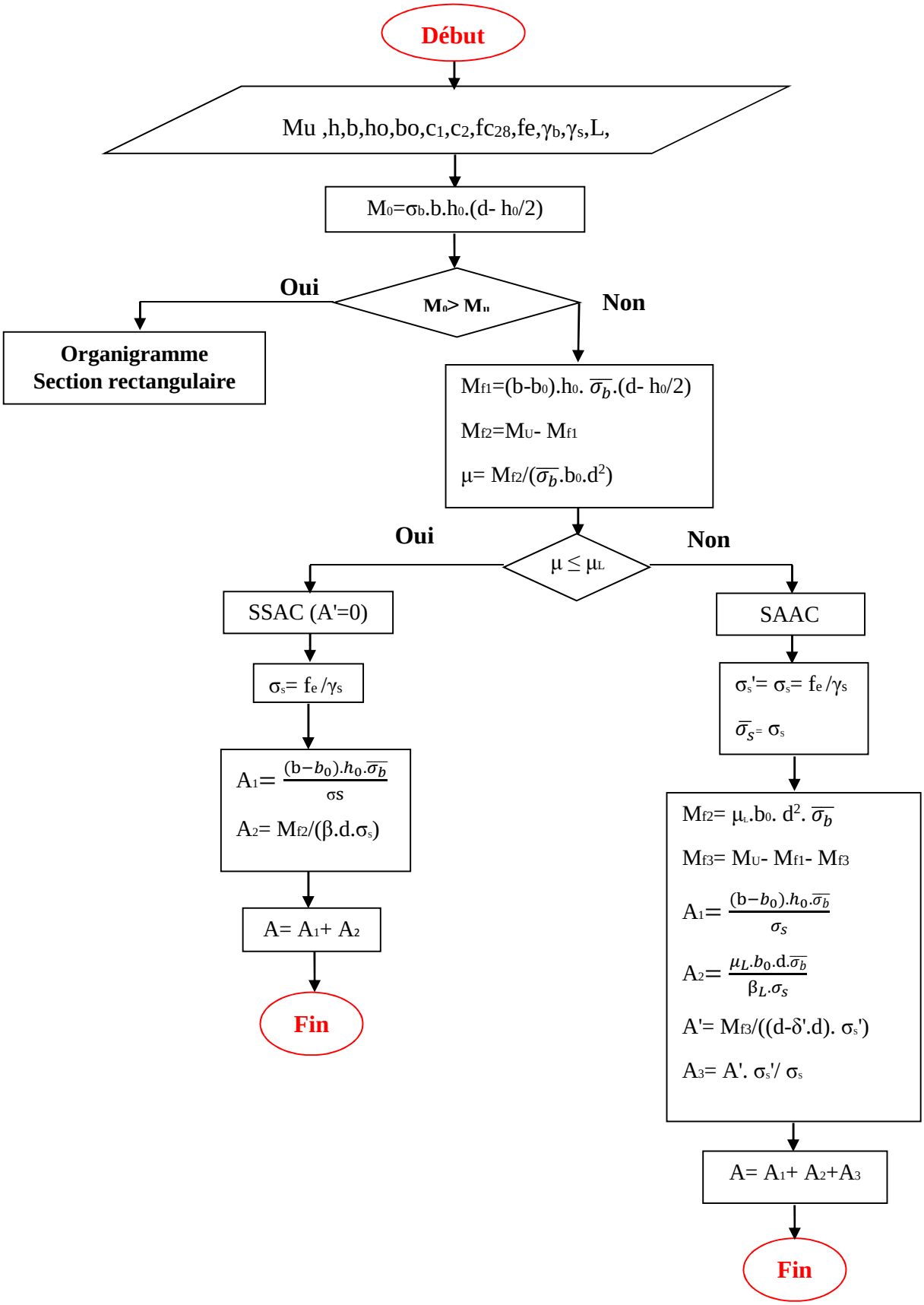
En cas d'existence d'un autre élément avec d'autres dimensions on doit revenir sur l'onglet général et refaire toutes les étapes,

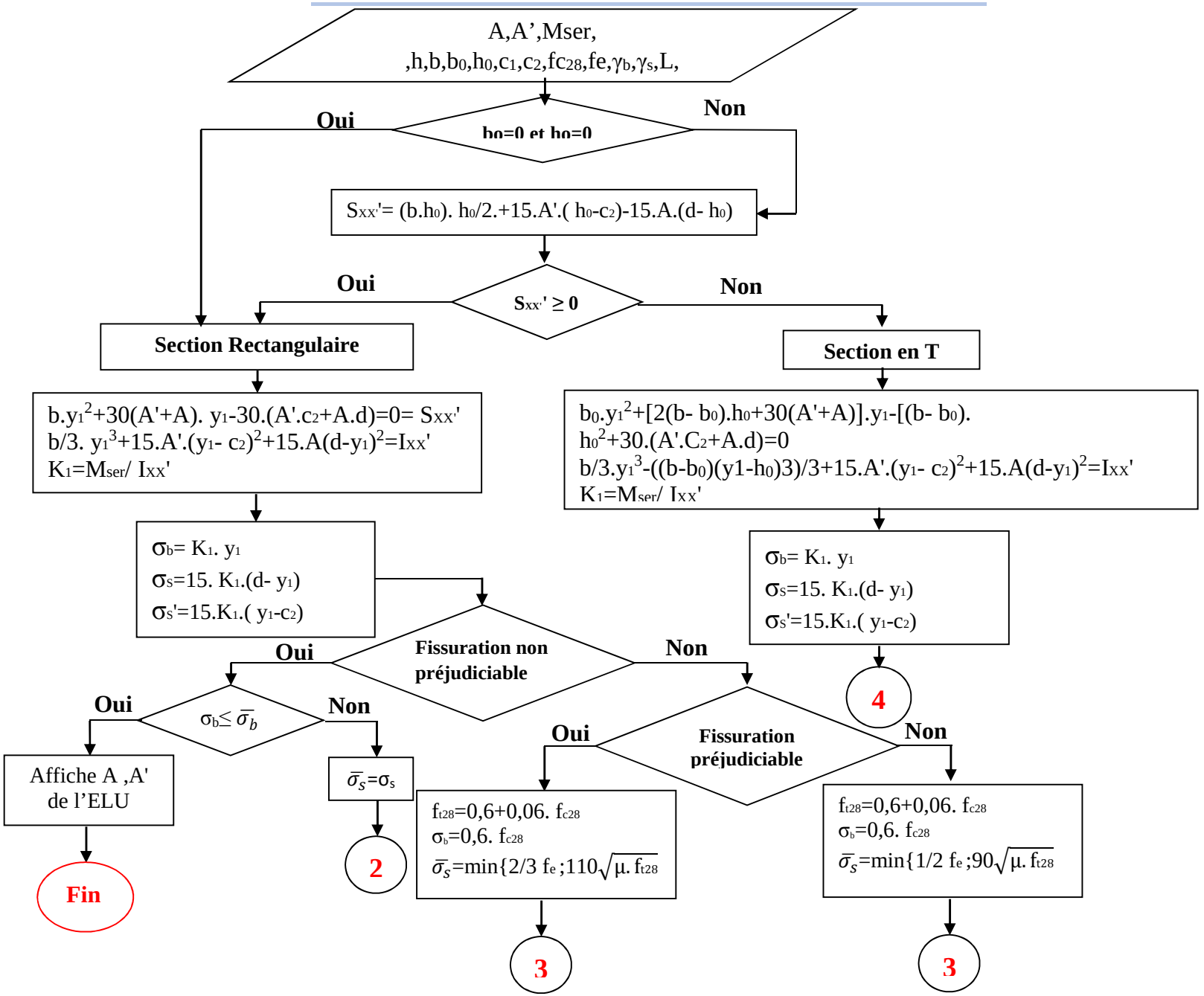
Organigramme.IV.2. Détermination des armatures longitudinales soumis à la flexion simple.

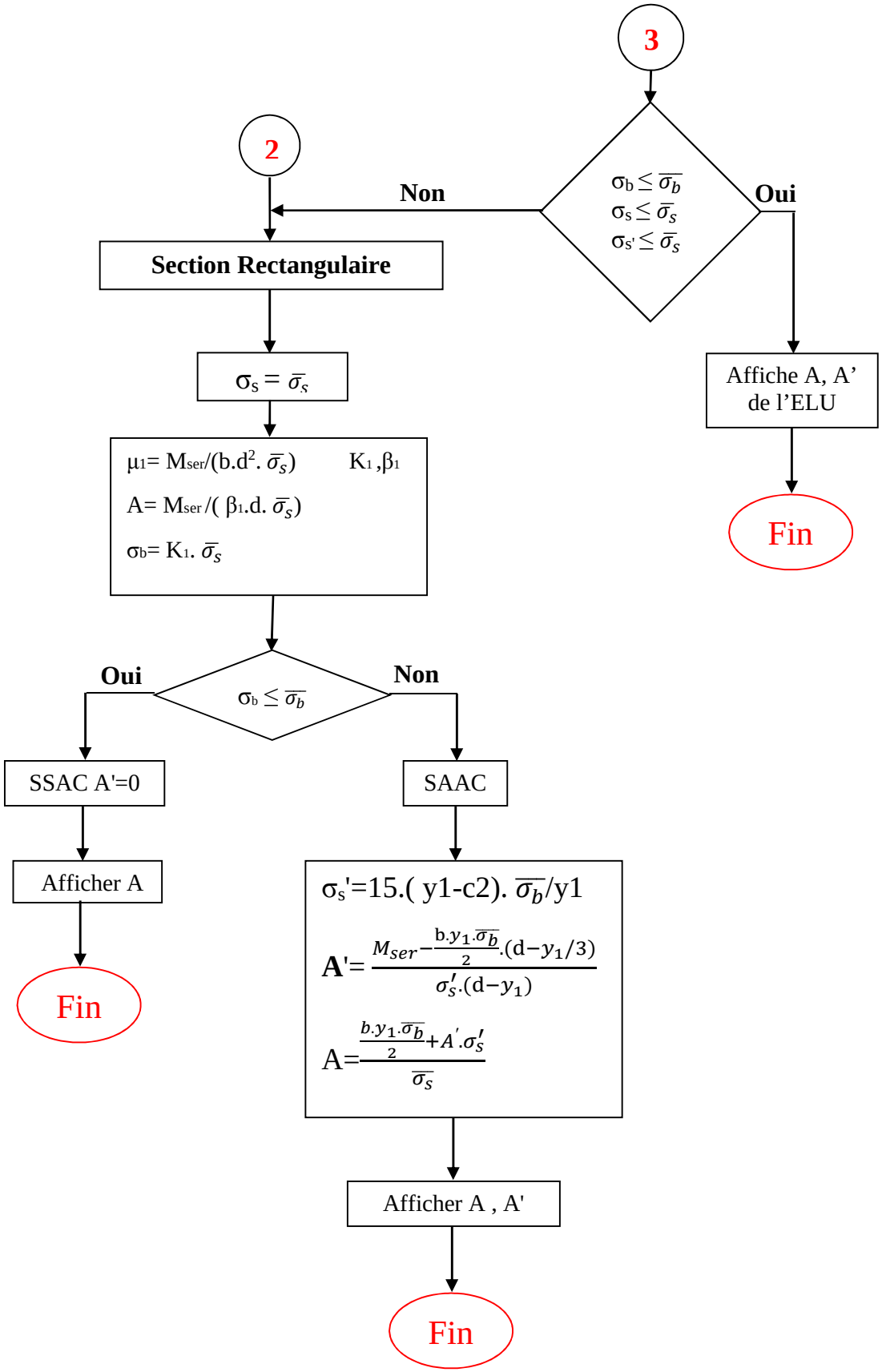
Section rectangulaire « ELU »

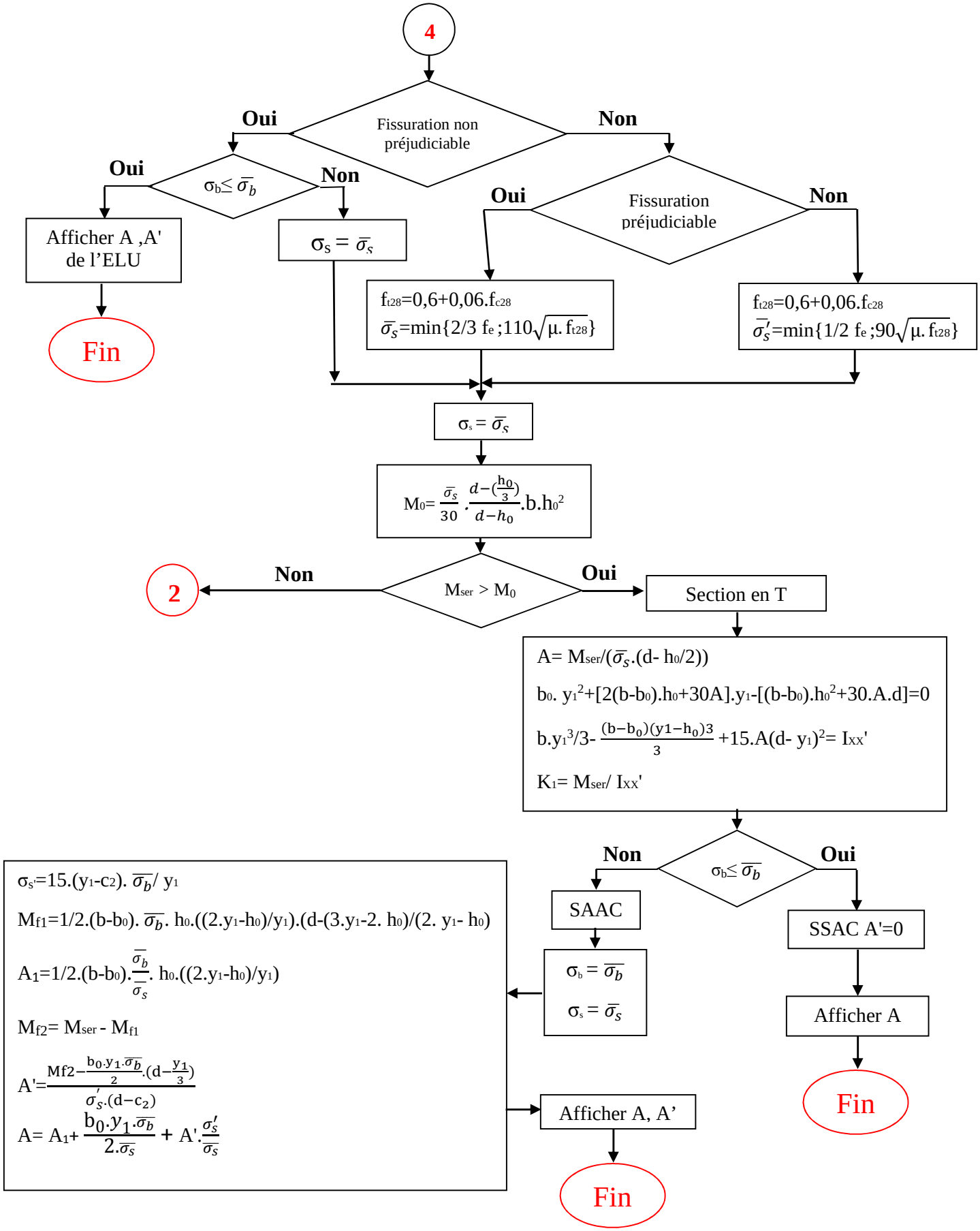


Organigramme.IV.3. Détermination des armatures longitudinales soumis à la flexion simple. Section en T « ELU »




A,A',Mser,
,h,b,b0,h0,c1,c2,fc28,fe,γb,γs,L,
b0=0 et h0=0
Oui
Non
Sxx'= (b.h0). h0/2.+15.A'.(h0-c2)-15.A.(d- h0)
Sxx' ≥ 0
Oui
Non
Section Rectangulaire
Section en T
b.y1²+30(A'+A). y1-30.(A'.c2+A.d)=0= Sxx'
b/3. y1³+15.A'.(y1- c2)²+15.A(d-y1)²=Ixx'
K1=Mser/ Ixx'
b0.y1²+[2(b- b0).h0+30(A'+A)].y1-[(b- b0).
h0²+30.(A'.C2+A.d)=0
b/3.y1³-((b-b0)(y1-h0)3)/3+15.A'.(y1- c2)²+15.A(d-y1)²=Ixx'
K1=Mser/ Ixx'
σb= K1. y1
σs=15. K1.(d- y1)
σs'=15.K1.(y1-c2)
σb= K1. y1
σs=15. K1.(d- y1)
σs'=15.K1.(y1-c2)
Fissuration non préjudiciable
Oui
Non
σb≤ σ̄b
Oui
Non
Affiche A ,A' de l'ELU
Fin
σ̄s=σs
2
4
Fissuration préjudiciable
Oui
Non
ft28=0,6+0,06. fc28
σb=0,6. fc28
σ̄s=min{2/3 fe ;110√μ. ft28
ft28=0,6+0,06. fc28
σb=0,6. fc28
σ̄s=min{1/2 fe ;90√μ. ft28
3
3


3
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
$\sigma_{s'} \leq \overline{\sigma_s}$
Oui
Non
2
Section Rectangulaire
$\sigma_s = \overline{\sigma_s}$
$\mu_1 = M_{ser}/(b.d^2.\overline{\sigma_s})$ K_1, β_1
$A = M_{ser}/(\beta_1.d.\overline{\sigma_s})$
$\sigma_b = K_1.\overline{\sigma_s}$
Affiche A, A' de l'ELU
Fin
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
Oui
Non
SSAC A'=0
SAAC
Afficher A
Fin
$\sigma_s' = 15.(y1-c2).\overline{\sigma_b}/y1$
$A' = \frac{M_{ser} - \frac{b.y_1.\overline{\sigma_b}}{2}.(d - y_1/3)}{\sigma_s'.(d - y_1)}$
$A = \frac{\frac{b.y_1.\overline{\sigma_b}}{2} + A'.\sigma_s'}{\overline{\sigma_s}}$
Afficher A , A'
Fin


4
Fissuration non préjudiciable
Oui
Non
σb≤ $\overline{\sigma_b}$
Oui
Non
Afficher A ,A' de l'ELU
Fin
σs = $\overline{\sigma_s}$
Oui
Non
Fissuration préjudiciable
ft28=0,6+0,06.fc28
$\overline{\sigma_s}$=min{2/3 fe ;110$\sqrt{\mu . f_{t28}}$}
ft28=0,6+0,06.fc28
$\overline{\sigma'_s}$=min{1/2 fe ;90$\sqrt{\mu . f_{t28}}$}
σs = $\overline{\sigma_s}$
M0= $\frac{\overline{\sigma_s}}{30} . \frac{d-(\frac{h_0}{3})}{d-h_0}$.b.h0²
2
Non
Mser > M0
Oui
Section en T
A= Mser/($\overline{\sigma_s}$.(d- h0/2))
b0. y1²+[2(b-b0).h0+30A].y1-[(b-b0).h0²+30.A.d]=0
b.y1³/3- $\frac{(b-b_0)(y1-h_0)3}{3}$ +15.A(d- y1)²= Ixx'
K1= Mser/ Ixx'
Non
σb≤ $\overline{\sigma_b}$
Oui
SAAC
σb = $\overline{\sigma_b}$
σs = $\overline{\sigma_s}$
SSAC A'=0
Afficher A
Fin
σs'=15.(y1-c2). $\overline{\sigma_b}$/ y1
Mf1=1/2.(b-b0). $\overline{\sigma_b}$. h0.((2.y1-h0)/y1).(d-(3.y1-2. h0)/(2. y1- h0)
A1=1/2.(b-b0).$\frac{\overline{\sigma_b}}{\overline{\sigma_s}}$. h0.((2.y1-h0)/y1)
Mf2= Mser - Mf1
A'=$\frac{Mf2-\frac{b_0.y_1.\overline{\sigma_b}}{2}.(d-\frac{y_1}{3})}{\sigma'_s.(d-c_2)}$
A= A1+ $\frac{b_0.y_1.\overline{\sigma_b}}{2.\overline{\sigma_s}}$ + A'.$\frac{\sigma'_s}{\overline{\sigma_s}}$
Afficher A, A'
Fin

G.1.1.Exemple :

G.1.1.A. Calcul Manuel :

Soit à déterminer les armatures longitudinales d'une poutre soumis à la flexion simple, Avec :

Données :

b= 35 cm ; h= 55 cm ; Mu = 69.80 kN.m ; Mser = 51.052 kN.m

L = 4.8 m ; largeur de poutre.et l'enrobage est 2.5 cm .

Effort tranchant de l'appui Tu = 160 kN.

Les armatures sont en acier FeE 400 pour les armatures longitudinales et FeE 235 pour les armatures transversales ; la fissuration préjudiciable et la situation durable.

Et pour le béton on à Fc28 = 20 Mpa.

Solution :

Calcul les armatures longitudinales (A te A') à l'ELU :

d = h - c' = 55-2.5 = **52.5 cm;**

$\overline{\sigma_b}$ **=** fc28x0.85 / γ_b = 20*0.85/ 1.5 =**11.33 Mpa**.

μ = Mu / (b x d²x σ_b) = 69800 / (0.35 x 525² x 11.33) = **0.0638.**

avec μ_l = 0.392 .

$$\mu < \mu_l$$

Donc la section sans armatures comprimées.

On a :

$\overline{\sigma_s}$ = f_e / γ_s = 400/ 1.15 **= 347.82 Mpa .**

β =0.967.

Le résultat est :

A = Mu / (β * d*σs) = 6980000/(0.967*52.5*347.82) **= 3.953 cm²**

A' = 0.00 cm².

La vérification des contraintes à l'ELS :

$$Y_1 = \frac{-30(A' + A) + \sqrt{900 * (A' + A)^2 + 120b(A'c' + Ad)}}{2b}$$

Y_1 =11.75 cm.

$$I_{x'x} = \frac{b}{3} y_1^3 + 15\, A'(y_1 - c')^2 + 15\, A\,(d - y_1)^2$$

Ixx' =117314.39 cm^4.

K_1 = Mser / Ixx'= 0.0435

σ_b = K1 * y1 = **5.11 Mpa.**

σ_s = 15 * K1 (d-y1) = **266 Mpa**

σ_s = 15 * K1 (y1-c') = **60.35 Mpa**

On vérifier les contrariantes :

σ_b = **5.11 Mpa.** ≤ $\overline{\sigma_b}$ = 12 Mpa.

σ_s = **266 Mpa** ≤ $\overline{\sigma_s}$=186.676 Mpa **(Non vérifié)**

σ_s = **60.35 Mpa** ≤ $\overline{\sigma_s}$ =186.676 Mpa .

Les contraintes ne sont pas tous vérifiées donc on fixe la valeur de :

σ_s = $\overline{\sigma_s}$ =186.676 Mpa

μ_1 = Mser / (b d² σ_s) =0.003. ➔ K_1= 0.025 et β_1=0.91.

A= M_{ser}/ (β_1 d σ_s) = 5.724 cm²

σ_b = K_1 **σ_s** = 4.67 Mpa.

On vérifié la contrainte de béton avec la contrainte admissible du béton :

σ_b = **4.67 Mpa.** ≤ $\overline{\sigma_b}$ = 12 Mpa.

Donc le résultat est :

A= 5.724 cm² .

A' = 0.00 cm² .

On adopte :

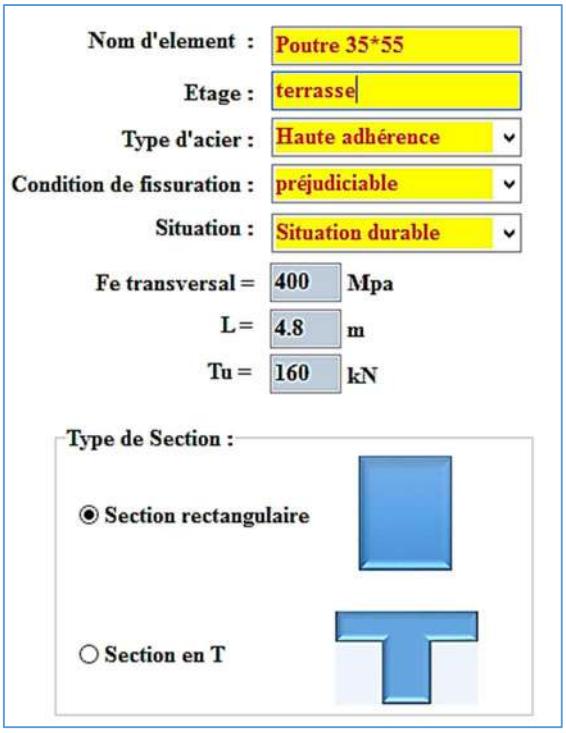
A= 6HA12 = 6.79 cm²

A' = 3HA12 = 3.39 cm²

G.1.1.B. Calcul automatique :

Solution :

Déclaration les données :



Calcul les armatures longitudinales (A te A') à l'ELU :

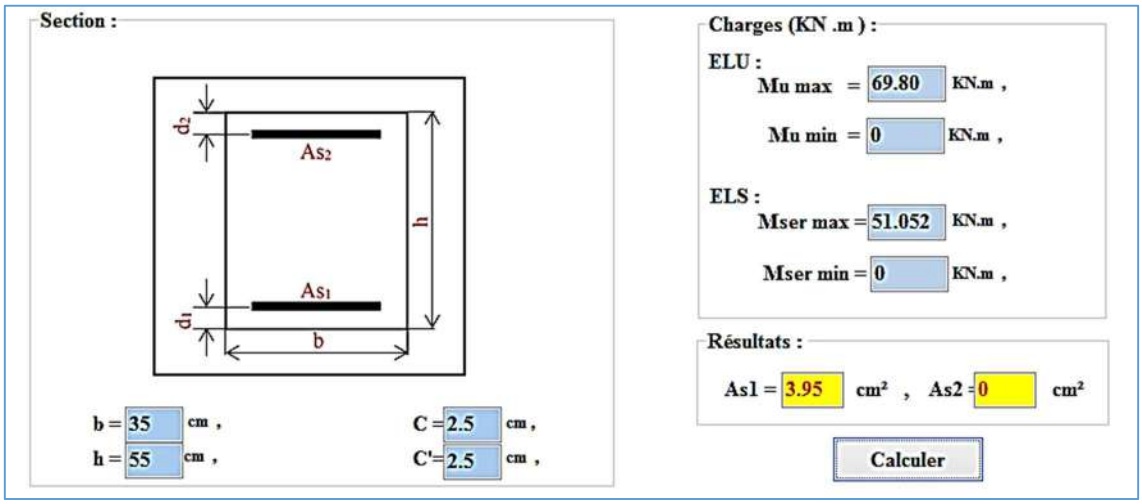


Fig.III.42.Calcul de l'exemple 1 à l'ELU.

On vérifier les contrariantes à l'ELS et refaire les calculs des armatures :

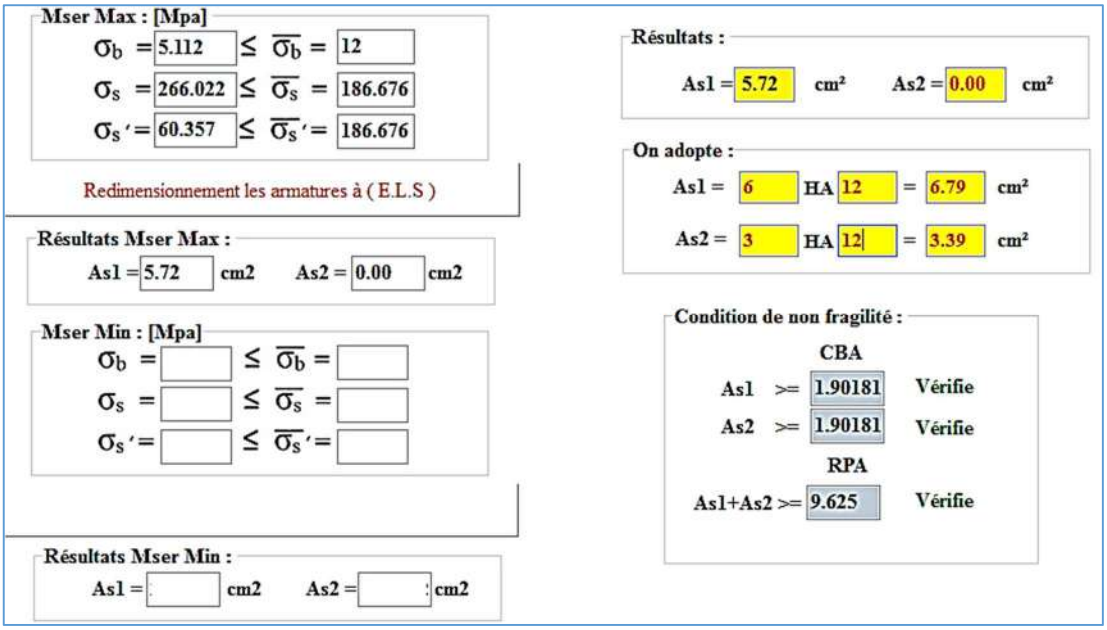


Fig.III.43.Calcul de l'exemple 3 à l'ELS.

Après le choix de les armatures longitudinales on calculer l'espacement et les armatures transversales avec les vérifications selon les règlements CBA93 et RPAv2003.

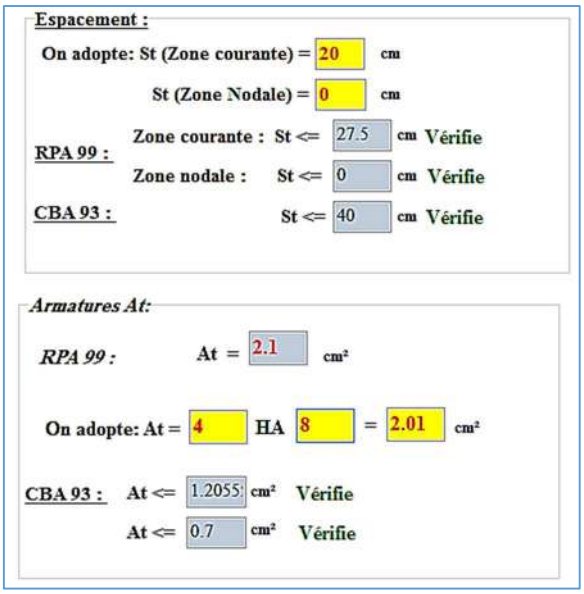


Fig.III.44.Calcul de l'espacement et armatures transversales de l'exemple 1.

Vérification de la flèche :

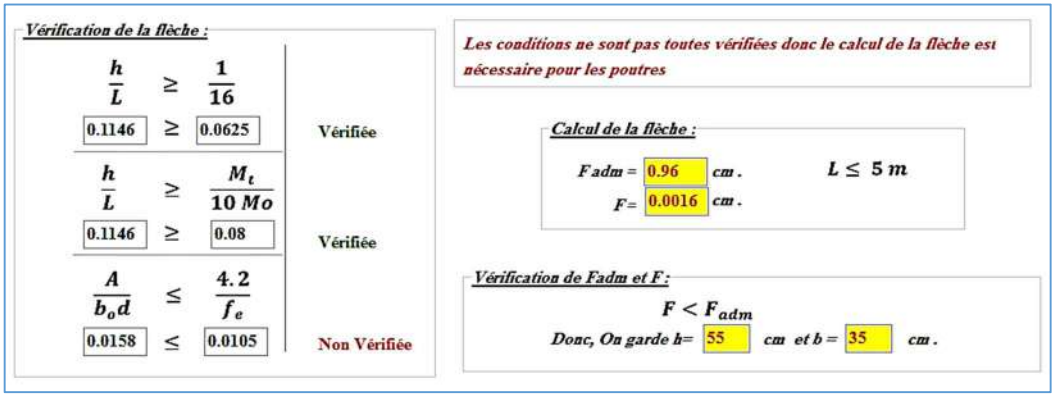


Fig.III.45.Vérification de la flèche de l'exemple1.

G.2.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux peuvent être de forme quelconque, de forme carrée, rectangulaire circulaire et en T, après accédé dans cette étape, on peut choisir le type de poteau (Rectangulaire ou en T).

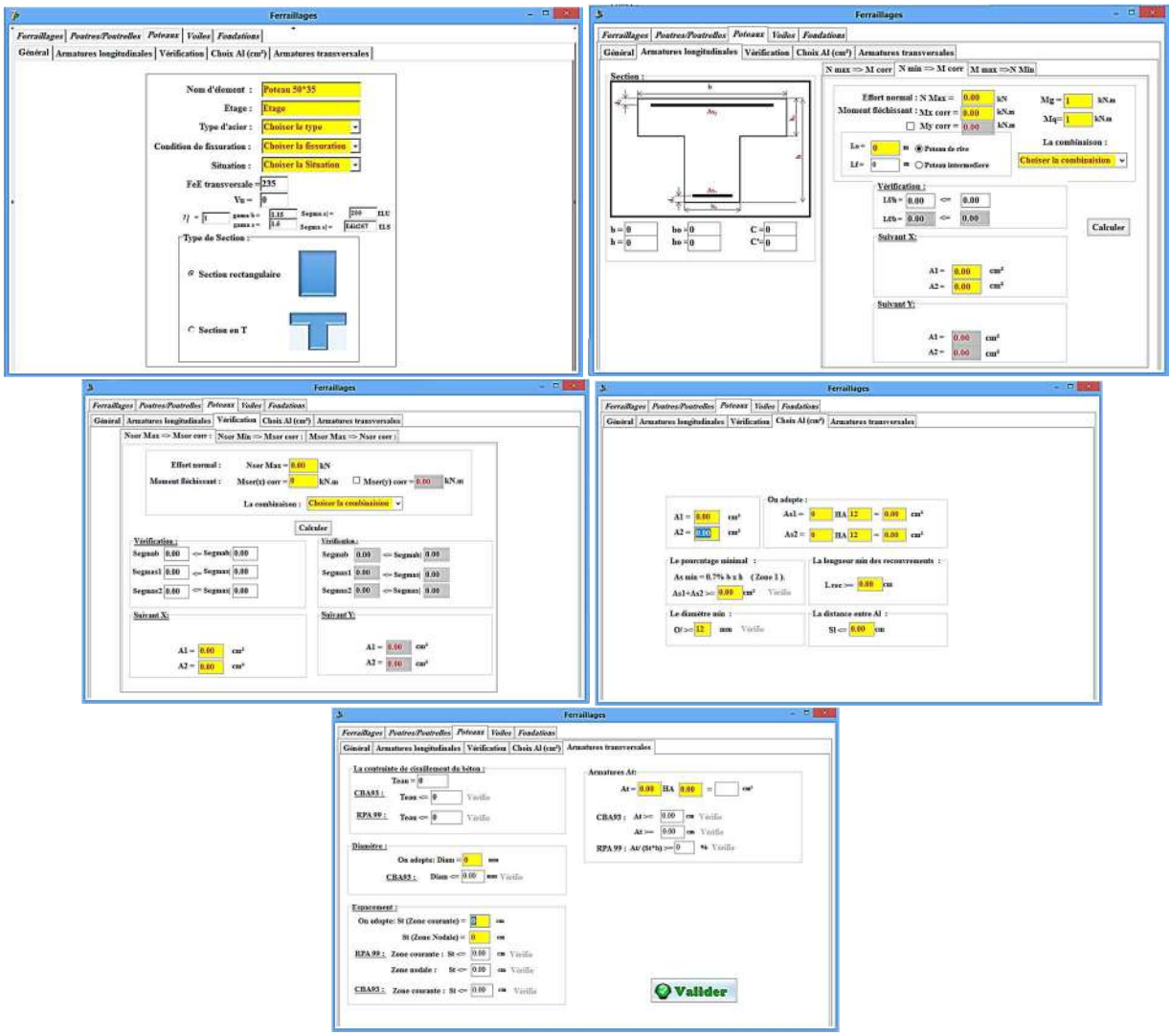


Fig.III.46.Onglets de Ferraillage des poteaux.

En général les poteaux sont sollicités en flexion composée, compression simple selon la zone sismique,

Dans cette fenêtre de ferraillage de poteaux on trouve :

Un onglet de **« Généralité »** pour saisir les propriétés de poteau étudié, son nom, l'emplacement dans l'étage et les caractéristiques d'acier et toutes les données nécessaires, et on choisit le type de poteau (Rectangulaire, en T).

Le deuxième onglet **« Armatures longitudinales »** on termine la saisir de toutes les données dans les champs correspondant sans oublier aucun, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

- **1er cas : Influence du moment :**

  Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corr}.

- **2eme cas : Influence de l'effort normal :**

  Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corr}.

- **3eme cas : Effort normal minimum :**

  Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son M_{corr}.

Le maximum de résultat obtenu sera valider pour toute l'élément étudié, cette section d'armature sera vérifiée avec la section minimale exigée par les règlements.

Après la saisie de tous les paramètres nous pouvons exécuter les calculs en cliquant sur le bouton **Calculer**, l'application commence à faire le calcul et les vérifications basées sur les organigrammes de la flexion composée et affiche les résultats sur les champs correspondants.

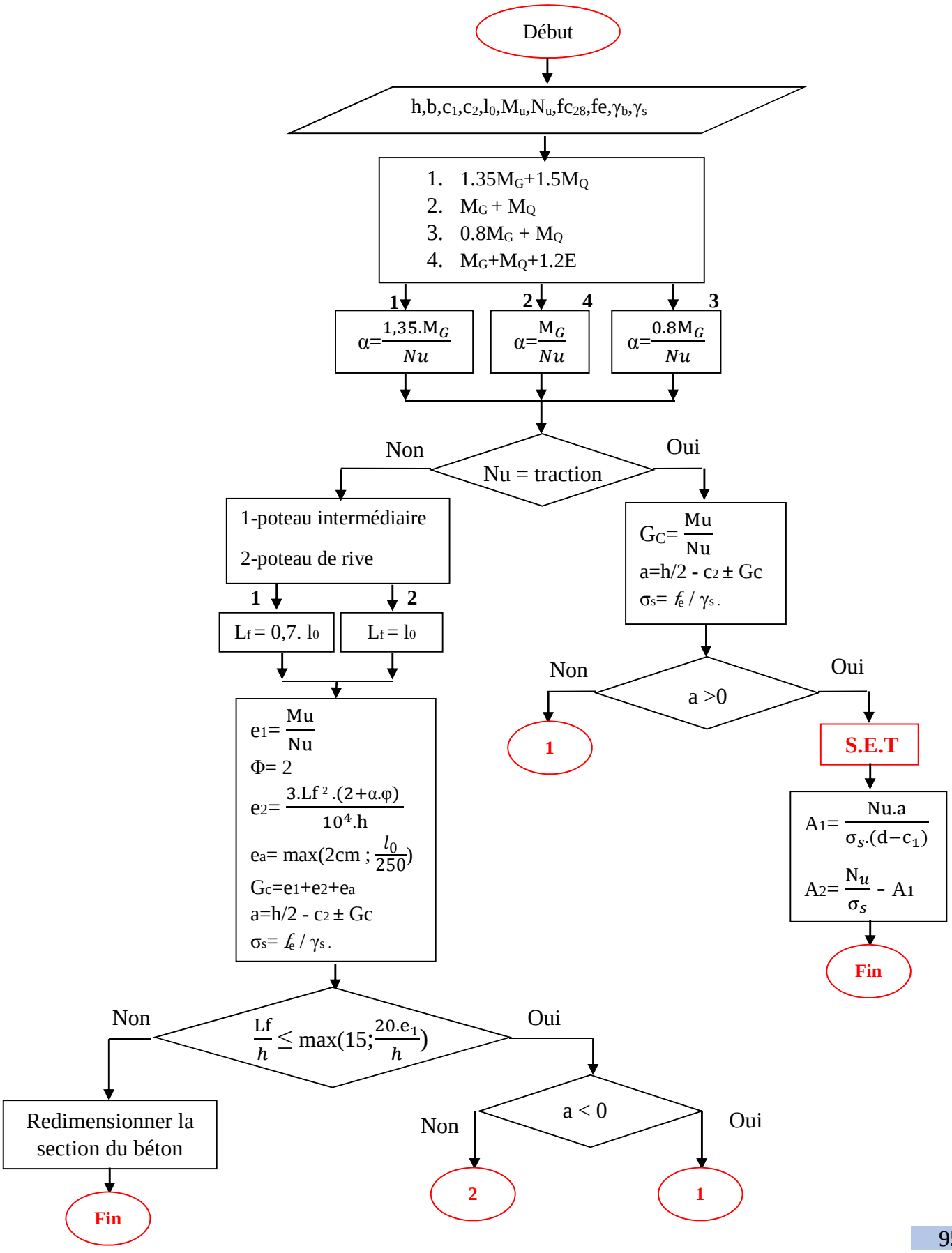
Après la vérification des contraintes, on procède au choix des sections d'armatures longitudinales puis vérifiée avec la section minimale.

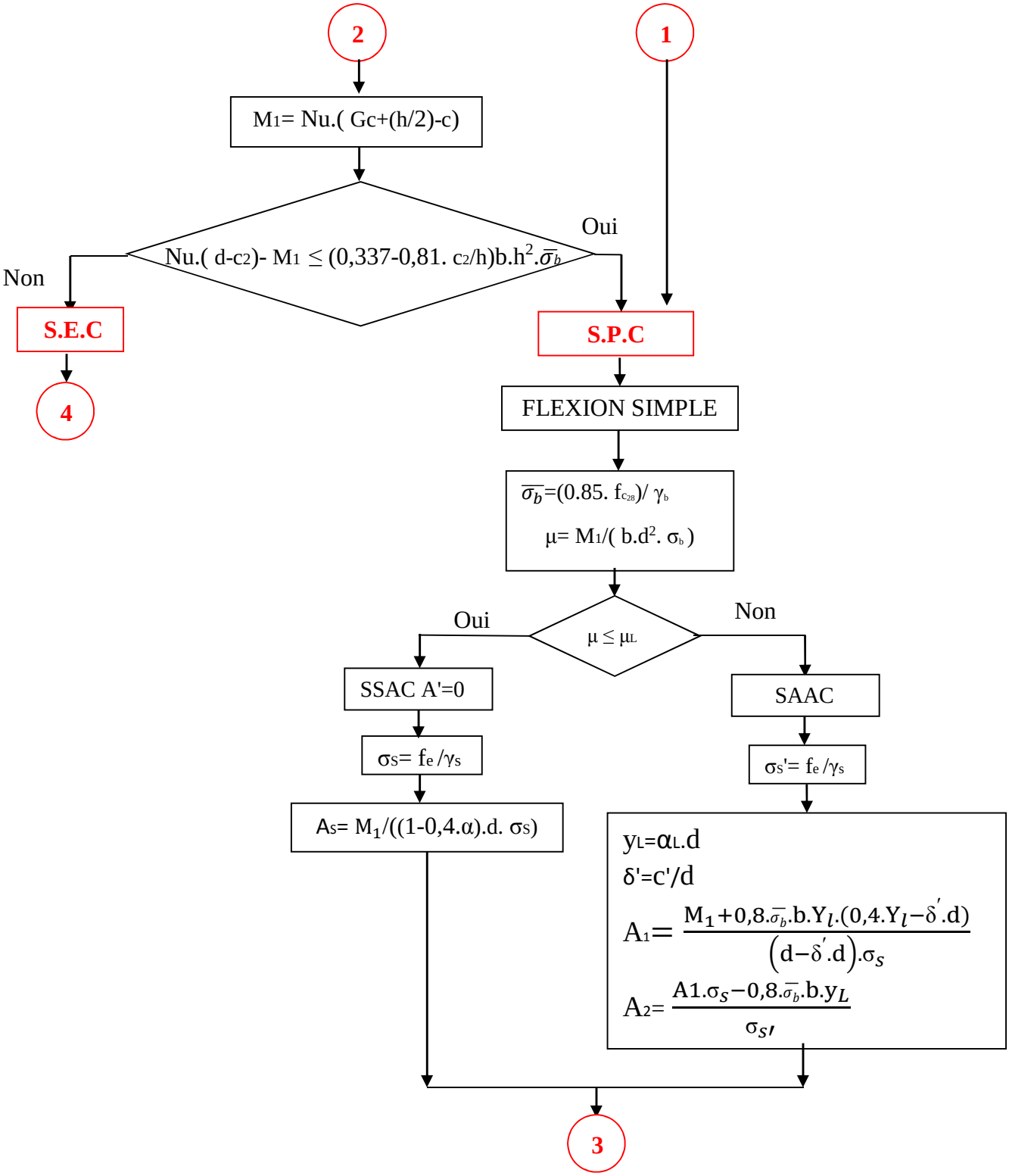
On calcule en suite la section d'armatures transversales et leur espacements en zone nodale et courante puis on les vérifiées avec les sections réglementaires.

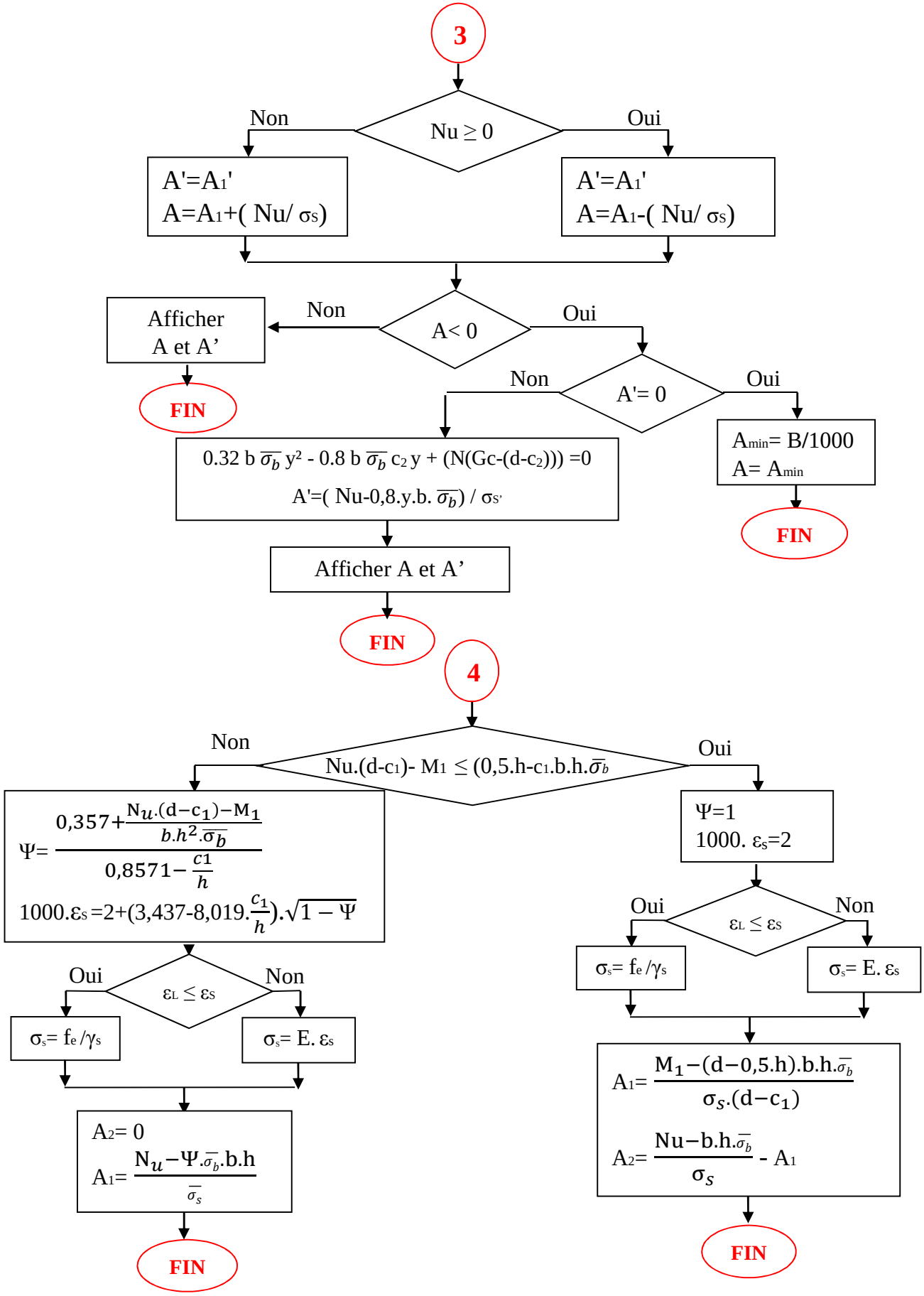
En cas d'existence d'un autre élément avec d'autres dimensions on doit revenir sur l'onglet général et refaire toutes les étapes,

Organigramme.IV.5. Détermination des armatures longitudinales soumis à la flexion composée

A l'ELU « Section rectangulaire ».

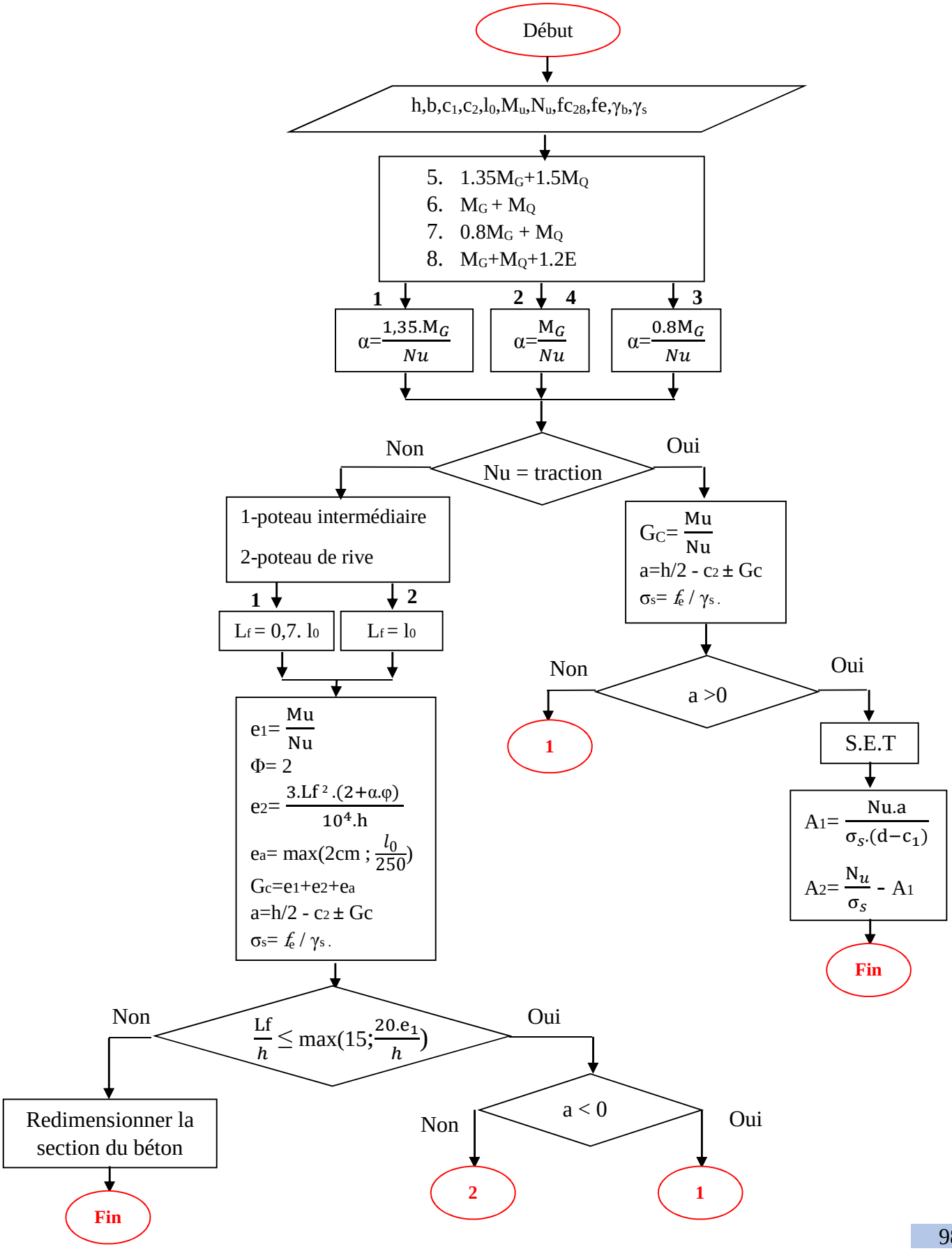


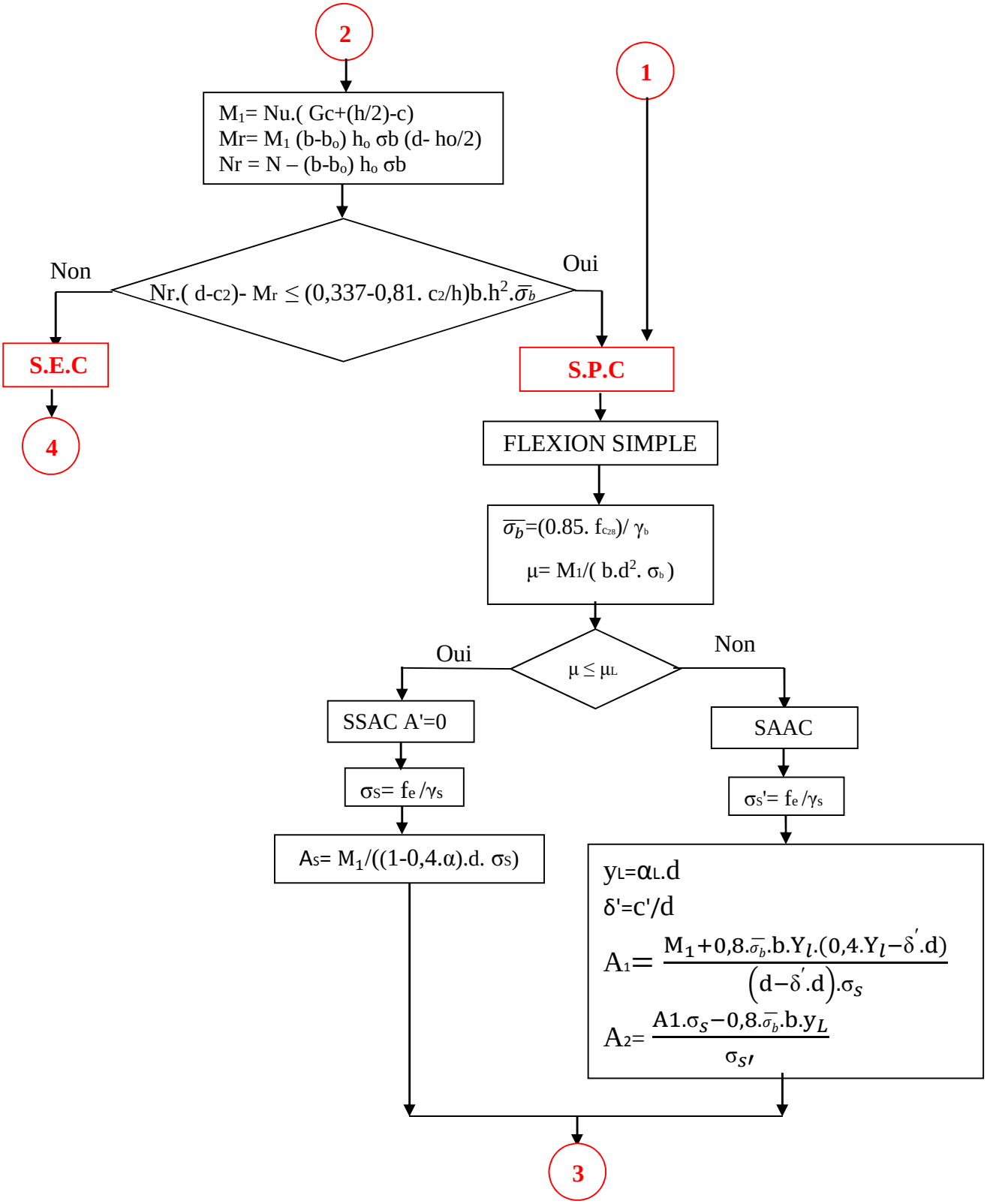

2
1
M1= Nu.(Gc+(h/2)-c)
Nu.(d-c2)- M1 ≤ (0,337-0,81. c2/h)b.h2.σ̄b
Oui
Non
S.E.C
S.P.C
4
FLEXION SIMPLE
σ̄b=(0.85. fc28)/ γb
μ= M1/(b.d2. σb)
μ ≤ μL
Oui
Non
SSAC A'=0
SAAC
σs= fe /γs
σs'= fe /γs
As= M1/((1-0,4.α).d. σs)
yL=αL.d
δ'=c'/d
A1= M1+0,8.σ̄b.b.Yl.(0,4.Yl−δ'.d) / (d−δ'.d).σs
A2= A1.σs−0,8.σ̄b.b.yL / σs'
3

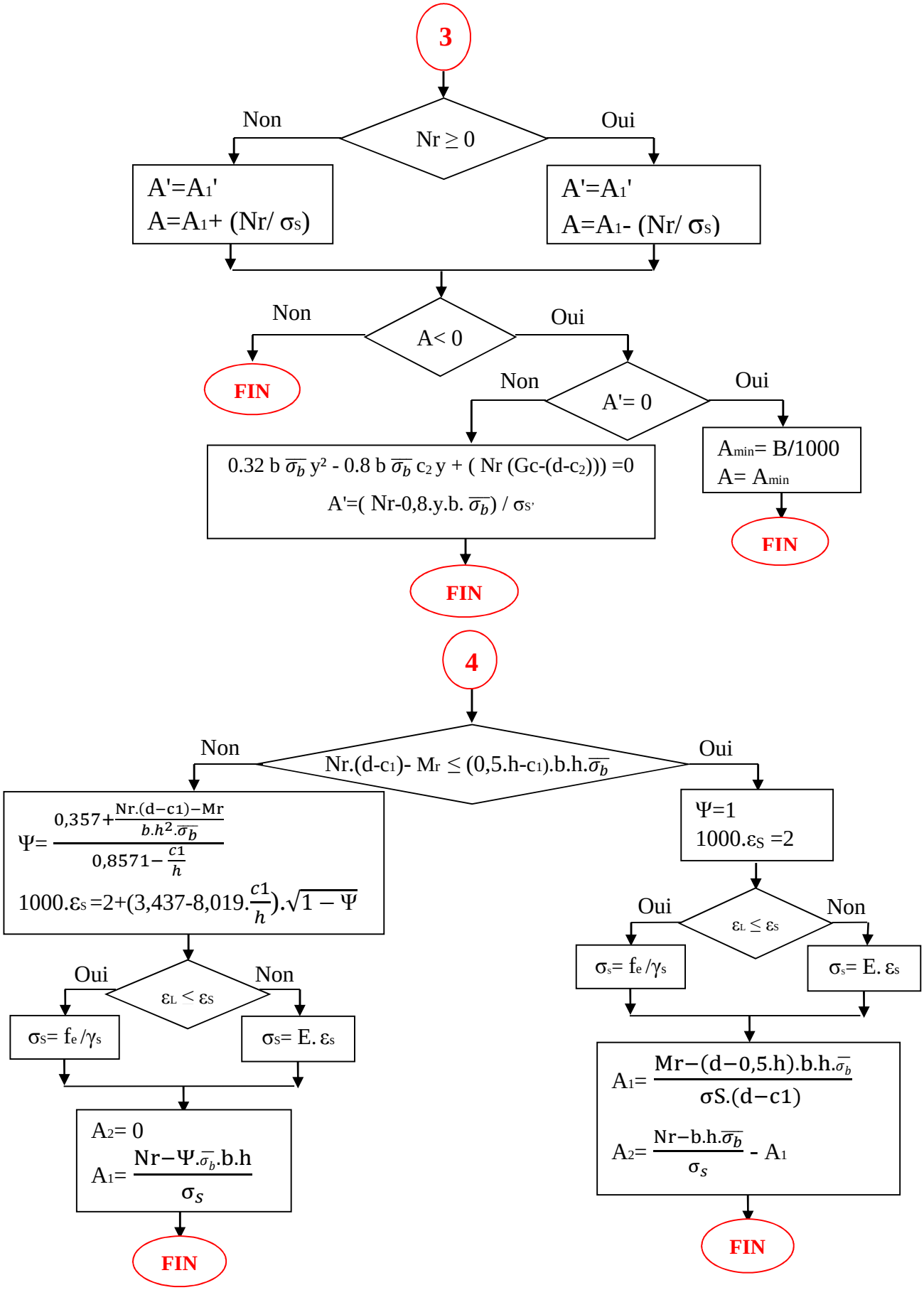

3
Nu ≥ 0
Non
Oui
A'=A1'
A=A1+(Nu/ σs)
A'=A1'
A=A1-(Nu/ σs)
A< 0
Non
Oui
Afficher
A et A'
FIN
A'= 0
Non
Oui
0.32 b σb y² - 0.8 b σb c2 y + (N(Gc-(d-c2))) =0
A'=(Nu-0,8.y.b. σb) / σs'
Amin= B/1000
A= Amin
FIN
Afficher A et A'
FIN
4
Nu.(d-c1)- M1 ≤ (0,5.h-c1.b.h.σb
Non
Oui
Ψ= (0,357+Nu.(d−c1)−M1 / b.h².σb) / (0,8571− c1/h)
1000.εs =2+(3,437-8,019.c1/h).√(1 − Ψ)
Ψ=1
1000. εs=2
εL ≤ εs
Oui
Non
σs= fe /γs
σs= E. εs
εL ≤ εs
Oui
Non
σs= fe /γs
σs= E. εs
A2= 0
A1= (Nu−Ψ.σb.b.h) / σs
A1= (M1−(d−0,5.h).b.h.σb) / σs.(d−c1)
A2= (Nu−b.h.σb) / σs - A1
FIN
FIN

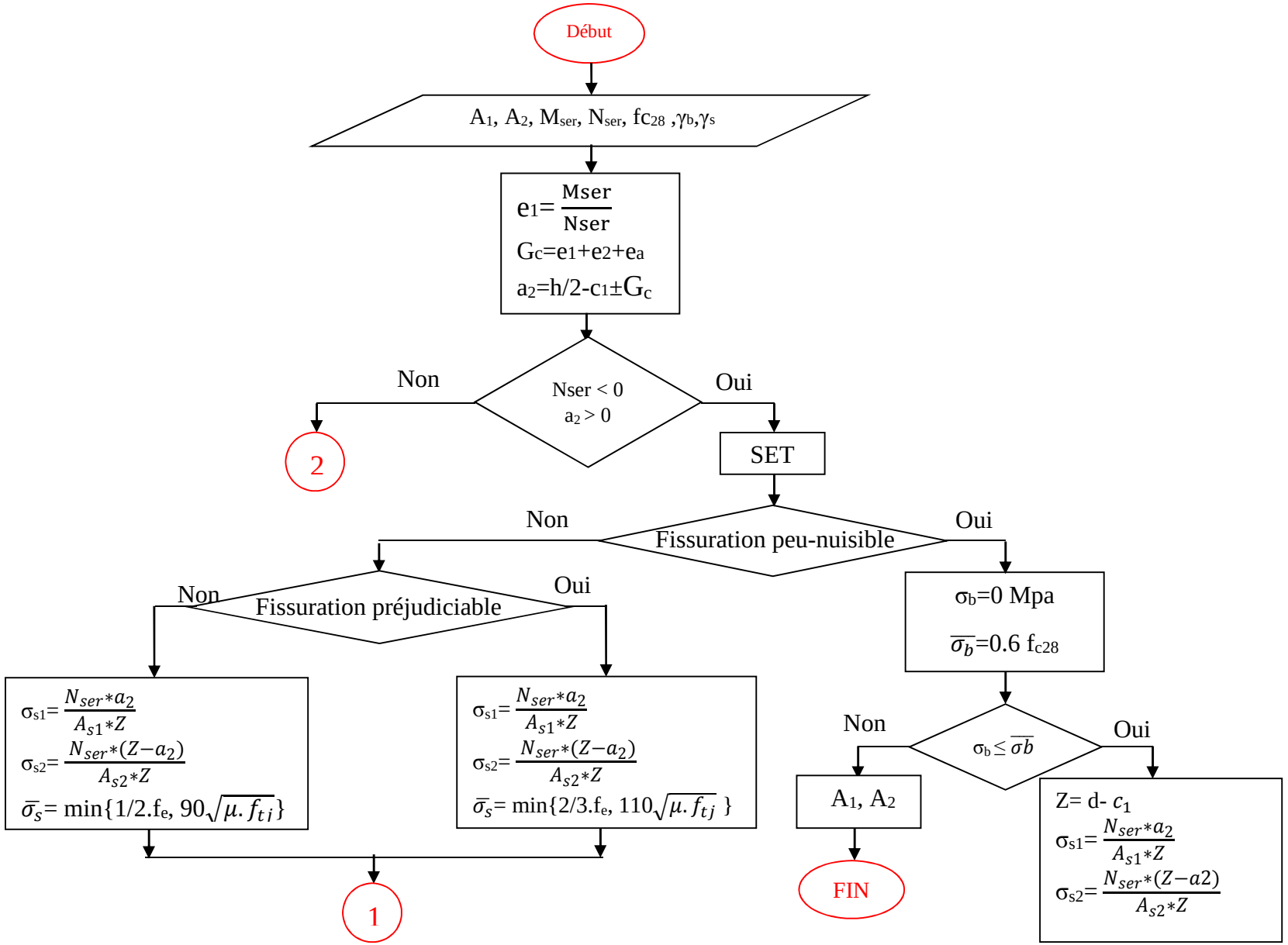
Organigramme.IV.6. Détermination des armatures longitudinales soumis à la flexion composée

A l'ELU « Section en T ».

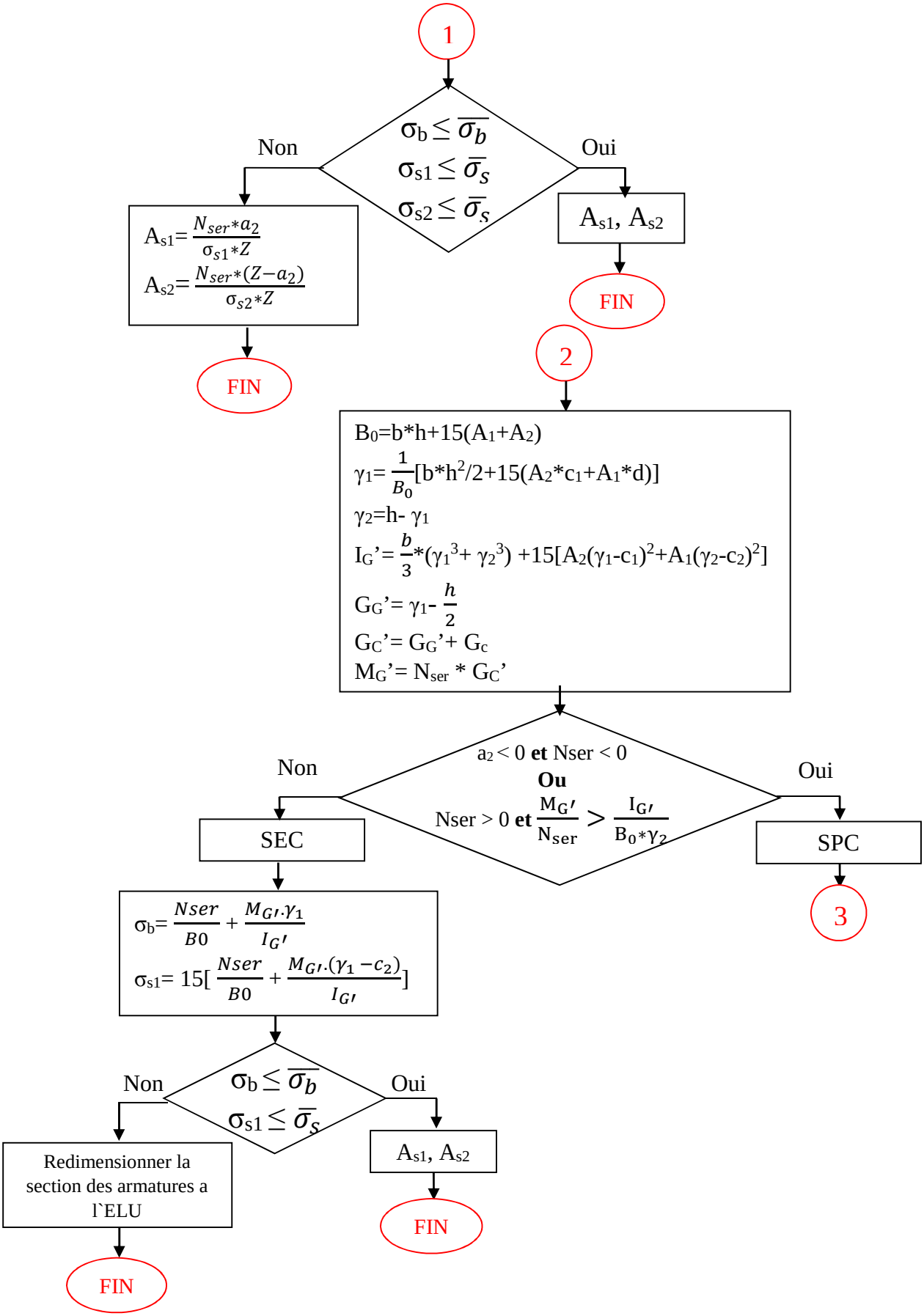


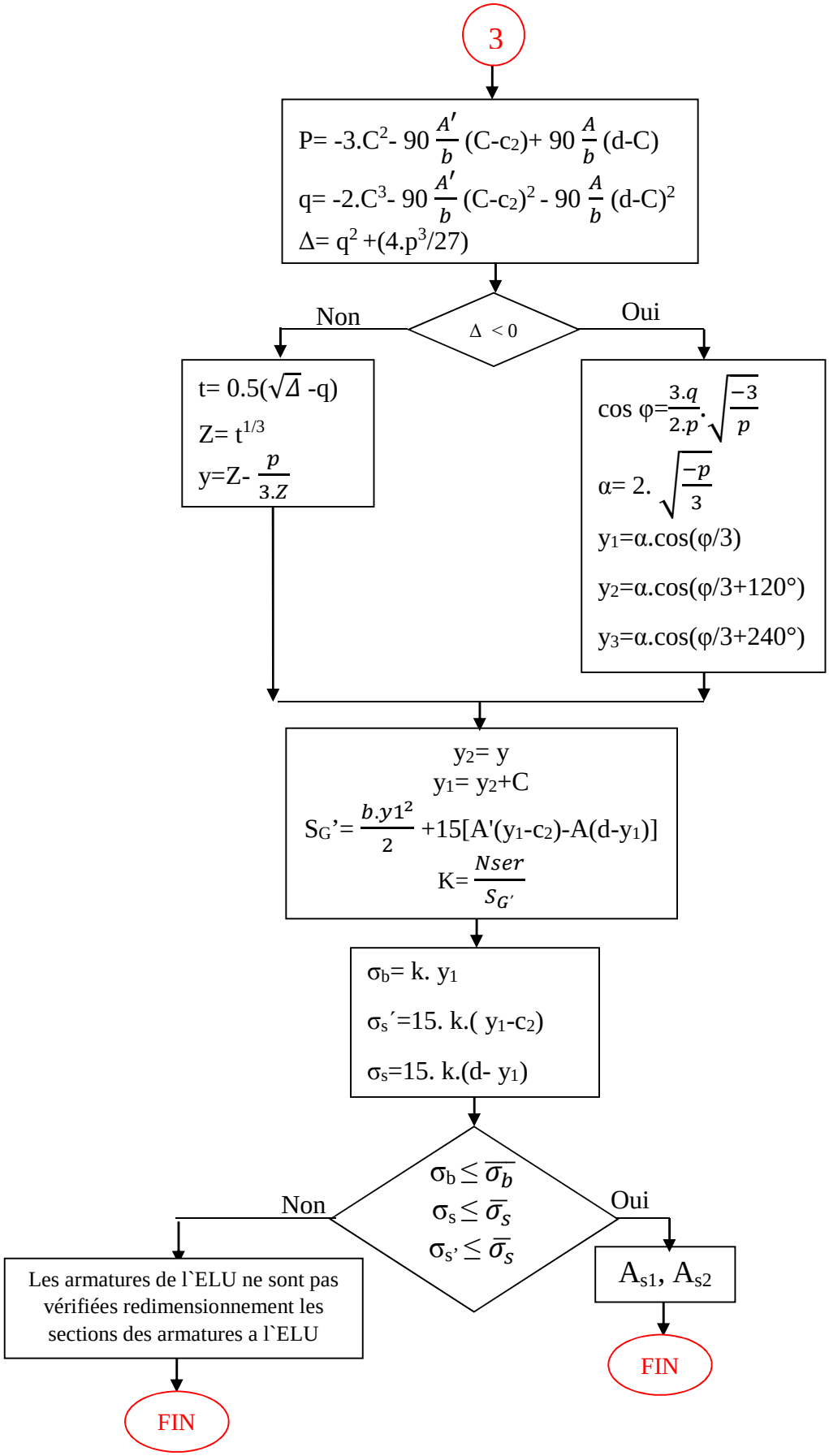

2
1
M_1= Nu.(Gc+(h/2)-c)
Mr= M_1 (b-b_o) h_o σb (d- ho/2)
Nr = N – (b-b_o) h_o σb
Non
Oui
Nr.(d-c2)- Mr ≤ (0,337-0,81. c2/h)b.h^2.$\overline{\sigma_b}$
S.E.C
S.P.C
4
FLEXION SIMPLE
$\overline{\sigma_b}$=(0.85. f_{c28})/ γ_b
μ= M_1/(b.d^2. σ_b)
Oui
Non
μ ≤ μ_L
SSAC A'=0
SAAC
σs= f_e /γ_s
σs'= f_e /γ_s
As= M_1/((1-0,4.α).d. σs)
y_L=α_L.d
δ'=c'/d
$A_1 = \frac{M_1 + 0{,}8.\overline{\sigma_b}.b.Y_l.(0{,}4.Y_l - \delta'.d)}{(d - \delta'.d).\sigma_s}$
$A_2 = \frac{A1.\sigma_s - 0{,}8.\overline{\sigma_b}.b.y_L}{\sigma_{s'}}$
3

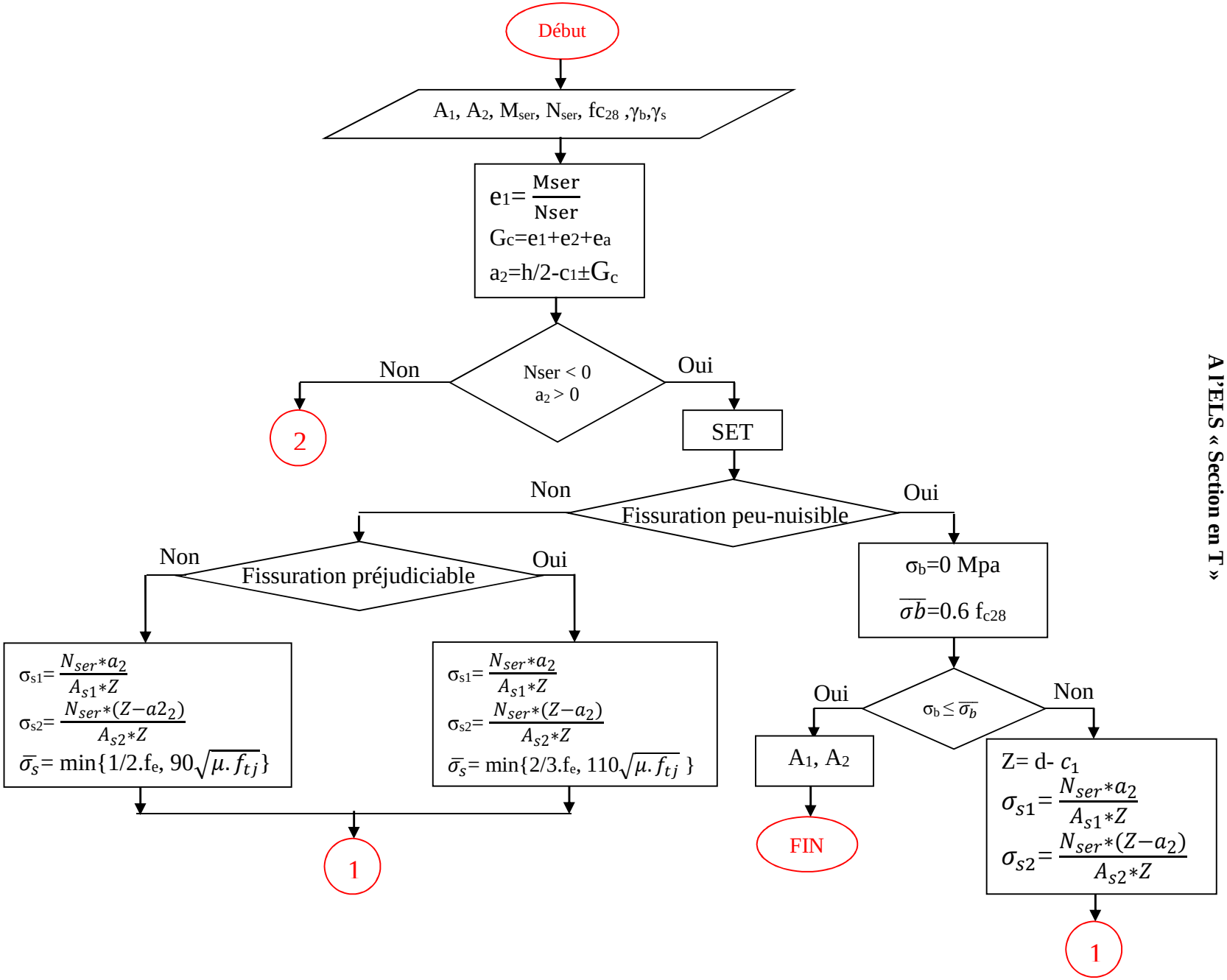

3
Nr ≥ 0
Non
Oui
A'=A1'
A=A1+ (Nr/ σs)
A'=A1'
A=A1- (Nr/ σs)
A< 0
Non
Oui
FIN
A'= 0
Non
Oui
0.32 b σb y² - 0.8 b σb c2 y + (Nr (Gc-(d-c2))) =0
A'=(Nr-0,8.y.b. σb) / σs'
Amin= B/1000
A= Amin
FIN
FIN
4
Nr.(d-c1)- Mr ≤ (0,5.h-c1).b.h.σb
Non
Oui
Ψ= (0,357+Nr.(d−c1)−Mr / b.h².σb) / (0,8571− c1/h)
1000.εs =2+(3,437-8,019.c1/h).√(1 − Ψ)
Ψ=1
1000.εs =2
εL < εs
Oui
Non
σs= fe /γs
σs= E. εs
εL ≤ εs
Oui
Non
σs= fe /γs
σs= E. εs
A2= 0
A1= (Nr−Ψ.σb.b.h) / σs
A1= (Mr−(d−0,5.h).b.h.σb) / σS.(d−c1)
A2= (Nr−b.h.σb) / σs - A1
FIN
FIN



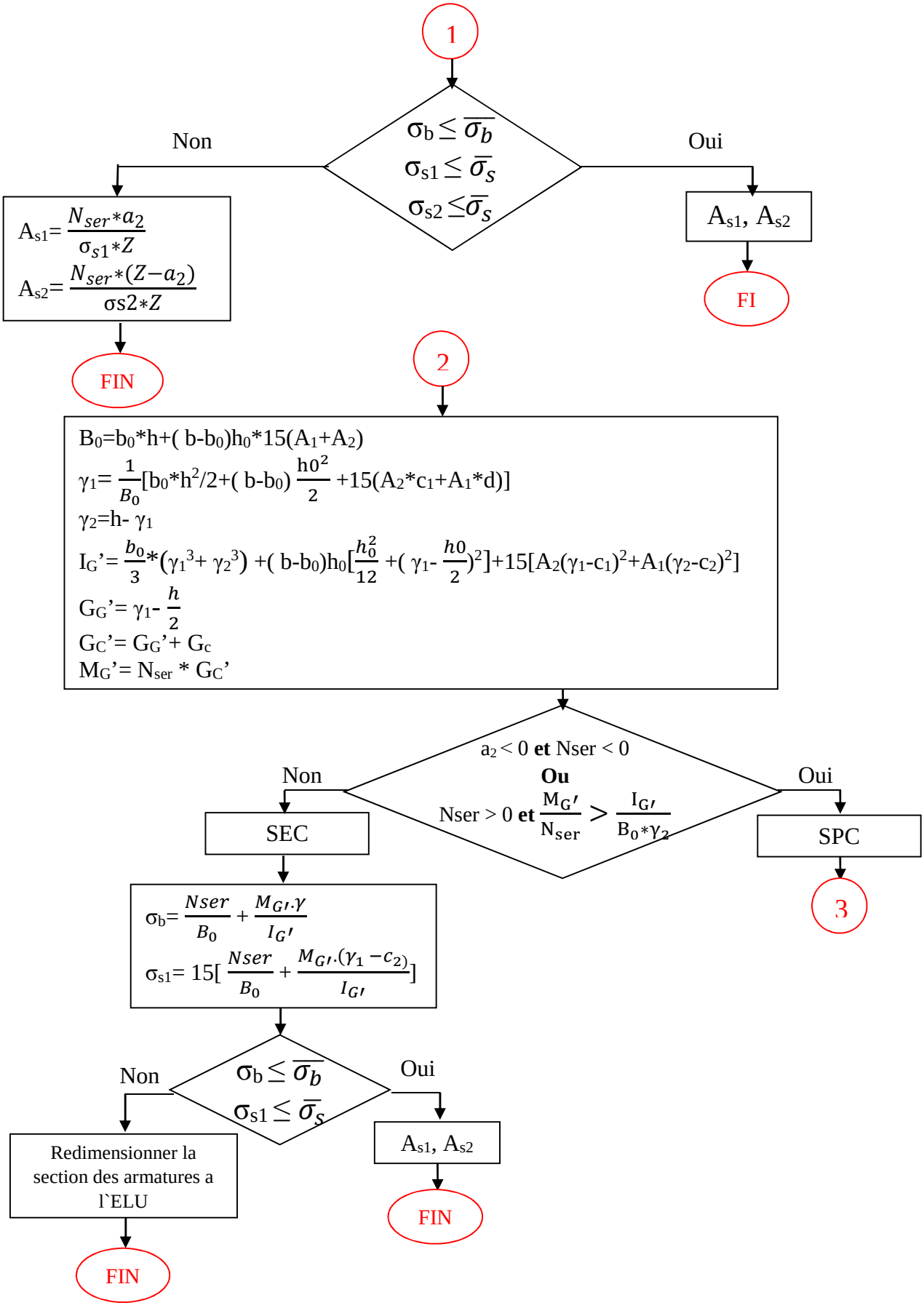
Organigramme.IV.7. Vérification des armatures longitudinales soumis à la flexion composée a l'ELS « Section rectangulaire »

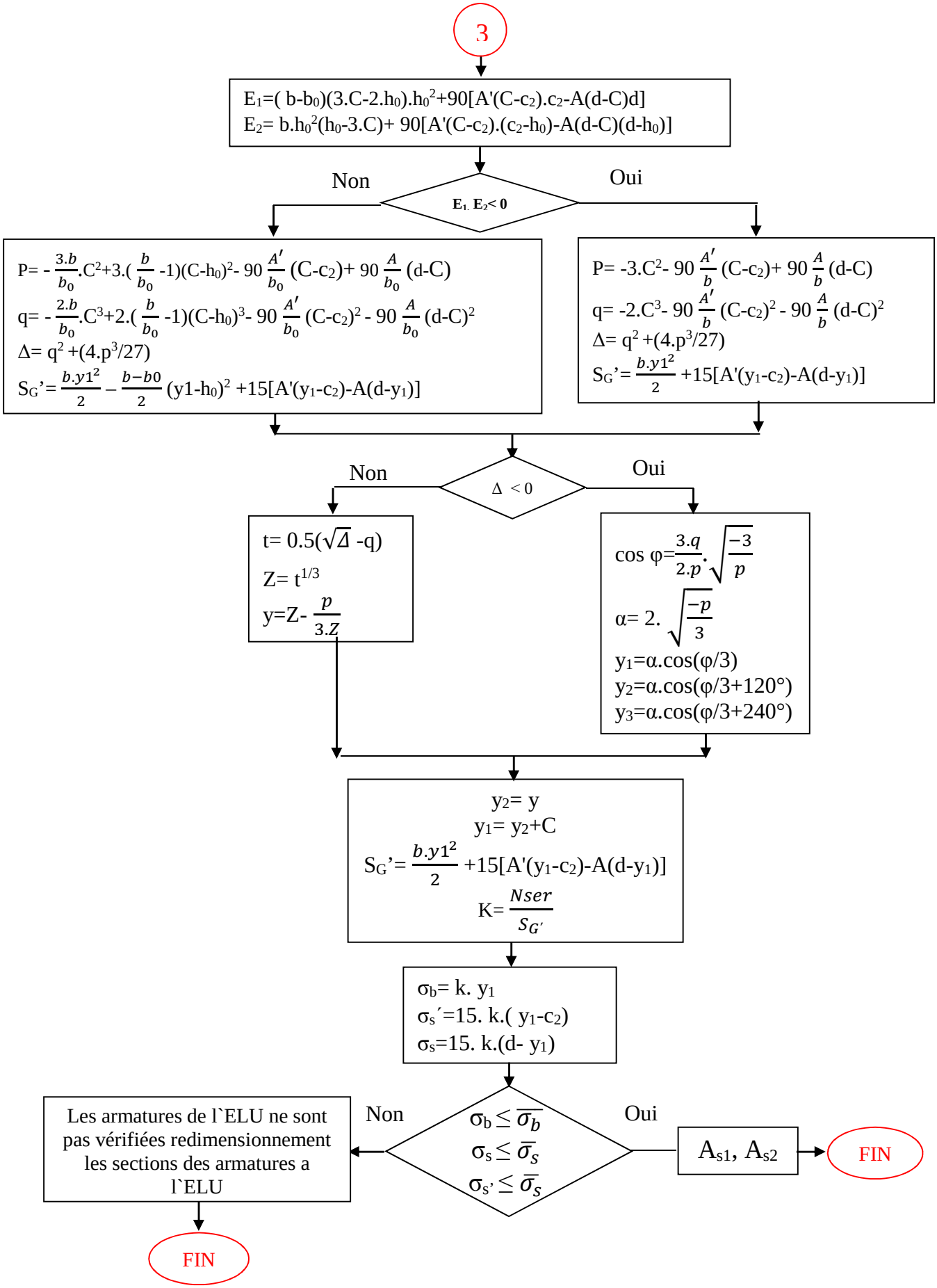

1
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
$\sigma_{s1} \leq \overline{\sigma_s}$
$\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma_s}$
Non
Oui
$A_{s1}= \frac{N_{ser}*a_2}{\sigma_{s1}*Z}$
$A_{s2}= \frac{N_{ser}*(Z-a_2)}{\sigma_{s2}*Z}$
A_{s1}, A_{s2}
FIN
FIN
2
$B_0=b*h+15(A_1+A_2)$
$\gamma_1= \frac{1}{B_0}[b*h^2/2+15(A_2*c_1+A_1*d)]$
$\gamma_2=h-\gamma_1$
$I_G'= \frac{b}{3}*(\gamma_1^3+\gamma_2^3)+15[A_2(\gamma_1-c_1)^2+A_1(\gamma_2-c_2)^2]$
$G_G'= \gamma_1- \frac{h}{2}$
$G_C'= G_G'+ G_c$
$M_G'= N_{ser} * G_C'$
$a_2 < 0$ **et** Nser < 0
Ou
Nser > 0 **et** $\frac{M_G'}{N_{ser}} > \frac{I_G'}{B_0*\gamma_2}$
Non
Oui
SEC
SPC
3
$\sigma_b= \frac{Nser}{B0}+\frac{M_G'.\gamma_1}{I_G'}$
$\sigma_{s1}= 15[\frac{Nser}{B0}+\frac{M_G'.(\gamma_1-c_2)}{I_G'}]$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
$\sigma_{s1} \leq \overline{\sigma_s}$
Non
Oui
Redimensionner la section des armatures a l`ELU
A_{s1}, A_{s2}
FIN
FIN


3
P= -3.C2- 90 A'/b (C-c2)+ 90 A/b (d-C)
q= -2.C3- 90 A'/b (C-c2)2 - 90 A/b (d-C)2
Δ= q2 +(4.p3/27)
Δ < 0
Non
Oui
t= 0.5(√Δ -q)
Z= t1/3
y=Z- p/3.Z
cos φ=3.q/2.p.√(-3/p)
α= 2. √(-p/3)
y1=α.cos(φ/3)
y2=α.cos(φ/3+120°)
y3=α.cos(φ/3+240°)
y2= y
y1= y2+C
SG'= b.y1²/2 +15[A'(y1-c2)-A(d-y1)]
K= Nser/SG'
σb= k. y1
σs'=15. k.(y1-c2)
σs=15. k.(d- y1)
σb ≤ σ̄b
σs ≤ σ̄s
σs' ≤ σ̄s
Non
Oui
Les armatures de l`ELU ne sont pas vérifiées redimensionnement les sections des armatures a l`ELU
As1, As2
FIN
FIN



Organigramme.IV.8. Vérification des armatures longitudinales soumis à la flexion composée A l'ELS « Section en T »


1
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
$\sigma_{s1} \leq \overline{\sigma_s}$
$\sigma_{s2} \leq \overline{\sigma_s}$
Non
Oui
$A_{s1}= \frac{N_{ser}*a_2}{\sigma_{s1}*Z}$
$A_{s2}= \frac{N_{ser}*(Z-a_2)}{\sigma s2*Z}$
FIN
A_{s1}, A_{s2}
FI
2
$B_0=b_0*h+(b-b_0)h_0*15(A_1+A_2)$
$\gamma_1= \frac{1}{B_0}[b_0*h^2/2+(b-b_0)\frac{h0^2}{2}+15(A_2*c_1+A_1*d)]$
$\gamma_2=h-\gamma_1$
$I_G'= \frac{b_0}{3}*(\gamma_1^3+\gamma_2^3)+(b-b_0)h_0[\frac{h_0^2}{12}+(\gamma_1-\frac{h0}{2})^2]+15[A_2(\gamma_1-c_1)^2+A_1(\gamma_2-c_2)^2]$
$G_G'= \gamma_1-\frac{h}{2}$
$G_C'= G_G'+G_c$
$M_G'= N_{ser} * G_C'$
$a_2 < 0$ **et** Nser < 0
Ou
Nser > 0 **et** $\frac{M_G'}{N_{ser}} > \frac{I_G'}{B_0*\gamma_2}$
Non
Oui
SEC
SPC
3
$\sigma_b= \frac{Nser}{B_0}+\frac{M_G'.\gamma}{I_G'}$
$\sigma_{s1}= 15[\frac{Nser}{B_0}+\frac{M_G'.(\gamma_1-c_2)}{I_G'}]$
$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$
$\sigma_{s1} \leq \overline{\sigma_s}$
Non
Oui
Redimensionner la section des armatures a l`ELU
A_{s1}, A_{s2}
FIN
FIN


3
E1=(b-b0)(3.C-2.h0).h0²+90[A'(C-c2).c2-A(d-C)d]
E2= b.h0²(h0-3.C)+ 90[A'(C-c2).(c2-h0)-A(d-C)(d-h0)]
Non
E1, E2< 0
Oui
P= - 3.b/b0.C²+3.(b/b0 -1)(C-h0)²- 90 A'/b0 (C-c2)+ 90 A/b0 (d-C)
q= - 2.b/b0.C³+2.(b/b0 -1)(C-h0)³- 90 A'/b0 (C-c2)² - 90 A/b0 (d-C)²
Δ= q² +(4.p³/27)
SG'= b.y1²/2 – b−b0/2 (y1-h0)² +15[A'(y1-c2)-A(d-y1)]
P= -3.C²- 90 A'/b (C-c2)+ 90 A/b (d-C)
q= -2.C³- 90 A'/b (C-c2)² - 90 A/b (d-C)²
Δ= q² +(4.p³/27)
SG'= b.y1²/2 +15[A'(y1-c2)-A(d-y1)]
Non
Δ < 0
Oui
t= 0.5(√Δ -q)
Z= t^1/3
y=Z- p/3.Z
cos φ=3.q/2.p.√(−3/p)
α= 2. √(−p/3)
y1=α.cos(φ/3)
y2=α.cos(φ/3+120°)
y3=α.cos(φ/3+240°)
y2= y
y1= y2+C
SG'= b.y1²/2 +15[A'(y1-c2)-A(d-y1)]
K= Nser/SG'
σb= k. y1
σs'=15. k.(y1-c2)
σs=15. k.(d- y1)
Non
σb ≤ σ̄b
σs ≤ σ̄s
σs' ≤ σ̄s
Oui
As1, As2
FIN
Les armatures de l`ELU ne sont pas vérifiées redimensionnement les sections des armatures a l`ELU
FIN

G.2.1.Exemples :

G.2.1.A. Exemple 01 :

« Section rectangulaire »

« Section Entièrement Comprimée »

❖ **Calcul Manuel :**

1. Données :

b= 40 cm c_1= 5 cm l_0= 2.80 m
h= 60 cm c_2= 5 cm N_u= 3500 kN
M_u= 100 kN.m M_g= 1 kN.m M_q= 1 kN.m
F_e400
- Poteau intermédiaire : l_f =0.7 l
- fissuration préjudiciable
- situation durable

2. Calcul:

- $e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{100}{3500}$ =0.0286 m=2.86 cm
- α= 0.474
- Φ= 2
- l_f= 0.7*l_0 =1.96m =196 cm

- $e_2 = \frac{3*lf*lf*(2+\alpha*\Phi)}{10000*h} = \frac{3*196*196*2.95}{10000*60}$ = 0.566 cm
- e_a=max{$\frac{l0}{250}$; 2cm }= 2 cm
- G_c= e_1+e_2+e_a =2.86+0.566+2= **5.426 cm**

Vérification :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\{15; \frac{20.e1}{h}\}$$

$$\frac{196}{60} \leq \text{Max}\{15; \frac{20*2.86}{60}\}$$

3.26 < 15 c.v

La condition de section entièrement tendue non vérifié, donc on vérifier est ce que une section partiellement comprimée :

$$N(d-c_2)-M_1 \leq (0.337-0.81\frac{c`}{h})b.h^2.\overline{\sigma_b}$$

$$M_1 = N*(G_c+\frac{h}{2}-c) = 3500(5.426+\frac{60}{2}-5)*10^{-2} = 1064.91 \text{ kN.m}$$

$$3500*((55-5)10^{-2})-1064.91 \leq (0.337-0.81\frac{5}{60})40*10^{-2}*600^2*14.166*10^{-3}$$

$$685.09 > 549.754 \text{ kN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée donc la section est **Section Entièrement Comprimée :**

Vérification :

$$\mathbf{N(d-c_1)-M_1 \geq (0.5*h-c_1).b.h.\overline{\sigma_b}}$$

$$685.09 \geq (0.5*600-50)400*0.60*14.166$$

$$\mathbf{685.09 < 849.96\ kN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée. Donc A_2**= 0 cm². Et:**

- $\Psi = \dfrac{0.3571+\frac{N(d-c1)-M1}{b*h*h*\overline{\sigma b}}}{0.8571-\frac{c_1}{h}} = \dfrac{0.3571+\frac{3500*1000(0.50)-1064910}{40*60*60*14.16}}{0.8571-\frac{5}{60}} = 0.896$

- $1000.\varepsilon_s = 2+(3.437-8.019*\frac{5}{60})\sqrt{1-0.895} = 2.897$
- $1000.\varepsilon_l = 1.739$

On a: $\boldsymbol{\varepsilon_s > \varepsilon_l}$

- $\sigma_{s1} = \dfrac{fe}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1.15} = 347.826$ **Mpa**

- $A_1 = \dfrac{N-\Psi*\overline{\sigma b}*b*h}{\sigma_{s1}} = \dfrac{3500000-0.895*14.16*400*600}{347.826} = 13.17$ **cm2**

Le résultat :

A_1=13.17 cm².
A_2= 0.00 cm².

❖ **Calcul avec l'application :**

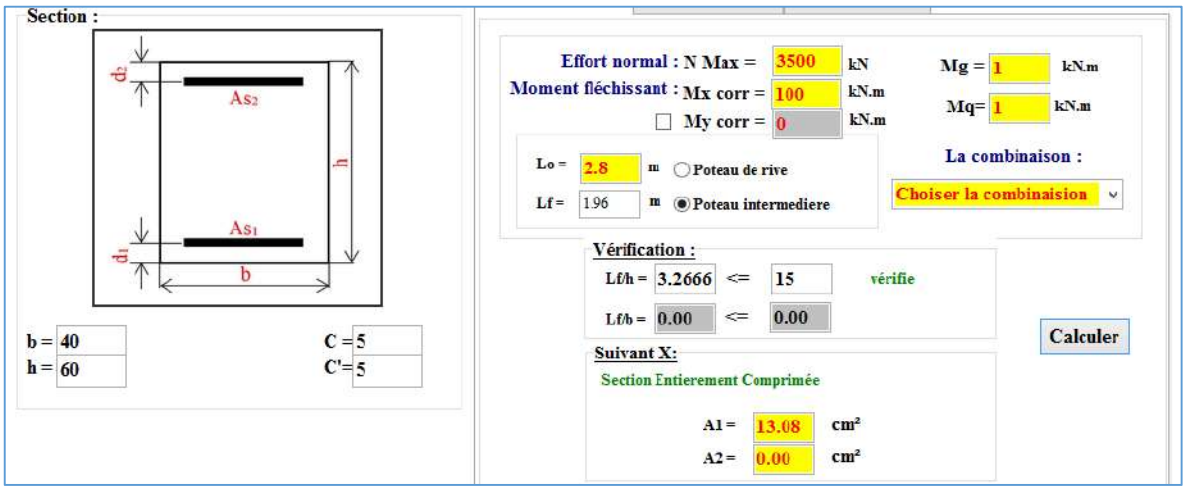


Fig.III.47.Calcul de l'exemple 1 à l'ELU.

G.2.1.B. Exemple 02 :

« Section rectangulaire »

« Section entièrement tendue »

❖ **Calcul Manuel :**

1. Données :

b= 40 cm c_1= 2.5 cm l_0= 3.23 m
h= 40 cm c_2= 2.5 cm N_u= -610.40 kN
M_u= 35.76kN.m M_g= 3 kN.m M_q= 1.5 kN.m
F_e400
- Poteau intermédiaire : l_f =0.7 l
- fissuration préjudiciable
- situation durable

2. Calcul :

- $e_1 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{35.76}{-610.40}$ =-0.0585 m= -5.85 cm
- α= 0.642
- Φ= 2
- l_f=2.26m =226.1 cm
- $e_2 = \frac{3*226.1*226.1*3.284}{10000*40}$ = 1.25 cm
- e_a= max{1.29; 2cm }= 2 cm
- G_c= -5.85+1.25+2= -2.6 cm

Vérification :

$$\frac{226.1}{40} \leq \max\{15; \frac{20*-5.85}{40}\}$$

5.652 < 15 C.V

La condition est vérifiée donc la section est **Section entièrement tendue** :

- a= h/2- c_1 - G_c= 20-2.5+2.6 = 20.1 cm
- $\overline{\sigma s} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ =347.82 Mpa
- $A_2 = \frac{N*a2}{\overline{\sigma s}*(d-c1)} = \frac{610.40*20.1*1000}{347.82(35-2.5)} = \frac{610.40*20.1*1000}{347.82(35-2.5)}$ =10.85 cm^2
- $A_1 = \frac{N}{\overline{\sigma s}} - A_2 = \frac{610.40*1000}{347.82}$ -1085 = 6.69 cm^2

Le résultat :

A_1= 6.69 cm^2.
A_2= 10.85 cm^2.

❖ **Calcul avec l'application :**

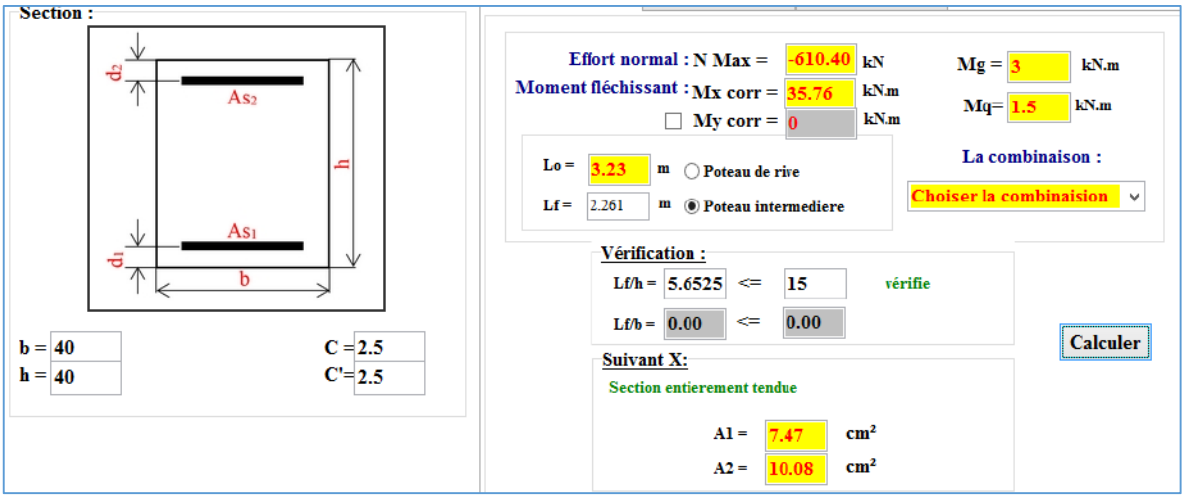


Fig.III.48.Calcul de l'exemple 2 à l'ELU.

G.2.1.C. Exemple 03 :

« Section rectangulaire »

« Section partiellement comprimée »

❖ **Calcul Manuel :**

1. Données :

b= 35 cm c_1= 3 cm l_0= 3.06 m
h= 45 cm c_2= 3 cm N_u= 700 kN
M_u= 55 kN.m M_g= 7 kN.m M_q= 4 kN.m
F_e500
- Poteau de rive : $l_f = l_0$
- fissuration accidentelle
- situation durable

2. Calcul :

- $e_1 = \frac{55}{700}$ =0.0785 m= 7.85 cm
- α= 0.611
- Φ= 2
- l_f= 3.06m =306 cm
- $e_2 = \frac{3*306^2*3.222}{10^4*45}$ = 2.011 cm
- e_a= max{1.224; 2cm }= 2 cm
- G_c= 7.85+2+2.011= 11.86 cm

Vérification :

$$\frac{306}{45} \leq \max\{15; \frac{20*7.85}{45}\}$$

$$6.80 < 15 \quad \text{c.v}$$

La condition de section entièrement tendue non vérifié, donc on vérifier est ce que une section partiellement comprimée :

$$N(d-c_2)-M_1 \leq (0.337-0.81\frac{c`}{h})b.h^2.\overline{\sigma b}$$

$$M_1 = N*(G_c + \frac{h}{2} - c) = 700*10^3(11.861+22.5-3)*10^{-2} = 219.527 \text{ kN.m}$$

$$700(42-3)*10^{-2} - 219.527 < (0.337-0.81*\frac{3}{45})*0.35*450^2*14.78$$

$$53.473 < 296.451 \quad \text{C.V}$$

Donc la section est **section partiellement comprimée**.

Flexion simple:

- M_1= 219.527 kN.m
- $\overline{\sigma_b} = \frac{0.85*f_{c28}}{\gamma_b}$ = 14.78 Mpa
- $\mu = \frac{M_1}{b*d^2*\overline{\sigma_b}} = \frac{219.527*10^3}{0.35*420^2*14.78} = 0.240$
- μ_l =0.358

$\mu < \mu_l$ danc une section sans armatures comprimé A'=0

- α= 0.3486 ; $1000\varepsilon_s$= 6.54
- β= 0.861 ; $1000\varepsilon_l$= 2.5
- $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$ = 500 Mpa
- $A_s = \frac{M_1}{\beta*d*\sigma_s} = \frac{219.527*10^3}{0.861*42*500}$ = 12.14 cm^2
- A'= 0 cm
- $A = A_S - \frac{N}{\sigma_S} = 12.41 - \frac{700*10}{500}$ = -1.859 cm^2

Car A < 0, donc : $A = A_{min} = B/1000$ = 1.575 cm^2

Le résultat :

A= 1.575 cm2

A'= 0.00 cm^2

❖ **Calcul avec l'application :**

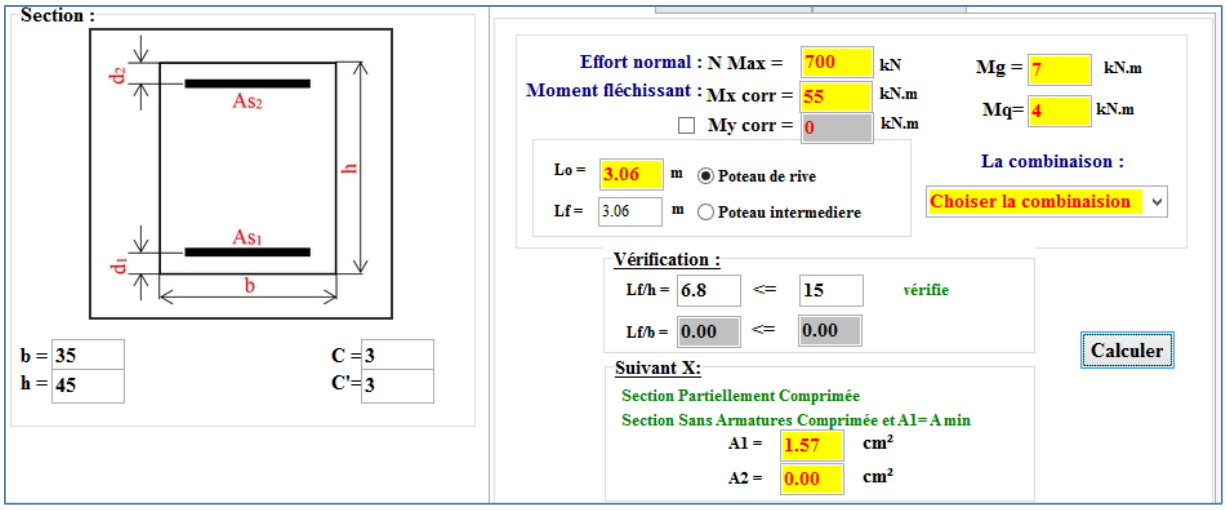


Fig.III.49.Calcul de l'exemple 3 à l'ELU.

G.2.1.D. Exemple 04 :

« Section en T »

« Section partiellement comprimée »

❖ **Calcul Manuel :**

1. Données :

b= 100 cm c_1= 6 cm l_0= 2.80 m
b_0= 25 cm c_2= 6 cm N_u= 3000 kN
h= 90 cm M_g= 100kN.m M_u= 315kN.m
h_0= 12 cm M_q= 120kN.m F_e400
f_{c28}= 25 Mpa
- Poteau
- fissuration préjudiciable
- situation durable

2. calcul:

- e_1=10.5 cm
- α= 0.428
- Φ= 2
- e_2= 1.16 cm
- e_a= 2 cm
- G_c= 13.66 cm

Vérification :

$$\frac{lf}{h} \leq \text{Max}\{15; \frac{20.e1}{h}\}$$

3.88 < 15 c.v

La condition de section entièrement tendue n'est pas vérifié, donc on vérifié la condition de la section partiellement comprimée :

- M_1=N*(G_c+ $\frac{h}{2}$ -c) = 1579.81 kN.m
- $\overline{\sigma_b}$= $\frac{0.85*f_{c28}}{\gamma_b}$ =14.166 Mpa
- N_r= 1725.06 kN
- M_r= 585.346 kN.m

Vérification :

$$\mathbf{N(d-c_2)-M_1 \leq (0.337-0.81\frac{c`}{h})b.h^2.\overline{\sigma_b}}$$

$$\mathbf{760 < 811.81\ kN.m \quad c.v}$$

Flexion simple:

- $\overline{\sigma_b}$=14.166 Mpa
- μ= $\frac{585.346*10^3}{25*84^2*14.16}$ =0.234
- μ_l =0.392

$\mu < \mu_l$ donc est une section sans armatures comprimé A'=0

- β= 0.865
- σ_s= 347.826 Mpa

- A_s= 23.16 cm^2
- A'= 0 cm
- A= -26.43cm^2

Car A < 0 ,donc : A=A_{min}= B/1000 = 2.25 cm^2

Le résultat :

A= 2.25 cm2

A'= 0.00 cm^2

Vérification à l'Etat limite de service :

- M_{ser}= 100 kN.m
- N_{ser}= 2000 kN
- e_1= $\frac{M_{ser}}{N_{ser}}$ = 0.05m= 5 cm
- G_c=5+1.16+2=8.16 cm

Vérification :

$$\frac{M_{G'}}{N_{ser}} > \frac{I_{G'}}{B_0*\gamma_2}$$

- $B_0=b_0*h+(b-b_0)h_0*15(A_1+A_2)= 3183.75\ cm^2$
- $\gamma_1= \frac{1}{B_0}[b_0*h^2/2+(b-b_0)\frac{h0^2}{2}+15(A_2*c_1+A_1*d)]= 41.84$ cm
- $\gamma_2=h-\gamma_1= 48.16$ cm
- $I_G'= \frac{b_0}{3}*(\gamma_1^3+\gamma_2^3)+(b-b_0)h_0[\frac{h0^2}{12}+(\gamma_1-\frac{h0}{2})^2]+15[A_2(\gamma_1-c_1)^2+A_1(\gamma_2-c_2)^2]$
- $I_G'=2768062.10\ cm^4$
- $G_G'= \gamma_1-\frac{h}{2}=-3.16$ cm
- $G_C'= G_G'+G_c= 5$ cm
- $M_G'= N_{ser} * G_C'= 100$ kN.m

$$\frac{100*10^2}{2000} < \frac{2768062.10}{3183.75*48.16}$$

$$5 < 18.05$$

Donc la section est **section entièrement comprimée.**

- $\sigma_{b1}= 7.79$ Mpa
- $\overline{\sigma_b}=0.6*f_{c28}= 15$ Mpa
- $\sigma_{s1}= 9.40$ Mpa
- $\overline{\sigma_s}= 164.97$ Mpa

$$\sigma_{b1} < \overline{\sigma_b}$$

$$\sigma_{s1} < \overline{\sigma_s}$$

Conditions Vérifiées

Le résultat :

A= 2.25 cm2

A'= 0.00 cm²

❖ **Calcul avec l'application :**

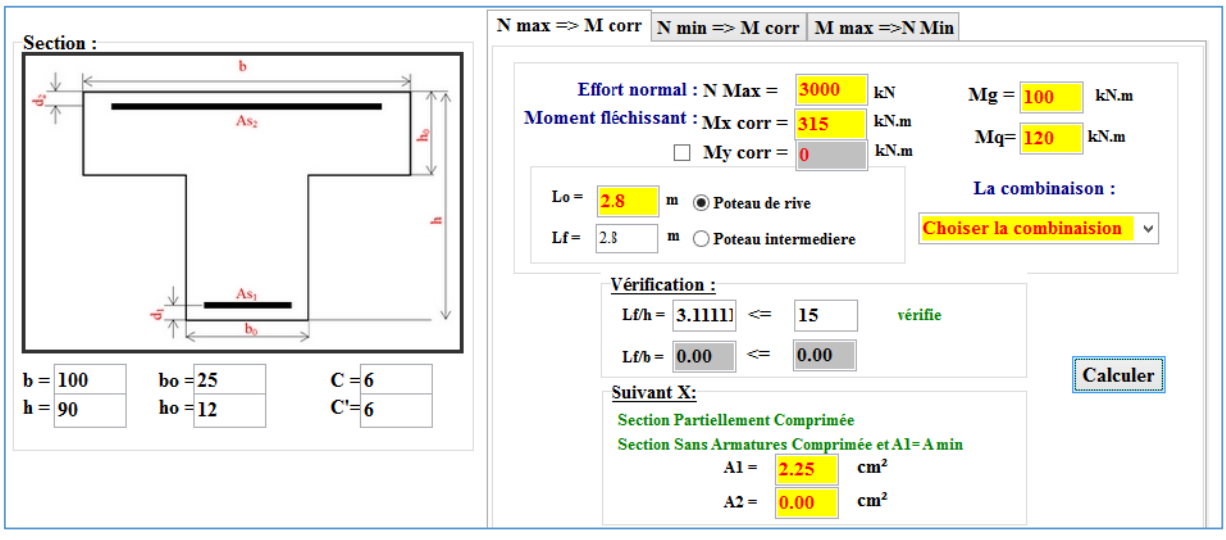


Fig.III.50.Calcul de l'exemple 4 à l'ELU.

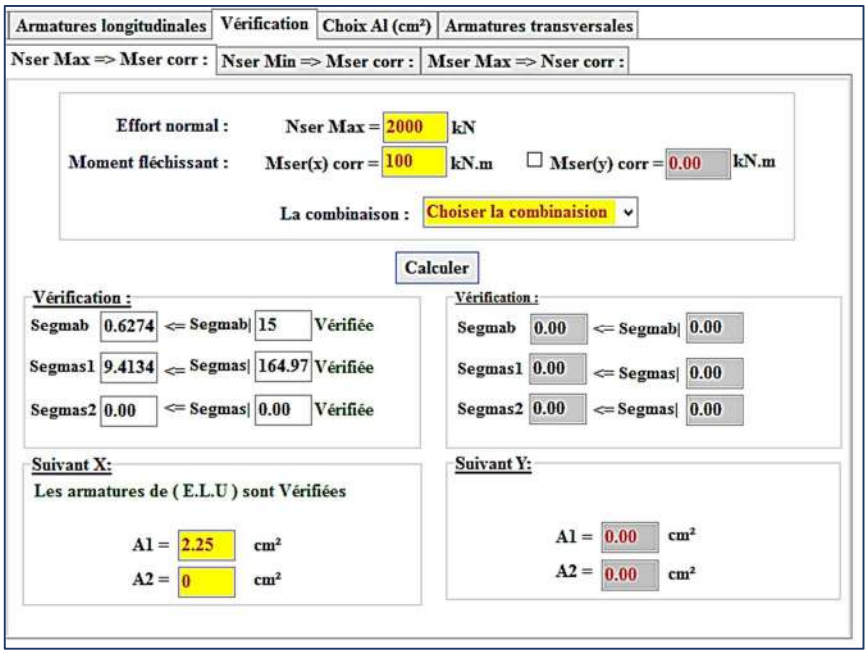


Fig.III.51.Calcul de l'exemple 4 à l'ELS.

G.3.Ferraillage des voiles :

Dans le chapitre I, La partie de ferraillages des voiles a présenté de toutes les étapes de calculs de ferraillage pour les trumeaux et les linteaux.

On a appliqué tous les formations dans notre application se forme algorithme sous une interface simple.

Les figures ci-après représentent les onglets de ferraillages des trumeaux et linteaux, il s'agit de calculer les sections des ferraillages minimaux du voile et après la saisie de tous les paramètres nécessaire nous pouvons exécuter les calculs en cliquant sur le bouton **Calculer**, l'application commence à faire le calcul de ferraillage

Une fois le calcul est terminé on choisir la section immédiatement supérieure de la section calculée, cette section d'armature sera vérifiée avec la section minimale exigée par les règlements.

En cas d'existence d'un autre élément avec d'autres dimensions on doit revenir sur l'onglet général et refaire toutes les étapes,

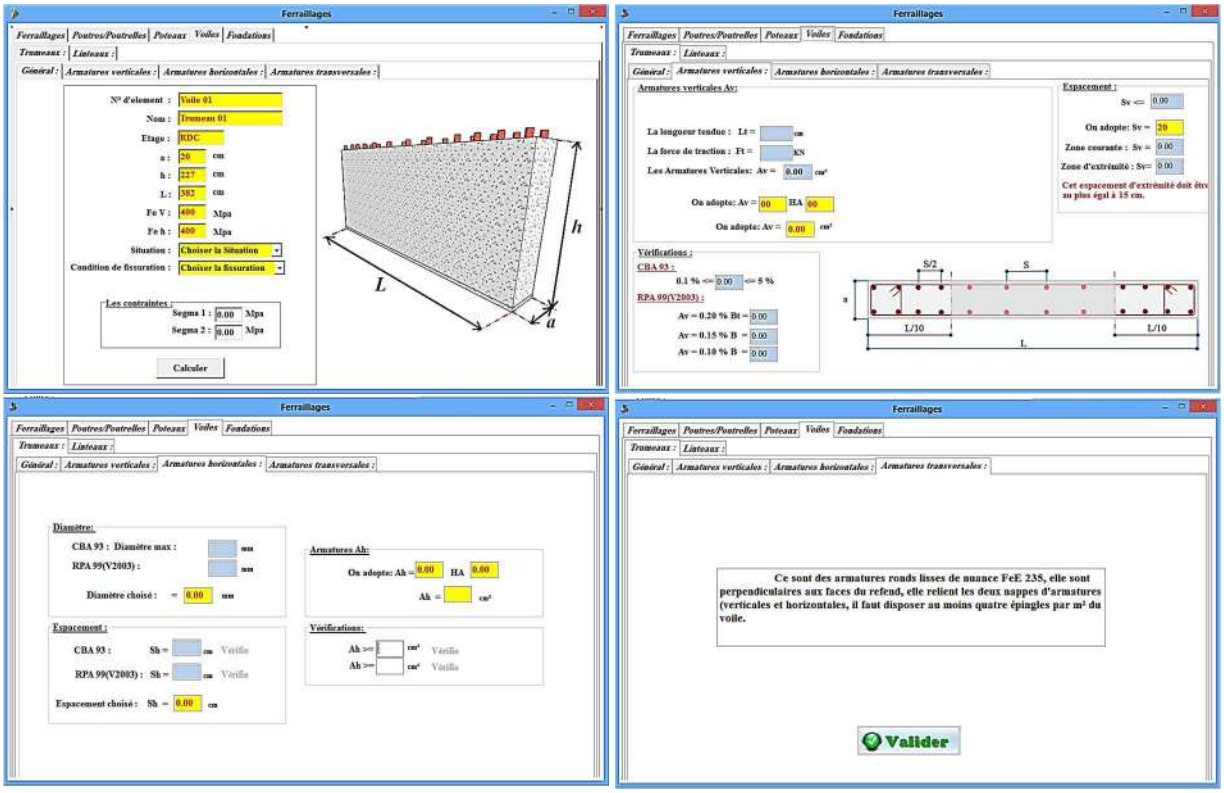


Fig.III.52.Onglets de ferraillage des trumeaux.

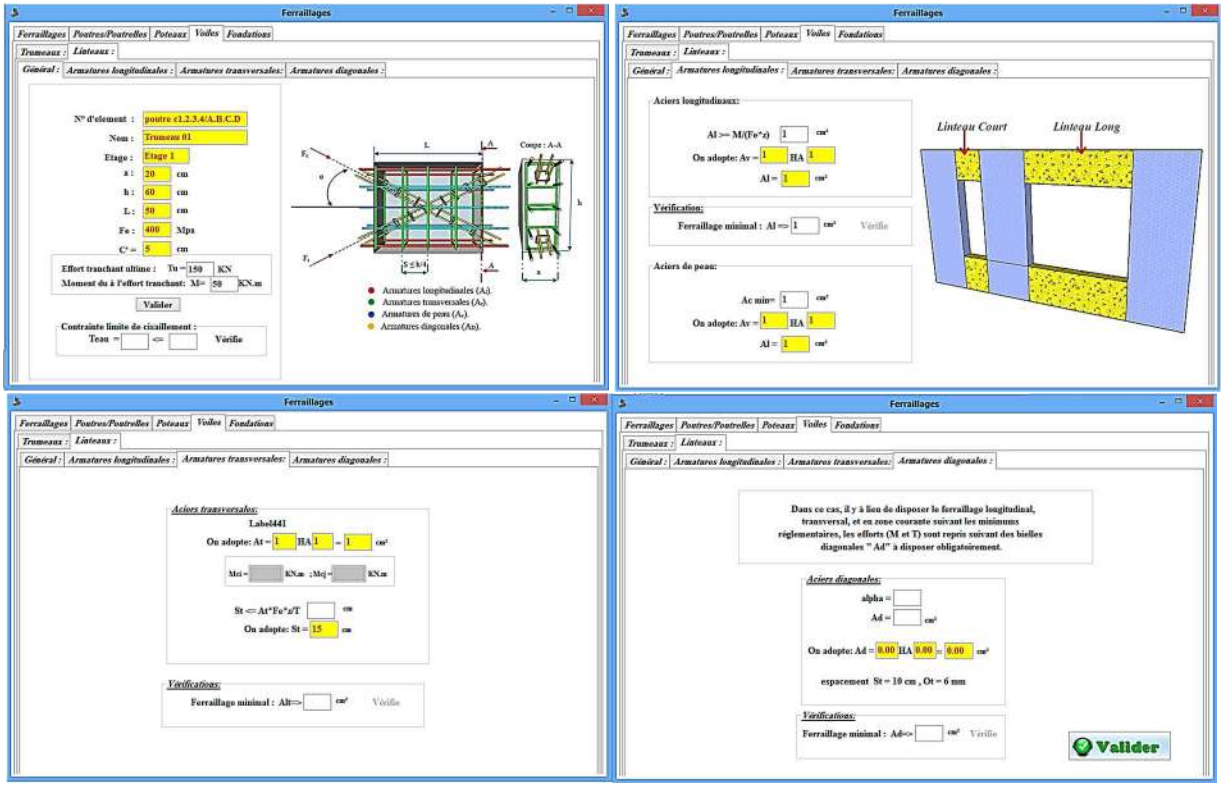
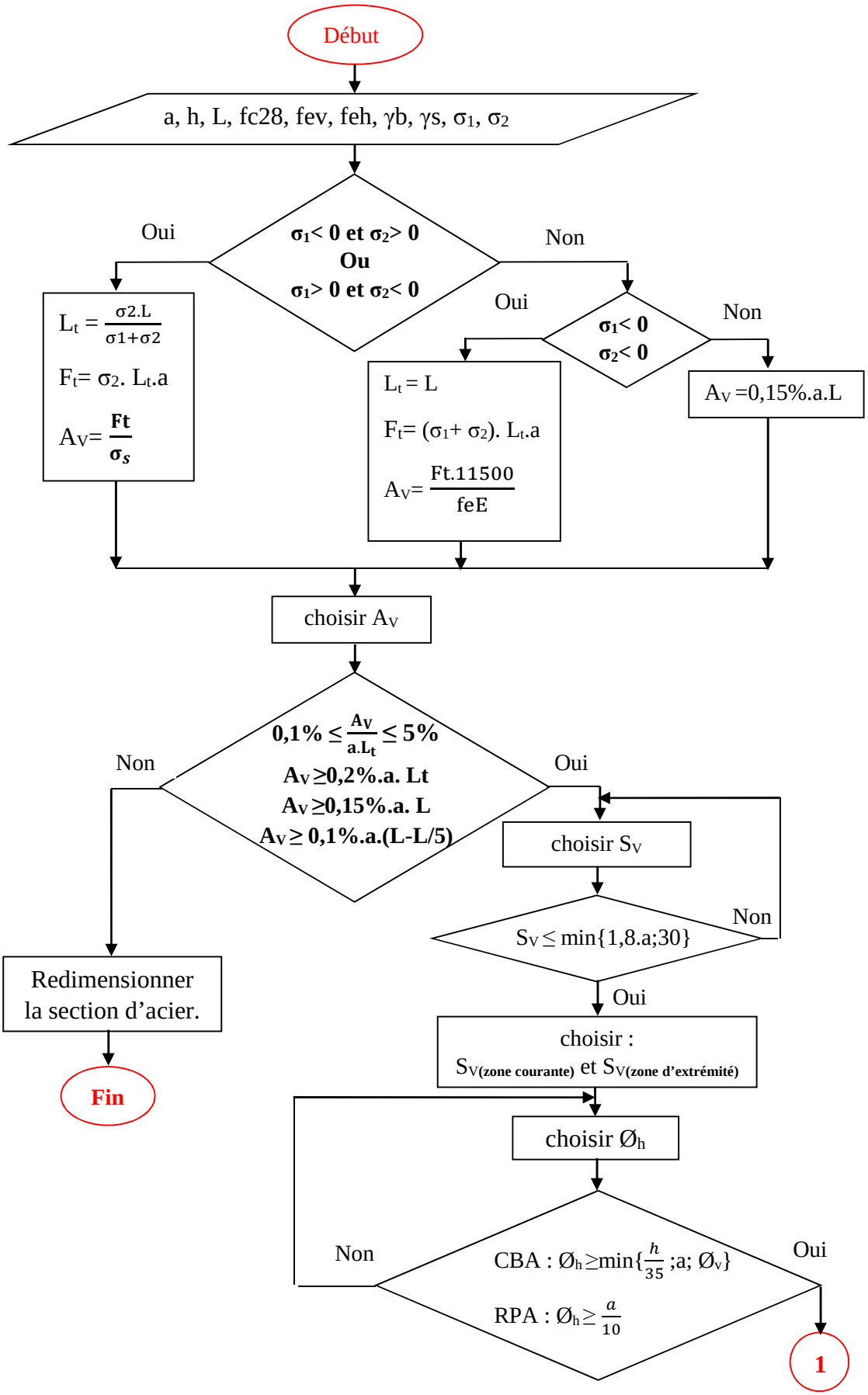
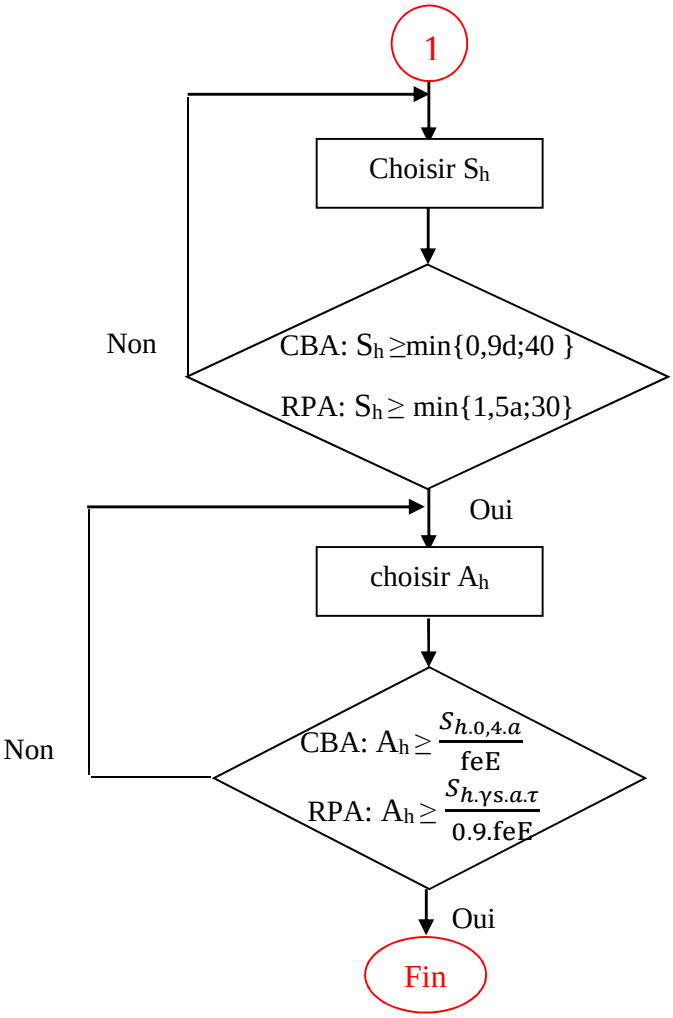


Fig.III.53.Onglets de Ferraillage des linteaux.

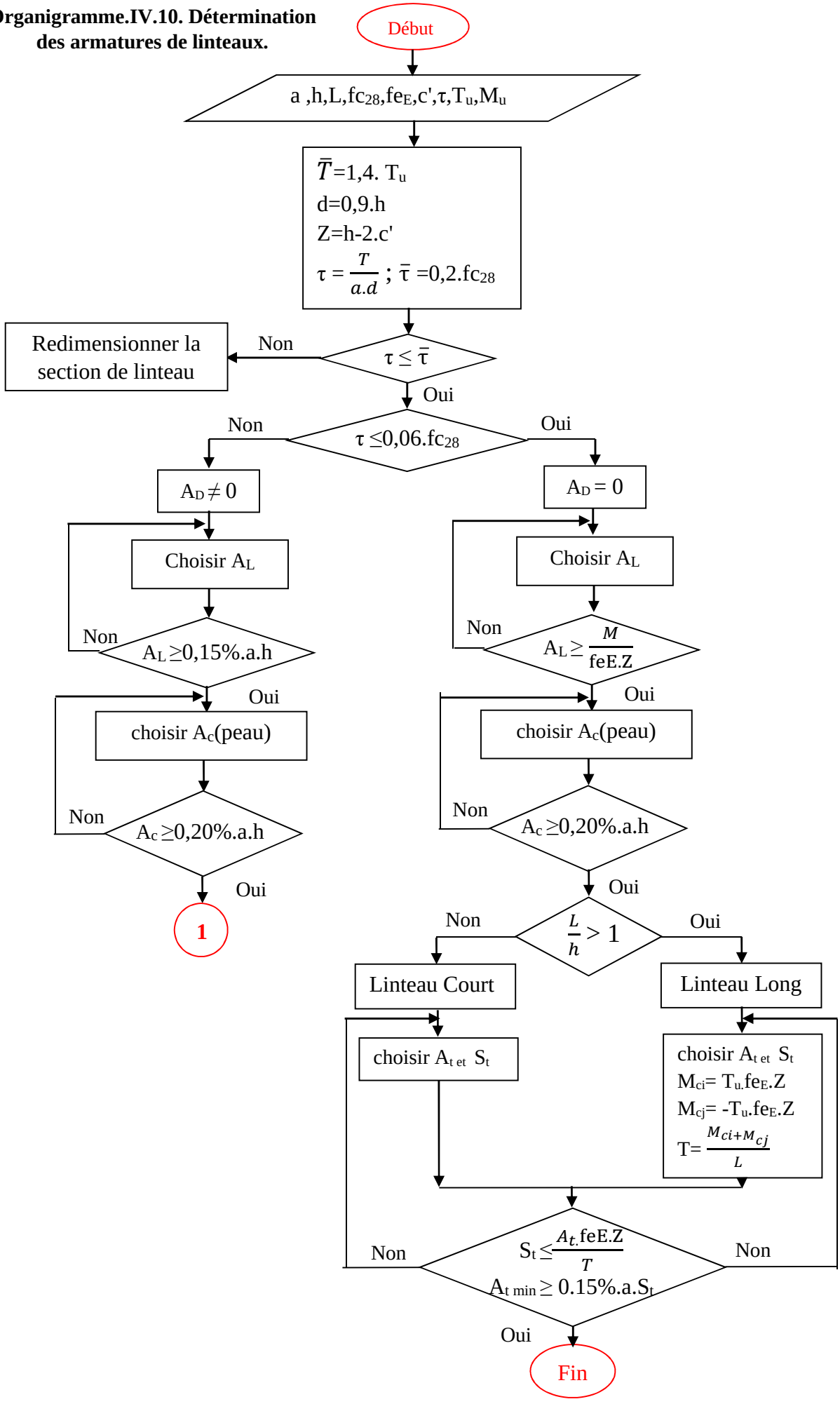
Les calculs et les vérifications sont basés sur les organigrammes correspondants.

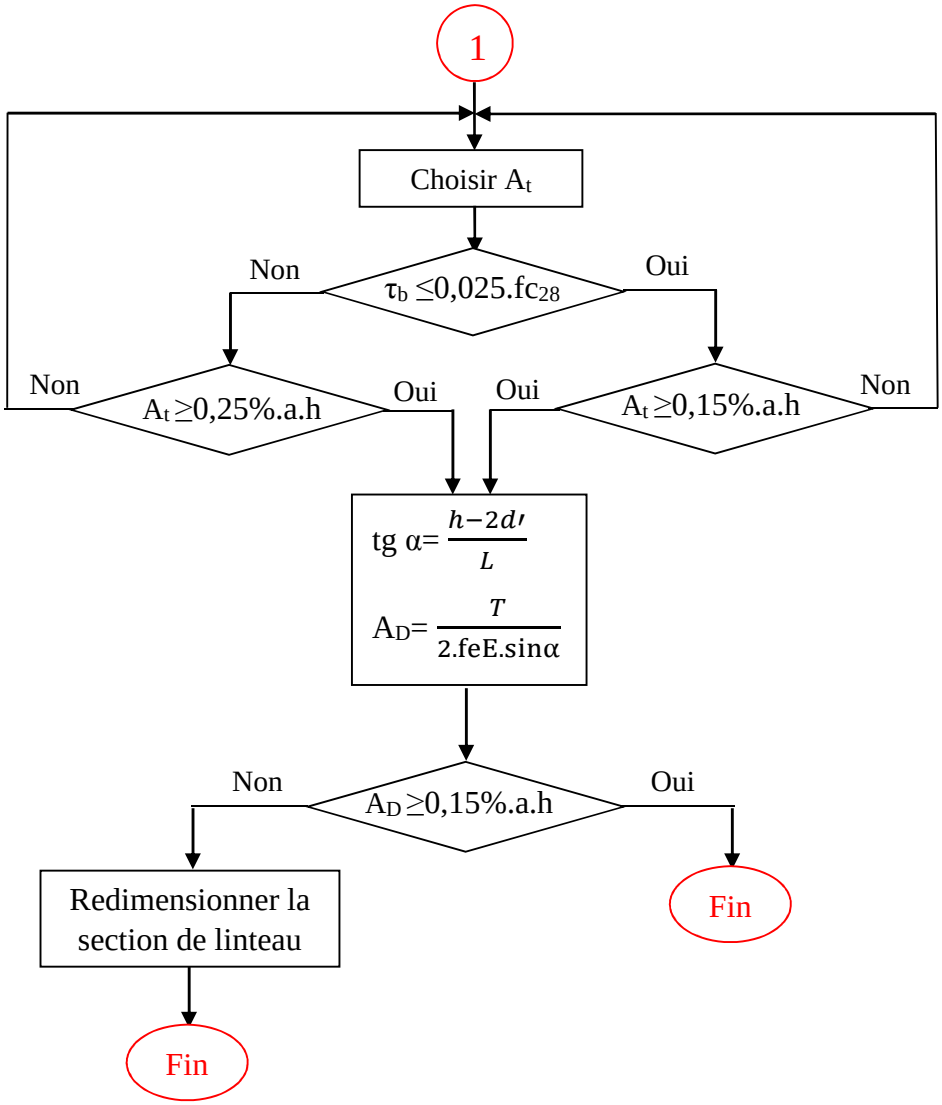
Organigramme.IV.9. Détermination des armatures de trumeaux.




1
Choisir S_h
Non
CBA: $S_h \geq \min\{0,9d;40\}$
RPA: $S_h \geq \min\{1,5a;30\}$
Oui
choisir A_h
Non
CBA: $A_h \geq \frac{S_{h.0,4.a}}{feE}$
RPA: $A_h \geq \frac{S_{h.\gamma s.a.\tau}}{0.9.feE}$
Oui
Fin

Organigramme.IV.10. Détermination des armatures de linteaux.




1
Choisir A_t
Non
$\tau_b \leq 0{,}025.fc_{28}$
Oui
Non
$A_t \geq 0{,}25\%.a.h$
Oui
Oui
$A_t \geq 0{,}15\%.a.h$
Non
$tg\ \alpha = \frac{h-2d'}{L}$
$A_D = \frac{T}{2.feE.\sin\alpha}$
Non
$A_D \geq 0{,}15\%.a.h$
Oui
Redimensionner la section de linteau
Fin
Fin

G.4.Ferraillage des fondations :

Les fondations constituent la partie essentielle de l'ouvrage, une bonne conception mène à une bonne transmission des charges venant de la superstructure au sol d'accise.

Nous présentons dans cette partie les principaux types de fondations superficielles rencontrés en pratique, il existe deux types de fondations superficielles semelle isolée sous poteau, semelles filantes sous plusieurs poteaux ou sous murs, il est a noté que toute les vérifications établis maintient un moment de flexion égale à zéro 0 (**sans moment)**, le cas où il existe un moment de flexion une partie du programme pour le calcul du dimensionnement et de ferraillage reste à développer. .

On a utilisé la **« Méthode des bielles »** comme une méthode de calcul, elle consiste à supposer que les charges appliquées aux semelles par les points d'appui (murs ou poteaux) sont transmises au sol (ou aux pieux) par les bielles obliques ; l'obliquité de ces bielles détermine à la base des semelles des efforts de traction qui doivent être équilibrés par des armatures.

Donc on à dimensionner et vérifier les semelles à l'état limite de service (ELS) puis vérifier le chevauchement entre les semelles par la méthode de bielles et on a fait les calculs de ferraillage à l'état limite ultime.

La figure ci-après représente l'onglet de dimensionnement des semelles quel que soit le type de semelle : semelle isolée, semelle filante sous plusieurs poteaux ou sous mur, il s'agit de calculer le dimensionnement minimum de la semelle sur la base de la contrainte du sol.

Après la saisie de tous les paramètres nous pouvons exécuter les calculs en cliquant sur le bouton **Calculer**, l'application commence à faire le calcul de dimensionnement.

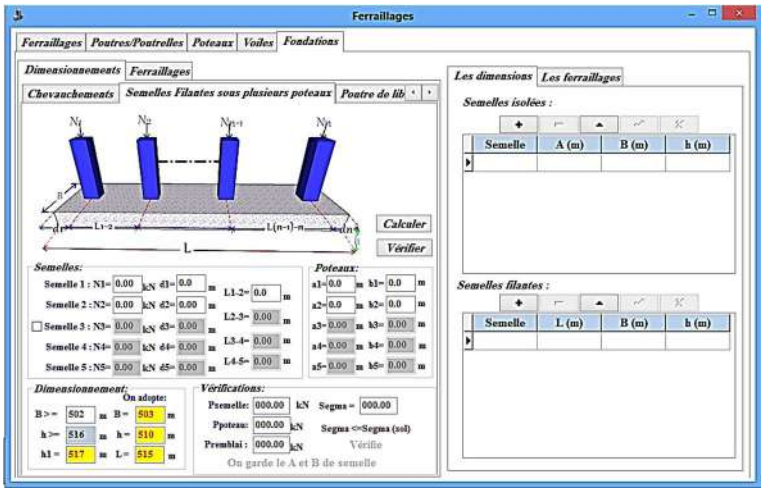


Fig.III.54.Onglet de dimensionnement des semelles.

Une fois le calcul est terminé on choisir les dimensions immédiatement supérieure arrondie à zéro ou cinq centimètre pour avoir une bonne disposition constructive et simplicité de la réalisation, puis on termine cette étape par la vérification des contraintes par un clique sur le

bouton **Vérifier,** lorsque le calcul est terminé on saisit les résultats dans les tableaux correspondants (dimensionnement semelle isolée et semelle filantes),

En cas d'existence d'un autre élément avec d'autres dimensions on doit revenir sur l'onglet général et refaire toutes les étapes,

Un clic sur l'onglet de ferraillages conduit à la partie de ferraillages des semelles superficielles sans moment, on a le ferraillage de semelle isolée, filante et le calcul des moments de la poutre de libage en travée et en appui, une fois le calcul est terminé, on choisit la section immédiatement supérieure à la section théorique calculée et saisi les résultats dans les tableaux correspondant (Ferraillage semelle isolée et semelle filantes).

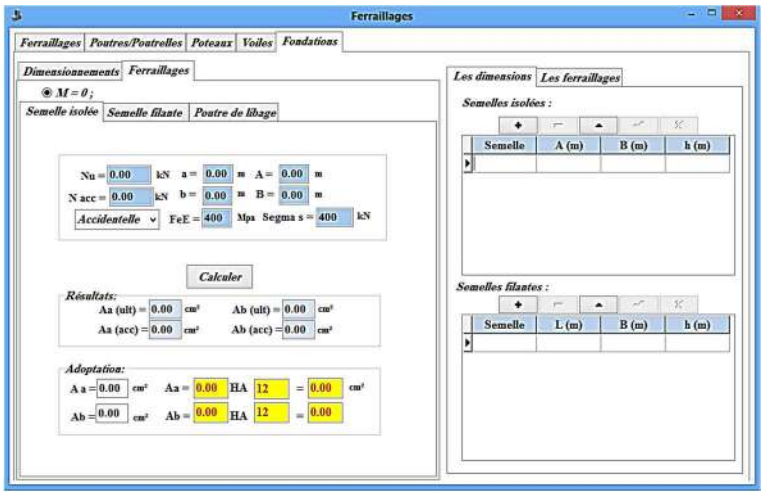
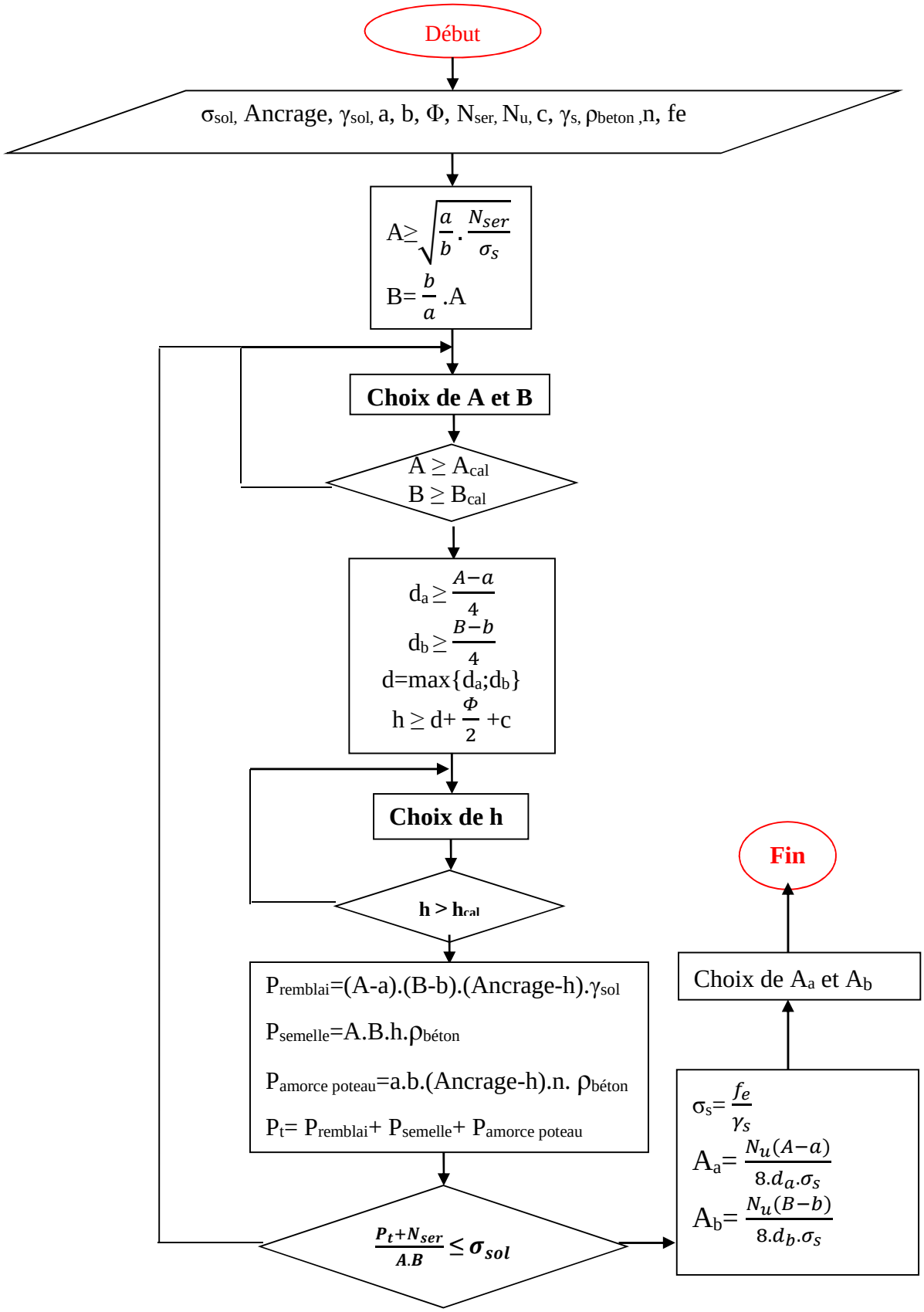


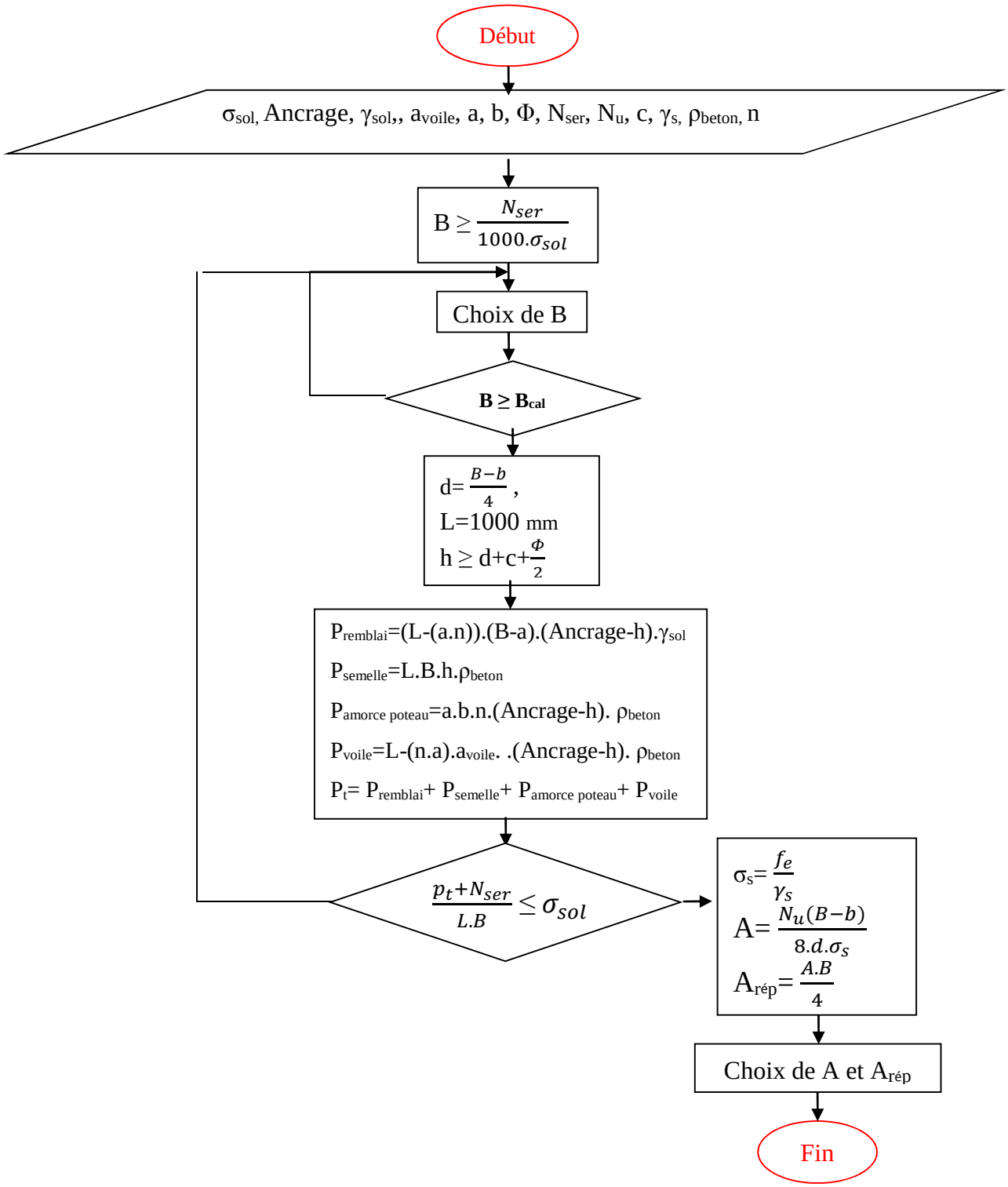
Fig.III.55.Onglet de Ferraillage des semelles.

Le calcul et les vérifications basées sur les organigrammes de la fondation et affiche les résultats sur les champs correspondants.

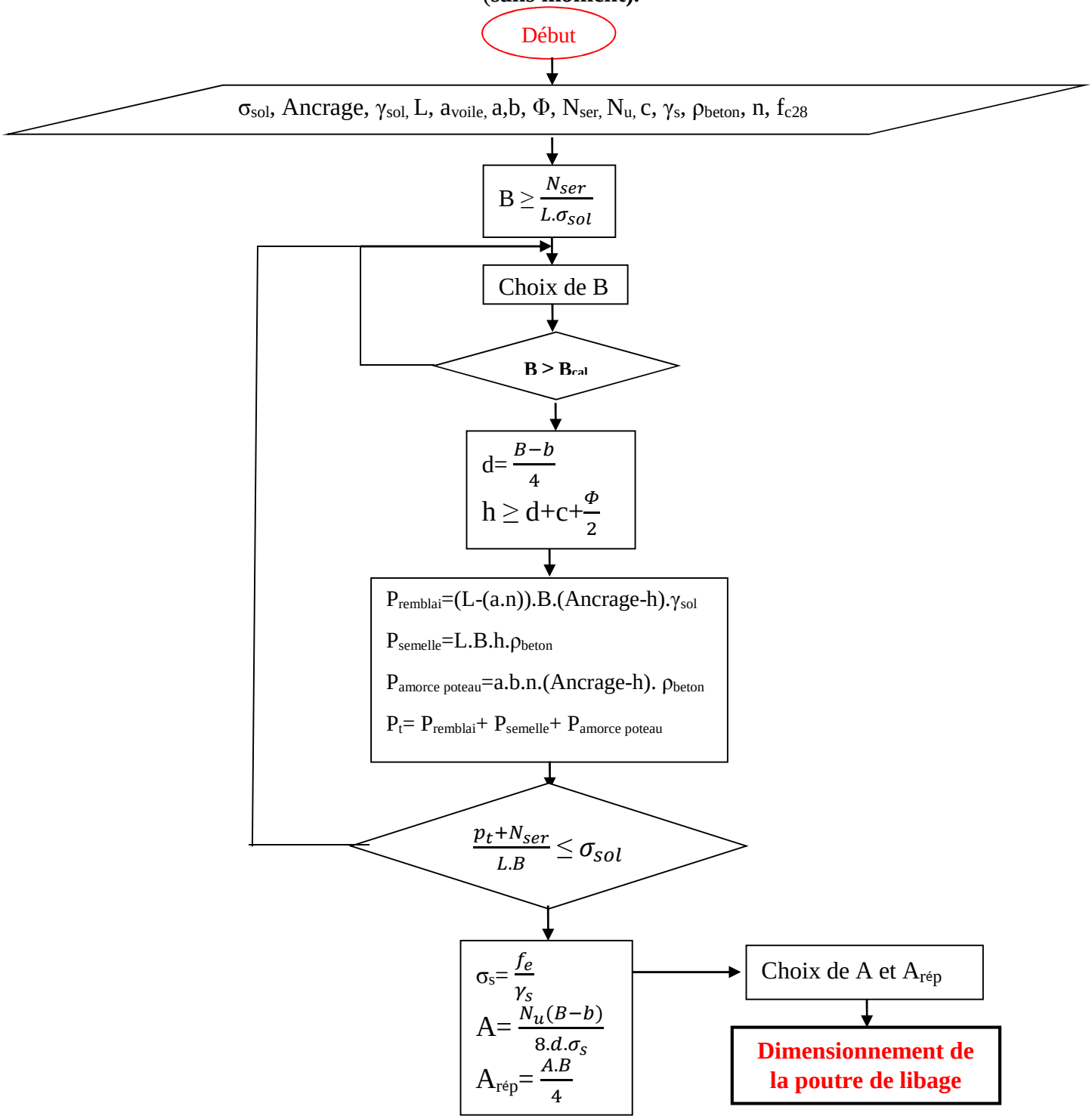
Organigramme.IV.11. Dimensionnement et ferraillage de la semelle isolée rectangulaire sous poteau rectangulaire (sans moment).



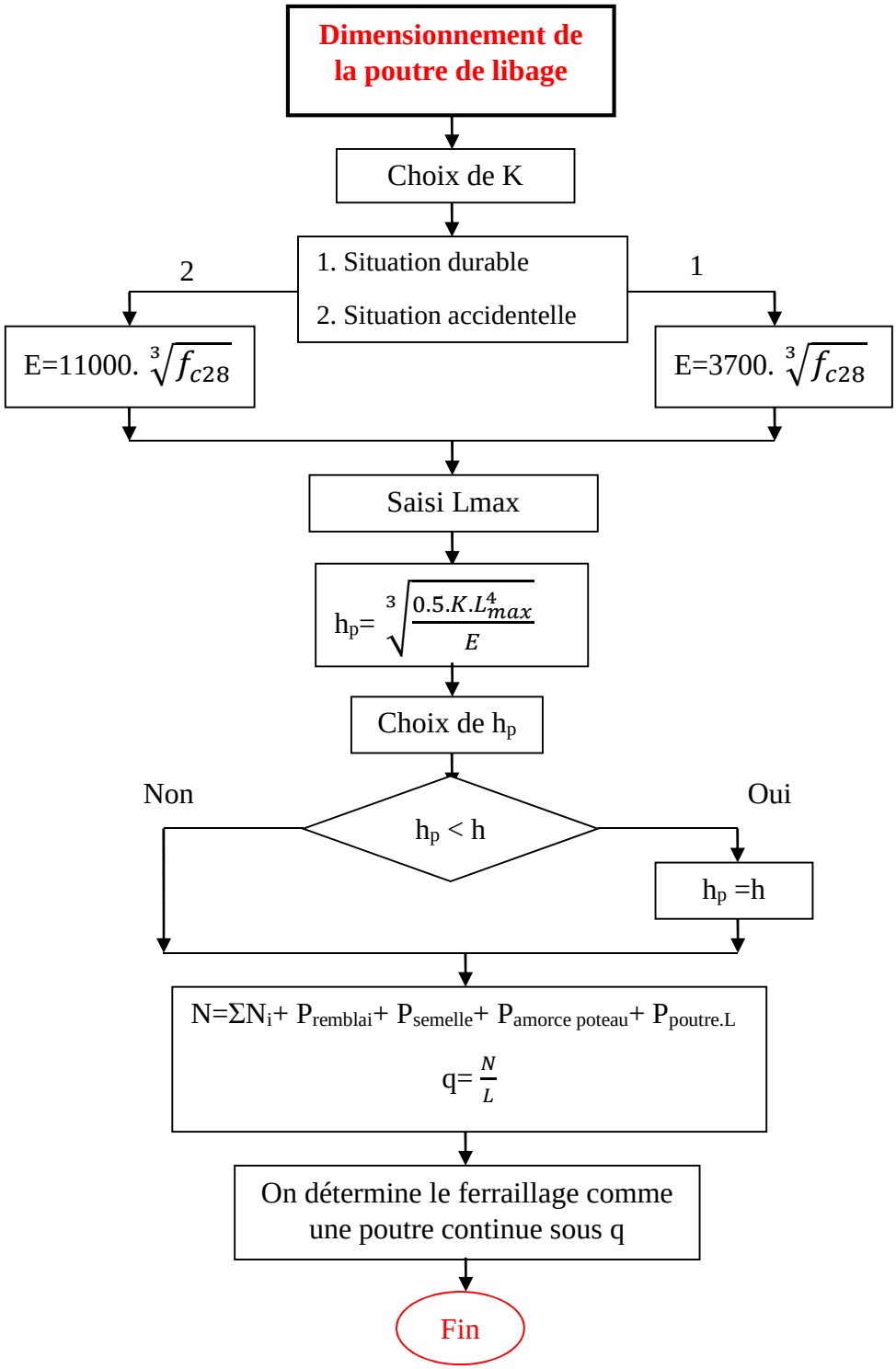
Organigramme.IV.12. Dimensionnement de la semelle filante sous mur (sans moment).



Organigramme.IV.13. Dimensionnement et ferraillage de la semelle filante sous plusieurs poteaux (sans moment).



Organigramme.IV.14. Dimensionnement de la poutre de libage.



III.3.Conclusion :

A cet étape on a fait une présentation sur l’application, on a résumé au maximum les étapes de calcul, pour faciliter l’utilisation. La chose la plus importante c’est qu’on a peut exporter les résultats dans une note de calcul sous plusieurs formes et extensions.

Chapitre IV

Exemple d'étude

Chapitre IV : Exemple d'application

IV.1.Introduction :

Pour vérifier le fonctionnement de l'application, on a étudié et calculer une structure manuellement et fait une comparaison entre le résultat obtenu et celle de l'application, on a étudié un ouvrage (RDC+3) en béton armé contreventé par des voiles, à usage d'habitation.

IV.2.Exemple d'application :

IV.2.1. Présentation de l'ouvrage :

Situation :

L'ouvrage étudié sera implanté à MEDEA, classé selon le RPA 99 version 2003 (ADDENDA AUX REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES) comme une zone de haute sismicité (zone II_b). Notre étude sera conforme aux exigences des règles du CBA93.

Description de l'ouvrage :

L'ouvrage étudie ayant un aspect rectangulaire comportant « 3 » niveaux sur un rez-de-chaussée (R+3).

Nombre d'étage : RDC + 3

Lx = 28.55 m

Ly = 10.40 m

Hauteurs :

Etage courant : **3.4** m.

RDC : **3.4** m

Sous-sol : **0** m

Total : **13.6** m

Usage : **1B**

Zone sismique : **II_b**

Mode de contreventement : Portiques-contreventés par des voiles.

Vue en plan :

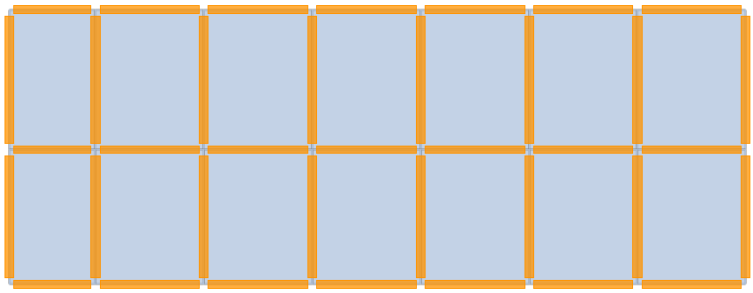


Fig.IV.1.Vue en plan XY, (Z= 13.60m) :

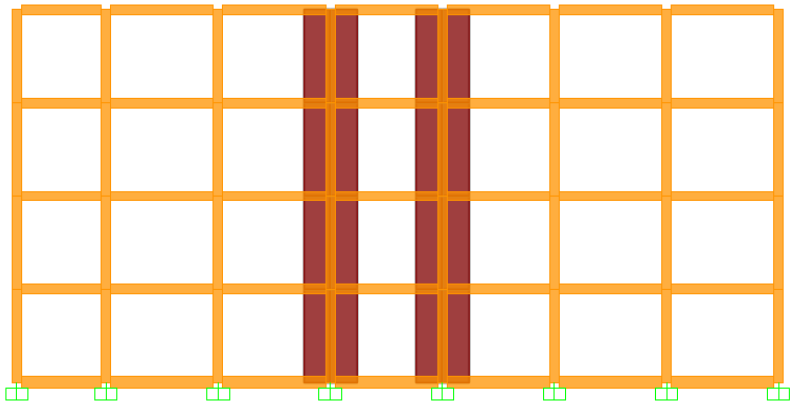


Fig.IV.2.Vue en plan XZ, (Y= 0m) :

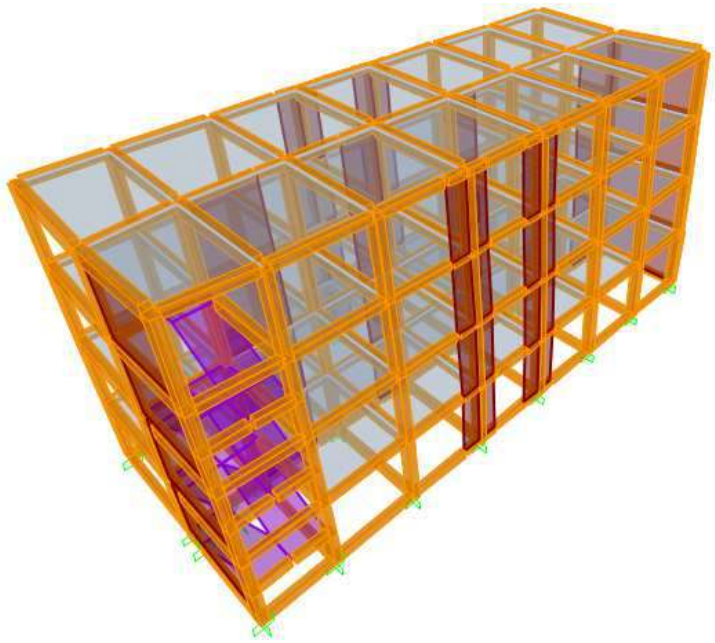


Fig.IV.3. Vue en 3D de la structure :

IV.2.2.Matériaux :

Béton :

Poids volumique D = 25

Résistance du béton à la compression, Fc_{28} = **20** Mpa

Résistance du béton à la traction Ft_{28} = 1.80 Mpa

Module d'élasticité Ei = 3.21×10^5 Mpa

Coefficients de sécurité

- Situation durable $\gamma_b = 1.5$
- Situation accidentelle $\gamma_b = 1.15$

Contraintes de calcul

- Situation durable $\sigma_b = \frac{0.85\, f_{c28}}{1.5} = 11.33$ Mpa
- Situation accidentelle $\sigma_b = \frac{0.85\, f_{c28}}{1.15} = 14.78$ Mpa

Acier :

Nuance : feE400 fe = 400 Mpa

Nuance : feE235 fe = 235 Mpa

Module d'élasticité Ei = $2.10x10^6$ Mpa

Coefficients de sécurité

- Situation durable $\gamma_b = 1.15$
- Situation accidentelle $\gamma_b = 1.00$

Contraintes de calcul

- Situation durable $\sigma_b = \frac{fe}{1.15} = 348$ Mpa
- Situation accidentelle $\sigma_b = \frac{fe}{1.00} = 400$ Mpa.

IV.2.3.Prédimensionnement.

IV.2.3.A. Plancher à corps creux :

Pour le cas de notre structure, nous avons : L = 4.80 m.

$$L/20 \geq ht \geq L/25$$

$480/20 \geq ht \geq 480/25 \Rightarrow 24\ cm \geq ht \geq 19.2\ cm.$

On choisit : ht = 20 cm on adoptera donc un plancher à corps creux du type (16+4)

IV.2.3.B. Évaluation des charges permanentes et charges d'exploitations

B.1. Plancher terrasse :

Charges permanentes :

Tableau.IV.1. Charges permanentes de plancher terrasse.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	Protection solaire en gravier	0.04	0.68
2	Étanchéité multicouche	0.02	0.12
3	Papier kraft	-	0.05
4	Forme de pente	0,10	2.5
5	Isolation thermique en liège	0.04	0.096
6	Pare vapeur	0.01	0.06
7	Film polyane	-	0.01
8	Planche corps creux	0.16+0.04	2.75
9	Enduit de plâtre	0.02	0.2
		G	**6.466**

Charges d'exploitation :

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m^2.

IV.2.3.C. Prédimensionnement des poutres :

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 en zone II_b sont :

- (portée max)/15 ≤ h ≤ (portée max)/10
- 0.3h ≤ b ≤ 0.7h

- h ≥ 30cm
- b ≥ 20 cm
- h/b ≤ 4.
- bmax ≤ 1.5+b1 .

Tableau.IV.2. Prédimensionnement des poutres

	poutres principales	**poutres secondaires**
Conditions de résistance	L_{max}= 4.80 m ⇒ 32cm ≤ h ≤ 48 cm on adopte h = **55** cm on adopte b = **35** cm	L_{max} = 3.90 m ⇒ 26cm ≤ h ≤ 39cm on adopte h = **35** cm on adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA 99	h=55cm≥30cm ; b=35cm≥25cm h/b=1.571	h=35cm≥30cm ; b=30cm≥25cm h/b=1.166≤ 4
Condition de rigidité (h/L ≥ 1/16)	(h/L=0.114) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)	(h/L=0.089) ≥ (1/16=0.0625) (condition vérifie)
Conclusion	h = **55**cm ; b = **35** cm	h = **35** cm ; b = **30**cm

IV.2.3.D. Prédimensionnement des poteaux :

D.1. Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (B-6).

D. 2. Dimensions des poteaux :

MIN (b_1, h_1) ≥ 30cm

D. 3. Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement L_f comme suit :

- 0.7×L_0 : si le poteau est à ses extrémités :
  - Soit encastré dans un massif de fondation.

- Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➢ L_0 : dans les autres cas.

Avec « L_0 » est comptée entre face supérieure de deux planchers consécutifs ou de sa jonction avec la fondation à la face supérieure du plancher.

Pour cela on va procéder à la vérification suivante :

Tableau.IV.3. Prédimensionnement des poteaux.

	a(cm)	b(cm)	Lo (m)	Lf (m)	Br (cm²)	λ	α	Flambement	RPA99
3eme étage	35	50	3.4	2.38	1584	23.55	0.779	Vérifié	Vérifié
2eme étage	35	50	3.4	2.38	1584	23.55	0.779	Vérifié	Vérifié
1er étage	35	50	3.4	2.38	1584	23.55	0.779	Vérifié	Vérifié
RDC	35	50	3.4	2.38	1584	23.55	0.779	Vérifié	Vérifié

D.4. Détermination des charges et surcharges :

➢ Surface du plancher revenant au poteau :

- $S_p=(4.2-0.35)x(5.2-0.3) \Rightarrow$ **$S_p=18.865\ m^2$**

➢ Surface totale :

- $S_t=4.2x5.2 \Rightarrow$ **$St=21.84m^2$**

D.4.1. Descente des charges :

On calcule les charges permanentes et les charges d'exploitation reprises par un poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau.

Charges permanente :

Tableau.IV.4. Charges permanentes.

Étage	$G_{plancher}$ (KN)	G_{poteau} (KN)	$G_{poutre\ secondaire}$ (kN)	$G_{poutre\ principale}$ (KN)	G_{totale} (KN)	G_{cum} (KN)
3eme étage	121.98	14.875	10.106	23.58	**170.541**	**170.541**
2eme étage	112.25	14.875	10.106	23.58	**160.811**	**331.352**
1ere étage	112.25	14.875	10.106	23.58	**160.811**	**492.163**
RDC	112.25	14.875	10.106	23.58	**160.811**	**652.974**

Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,....., Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.

On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage

Tableau.IV.5. Charges d'exploitations.

	Q (kN)		Q_{cum} (kN)
3eme étage	Q0 =	21.84	**21.84**
2eme étage	Q1 =	32.76	**54.60**
1er étage	Q2 =	32.76	**84.084**
RDC	Q3 =	32.76	**110.292**

Effort normal de résistance :

$$\begin{cases} \mathbf{N_u = 1.35G + 1.5Q} \\ \mathbf{\overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u} \end{cases}$$

Tableau.IV.6. Vérification de l'effort normal de résistance.

	G_{cum} (kN)	Q_{cum} (kN)	Nu (kN)	1.1Nu (kN)	Nu adm (kN)	1.1Nu≤Nu
3eme étage	170.541	21.84	262.990	289.289	1875.47	**Vérifié**
2eme étage	331.352	54.60	529.225	582.147	1875.47	**Vérifié**
1ere étage	492.163	84.084	790.546	869.600	1875.47	**Vérifié**
RDC	652.974	110.292	1046.952	1151.647	1875.47	**Vérifié**

IV.2.4. Etude dynamique

L'étude sismique a été faite suivant les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 v2003).

IV.2.4.A. Paramètres de calcul :

- Zones sismiques **IIb**
- Groupe d'usages **Groupe 1B**
- Coefficient de comportement R = 4
- Facteur de qualité Q = 1.15
- Coefficient de pondération de la charge d'exploitation β **= 0.2**
- le pourcentage d'amortissement critique ξ = 7 %
- coefficient d'accélération A = 0.25.

IV.2.4.B. Spectre de réponse :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1{,}25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_2 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

IV.2.4.C. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

C.1. Vérification de comportement *:*

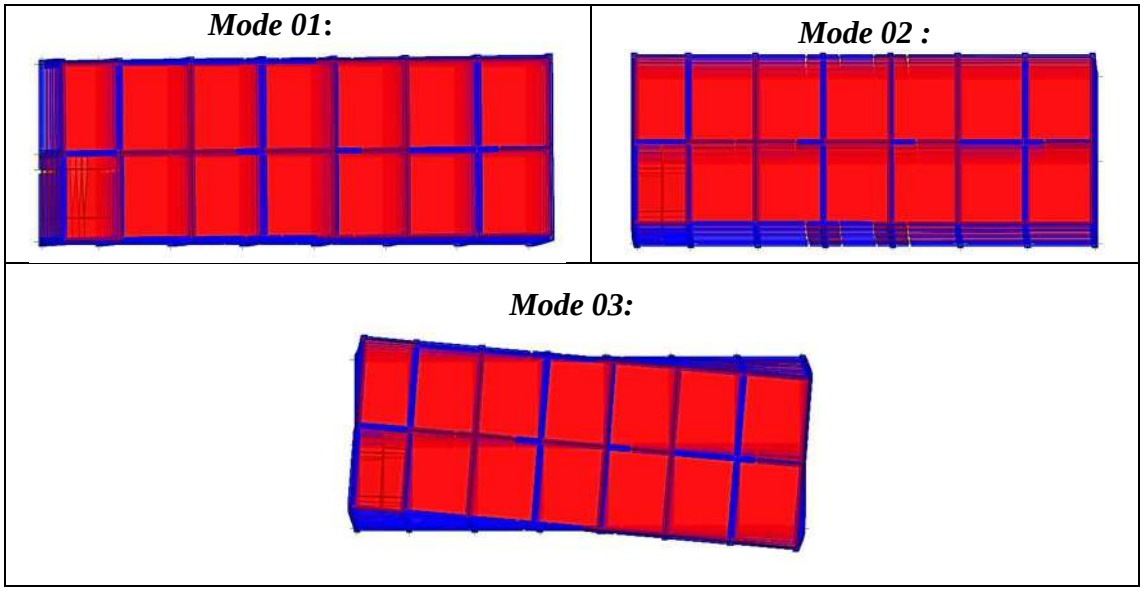


Fig.IV.4. Comportement pour les trois premiers modes.

C.2. Vérification de participation massique *:*

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Tableau.IV.7. Coefficient de participation massique.

Mode	Fréquence [Hz]	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
			Sens x	Sens y
1	4.09	0.244	**78.83**	**2.61**
2	4.37	0.228	**81.64**	**72.89**
3	6.09	0.164	**82.40**	**73.67**
4	13.34	0.074	**93.70**	**74.26**
5	15.63	0.063	**93.96**	**92.92**

C.3. Vérification des périodes *:*

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. **[RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4].**

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*h_N/\sqrt{D}$$

- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx = **0.229** s
Ty =**0.380** s

Tableau.IV.8. vérification des périodes.

	$T_{empirique}$(s)	$T_{numérique}$(s)	1.3*T_{emp}	$T_{num} \leq 1.3*T_{emp}$
X	0.229	0.244	0.297	OUI
Y	0.380	0.228	0.494	OUI

C.4. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul *:*

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003 Art 4. 3.6].**

Donc il faut vérifier que $\frac{M_t}{M} > 0.8$.

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$
$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- A = **0, 25**
- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D=\begin{cases}2{,}5\eta & 0\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2\le T\le 3.0\ s\\ 2{,}5\eta\left(T_2/3\right)^{\frac{2}{3}}\left(3/T\right)^{\frac{5}{3}} & T\ge 3.0\ s\end{cases}$$

T2 = **0,4 s**, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta=\sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = **0,882**

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule **[RPA99 version 2003 Art 4.2.4]**:

$$T=0{,}09h_n/\sqrt{D}$$

- Dx= 2.205.
- Dy= 2.205.
- R = 4.
- Q x = Qy = 1.15
-
- W : poids total de la structure

$$W=\sum_{i=1}^{n}W_i \qquad \text{avec } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

β = **0.2** ; tableau 4.5

W= **16500.822 kN**

Tableau.IV.9. Calcul de la force sismique.

A	D_x	D_y	R	Q_x	Q_y	$\sum W_i$ (kN)	V_x (kN)	V_y (kN)
0.25	2.205	2.205	4	1.15	1.15	16500.822	**2619.769**	**2619.769**

Tableau.IV.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V (kN)	$V_t \ge 0.8*V$
X	2619.769	2271.078	2095.815	**OUI**
Y	2619.769	2096.798	2095.815	**OUI**

C.5.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i.F_{iy}$

Avec :

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : $M_{tx} = X_G.W_i$, $M_{tY} = G_Y.W_i$

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- W_i : la masse de plancher dans chaque niveau

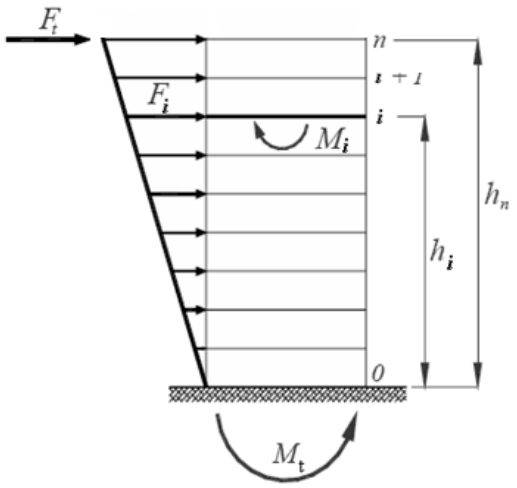


Fig.IV.5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.

C.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :[Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \le 0{,}25V & \text{si } T \ge 0{,}7\,s \\ 0 & \text{si } T < 0{,}7\,s \end{cases}$$

On a :

- TX = 0,22 s → Ft = 0
- TY = 0,38 s → Ft = 0

Donc :

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_X = \alpha_x .V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j} \right) .V_Y = \alpha_Y .V_Y$$

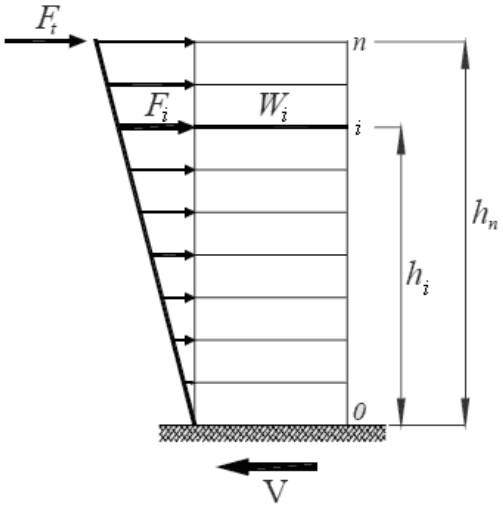


Fig.IV.6. Distribution des forces.

Tableau.IV.11. Forces sismiques selon la hauteur suivant X.

V_X = 2271.078 kN

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
13.60	2823.66	38401.776	0.351	**798.147**
10.20	3495.56	35654.712	0.326	**741.052**
6.80	3452.29	23475.572	0.214	**487.919**
3.40	3452.29	11737.786	0.107	**243.960**
SOMME		**109269.846**	**1**	**2271.078**

Tableau.IV.12. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y.

V_y =2125.798 kN

hi (m)	W_i (kN)	$W_i h_i$ (kN.m)	α_x	F_{ix} (kN)
13.60	2823.66	38401.776	0.351	**736.898**
10.20	3495.56	35654.712	0.326	**684.184**
6.80	3452.29	23475.572	0.214	**450.477**
3.40	3452.29	11737.786	0.107	**225.238**
SOMME		**109269.846**	**1**	**2271.078**

C.5.2. Moment de renversement :

Tableau.IV.13. Calcul du moment de renversement.

hi (m)	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)	M_{oxi} (kN.m)	M_{oyi} (kN.m)
13.60	798.147	736.898	**10854.803**	**10021.817**
10.20	741.052	684.184	**7558.730**	**6978.681**
6.80	487.919	450.477	**3317.851**	**3063.242**
3.40	243.960	225.238	**829.463**	**765.811**
∑Mo			**22560.846**	**20829.552**

C.5.3. Moment stabilisant :

Tableau.IV.14. Calcul du moment stabilisant

Niveau (m)	W_i (kN)	X_G(m)	Y_G(m)	M_{txi} (kN.m)	M_{tyi} (kN.m)
13.60	2823.66	14.22	5.14	40152.445	14513.612
10.20	3495.56	14.80	5.2	51734.288	18176.912
6.80	3452.29	14.98	5.22	51715.304	18020.954
3.40	3452.29	14.98	5.22	51715.304	18020.954
∑Mt				**195317.341**	**68732.432**

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.15. Vérification de stabilisation

M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ox} (kN.m)	M_{oy} (kN.m)	M_{tx}/M_{ox}	M_{ty}/M_{oy}	$\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$
195317.341	**68732.432**	**22560.846**	**20829.552**	**8.66**	**3.30**	**OUI**

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

C.6. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\,\delta_{ek}$$ **[RPA: Art 4.4.3]**

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Selon **[RPA: Art 5.10]** le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$\Delta_k \text{ limite} = 0.01\ h_e$$

Avec :

- h_e : la hauteur de l'étage k.

Tableau.IV.16. Vérification des déplacements inter-étages sens X

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
13.60	0.45	1.80	0.36	13.60	OUI
10.20	0.36	1.44	0.48	10.20	OUI
6.80	0.24	0.96	0.48	6.80	OUI
3,40	0.12	0.48	0.48	3.40	OUI
0.00	0,00	0,00			

Tableau.IV.17. Vérification des déplacements inter-étages sens Y

Niveau (m)	δ_e (cm)	$\delta_k = R.\ \delta_e$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0{,}01.h_e$ (cm)	$\Delta_k \leq 0{,}01.h_e$
13.60	0.35	1.40	0.40	13.6	**OUI**
10.20	0.25	1.00	0.40	10.2	**OUI**
6.80	0.15	0.60	0.40	6.8	**OUI**
3,40	0,05	0.20	0.20	3.40	**OUI**
0.00	0.00	0.00			

C.7. Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \ \Delta_k / V_k * h_k \quad \leq 0.10$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.18. Vérification l'effet P-Δ (sens x)

h_k (m)	P_k (KN)	V_{kx} (KN)	Δ_{kx} (cm)	θ_x	$\theta \leq 0.10$
13.60	2823.66	797.121	0.36	0.0010	**OUI**
10.20	3495.56	1537.467	0.48	0.0011	**OUI**
6.80	3452.29	2025.732	0.48	0.0012	**OUI**
3.40	3452.29	2268.73	0.48	0.0021	**OUI**

Tableau.IV.19. Vérification l'effet P-Δ (sens-Y)

h_k (m)	P_k (kN)	V_{kx} (kN)	Δ_{kx} (cm)	θ_x	$\theta \leq 0.10$
13.60	2823.66	736.047	0.40	0.0011	**OUI**
10.20	3495.56	1419.669	0.40	0.0010	**OUI**
6.80	3452.29	1870.524	0.40	0.0010	**OUI**
3.40	3452.29	2094.903	0.20	0.0010	**OUI**

C.8. Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

- **poteau (35*50) :**

N_d =**1049.69 kN** ⟶ G+Q+Ex

ν = **0.299** ≤ 0.3

Condition vérifiée.

IV.2.5. Ferraillages :

IV.2.5.A. Ferraillages des poutres :

A.1. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux pour toute la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en Zone courante.
  - 6% en Zone nodale.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques qui doivent avoir des armatures symétriques. Avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en Zone IIb.

A.2. Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003.\ St.b.$$

Avec : b : largeur de la poutre.

- St : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné comme suit :
  - St ≤ h/2 en Zone courante.
  - St ≤min (h/4 ; 12ϕ) en zone nodale.

Les moments fléchissant ainsi que les sections d'aciers adoptées sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Poutres principales (35*55) :**

Tableau.IV.20. Ferraillage des poutres principales.

Niveau	position	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	N° élémen	combinaison	A' cm^2	A_{calcul} cm^2	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	Travée	69.80	51.052	162	1.35G+1.5 Q	**0.00**	**5.32**	**5HA12=5.65**
	Appui	-99.44	-72.77	160	1.35G+1.5 Q	**0.00**	**7.7**	**5HA14 =7.7**
Etage	Travée	65.59	47.65	51	1.35G+1.5 Q	**0.00**	**5.00**	**5HA12=5.65**
	Appui	-94.4	-68.62	49	1.35G+1.5 Q	**0.00**	**7.24**	**5HA14 =7.7**

❖ **Imprimes écran (Socotec) :**

Au niveau de terrasse :

Travée :

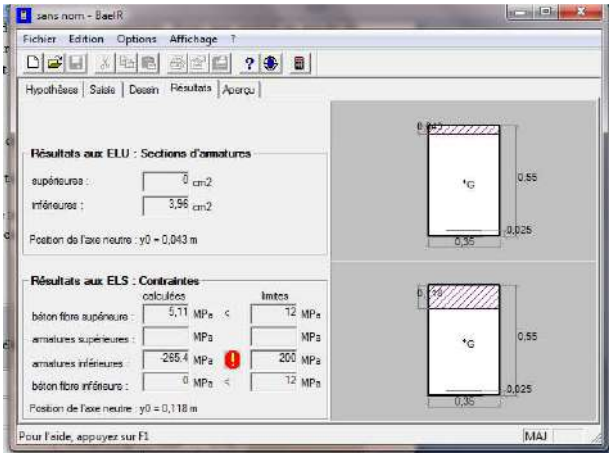


Fig.IV.7. Ferraillage de poutre principale de la terrasse à la travée.

As = 3.96 cm^2

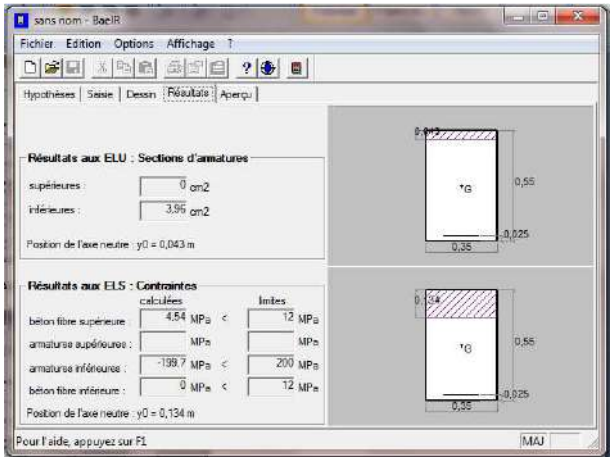


Fig.IV.8. vérification à l'ELS de poutre principale de la terrasse à la travée
As = 5.32 cm² .

Appui :

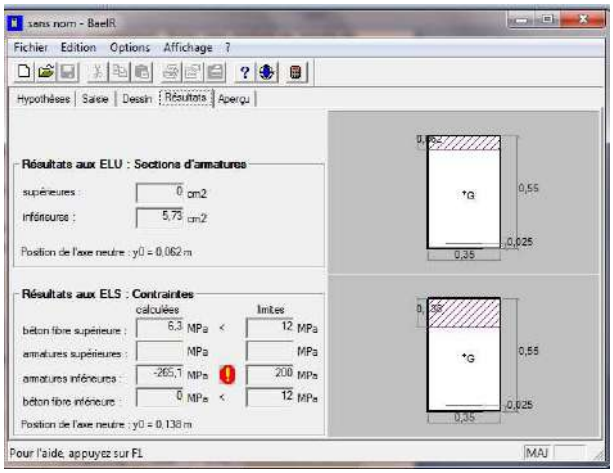


Fig.IV.9. Ferraillage de poutre principale de la terrasse à l'appui.
As = 5.73 cm²

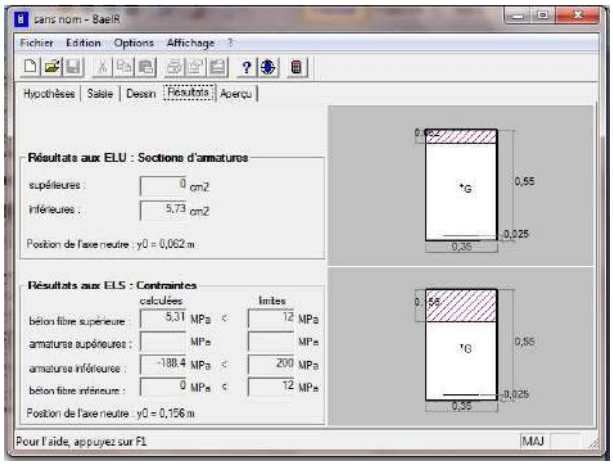


Fig.IV.10. vérification à l'ELS de poutre principale de la terrasse à l'appui
As = 7.7 cm².

Au niveau d'étage :

Travée :

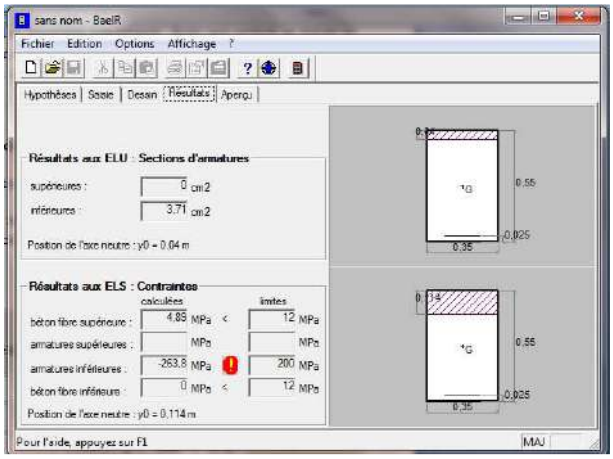


Fig.IV.11. Ferraillage de poutre principale d'étage à la travée.

As = 3.71 cm²

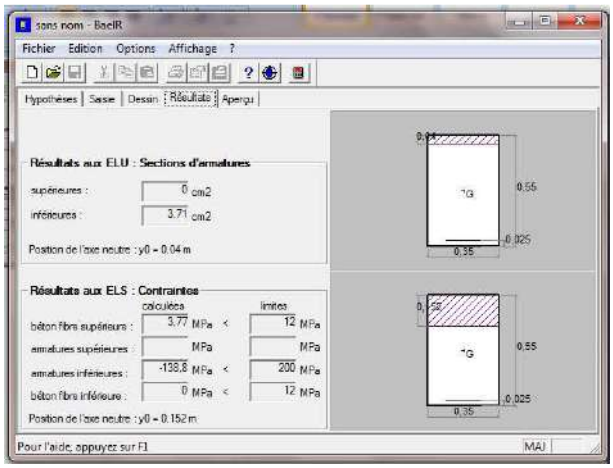


Fig.IV.12. vérification à l'ELS de poutre principale d'étage à la travée

As = 5.0 cm².

Appui :

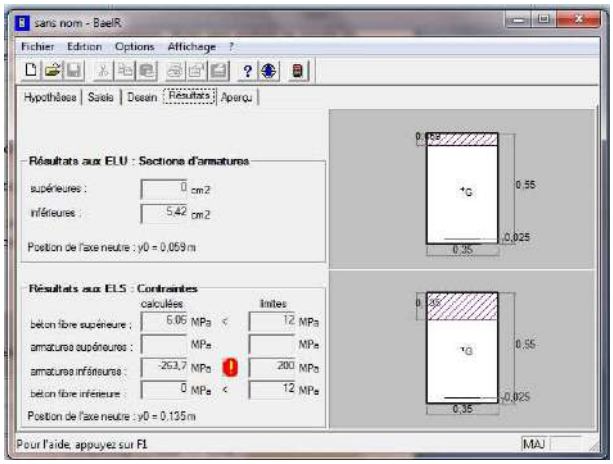


Fig.IV.13. Ferraillage de poutre principale d'étage à l'appui.

As = 5.42 cm²

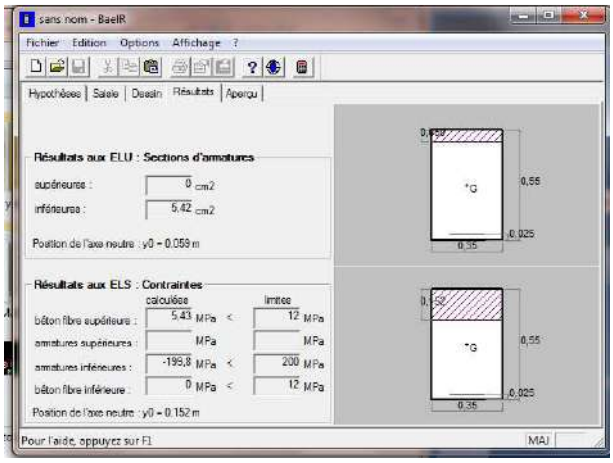


Fig.IV.14. vérification à l'ELS de poutre principale d'étage à l'appui
As = 7.24 cm².

- **Poutres secondaires (30*35) :**

Tableau .IV.21. Ferraillage des poutres secondaires.

Niveau	Position	Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	N° élément	combinaison	A' cm^2	A_{calcul} cm^2	$A_{choisie}$ (cm^2)
Terrasse	**Appui**	-15.28	-5.80	184	G+Q+EX	**0.00**	**1.38**	**3HA12=3.39**
étage	**Appui**	-30.02	-16.57	137	G+Q+EX	**0.00**	**2.80**	**3HA12=3.39**

- **Imprimes écran (Socotec) :**

Au niveau de terrasse :

Appui :

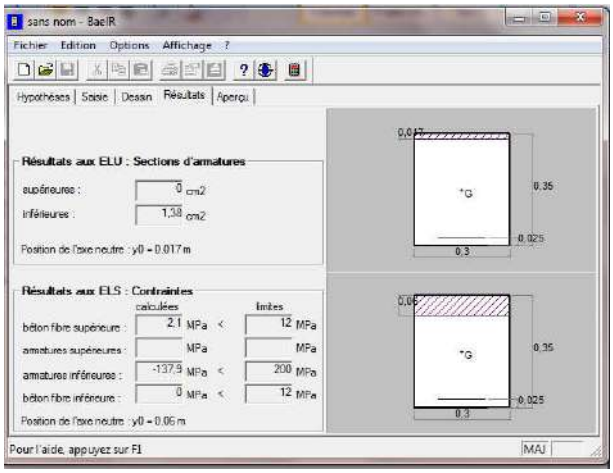


Fig.IV.15. Ferraillage de poutre secondaire de la terrasse à l'appui.
As = 5.73 cm²

Au niveau d'étage :

Appui :

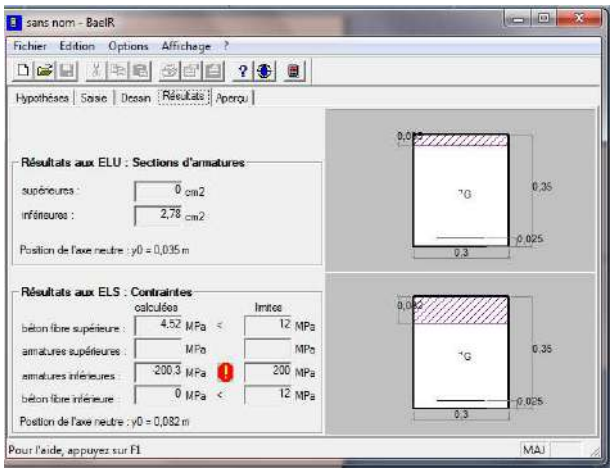


Fig.IV.16. Ferraillage de poutre secondaire d'étage à l'appui.
As = 5.42 cm²

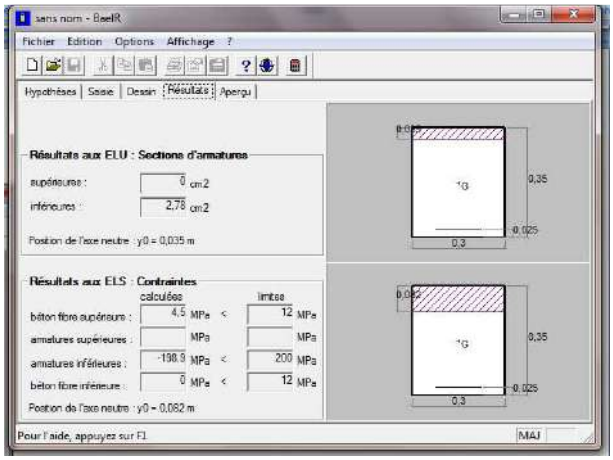


Fig.IV.17. vérification à l'ELS de poutre secondaire d'étage à l'appui
As = 7.24 cm².

A.3 Justification des poutres sous sollicitations des efforts tranchants :

- La contrainte de cisaillement du béton est donnée par :

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

- Tu: effort tranchant

Tableau IV.22. Calcul de $\overline{\tau}_u$

	poutres de rive	poutres intermédiaires
Fissuration	**la fissuration est préjudiciable**	**la fissuration est peu nuisible**
$\overline{\tau}_u$	$\min\left[0.15\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 4MPa\right]$	$\min\left[0.2\frac{f_{ci}}{\gamma_b}; 5MPa\right]$
situation durable	$\overline{\tau}_u$ = 2 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 2.66 MPa
Situation accidentelle	$\overline{\tau}_u$ = 2.60 MPa	$\overline{\tau}_u$ = 3.47 MPa

Tableau.IV.23. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	Vu (KN)	N° élement	Combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	128.73	160	1.35G+1.5Q	0.70	2	**OUI**
Etage	125.92	49	1.35G+1.5Q	0.68	2.66	**OUI**

Tableau IV.24 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	V_u (KN)	N° élément	combinaison	τu (Mpa)	$\overline{\tau_u}$ (Mpa)	τu≤ $\overline{\tau_u}$
Terrasse	11.82	177	1.35G+1.5Q	0.08	2	**OUI**
Etage	35.44	142	1.35G+1.5Q	0.36	2.66	**OUI**

A.4. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi est de type rond lisse de nuance FeE235.

L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

D'après RPA 99 version 2003 Art 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b & : \quad \text{Zone nodale} \\ S \leq Min\ (\dfrac{h}{4} et\ 12\ \varphi) & : \quad \text{Zone courante} \\ S' \leq \dfrac{h}{2} \end{cases}$$

D'après CBA 93 :
$$\begin{cases} \dfrac{A_t}{b_0 . S_t} \geq \dfrac{\gamma.(\tau_u .0.3. f_{tj} .K)}{0.9. f_e (\cos\ \alpha + \sin\ \alpha)} \\ S_t \leq Min\ (0.9d\ ;\quad 40\ cm) \\ \dfrac{A_t . f_e}{b . S_t} \geq 0.4\ MPa \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (At) ainsi que leurs espacements (St) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.25. Calcul des armatures transversales et leur espacement.

			CBA 93		**RPA 99**			**$S_{t\ adopté}$ (cm)**		
	Section	**τ_u** (Mpa)	**S_t** (cm)	**A_t (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**	**At (cm^2)**	**S (ZN) (cm)**	**S' (ZC) (cm)**	**$A_{t\ choisie}$ (cm^2)**
Terrasse	**35×55**	0.70	40	**2.01= 4HA8**	13.75	127.5	**2.01= 4HA8**	7	15	**2.01=4HA8**
Etage	**35×55**	0.68	40	**2.01= 4HA8**	13.75	27.5	**2.01= 4HA8**	7	15	**2.01=4HA8**
Terrasse	**30×35**	0.08	29.25	**2.01= 4HA8**	8.75	17.5	**2.01= 4HA8**	7	15	**2.01=4HA8**
Etage	**30×35**	0.36	29.25	**2.01= 4HA8**	8.75	17.5	**2.01= 4HA8**	7	15	**2.01=4HA8**

A.5.Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : Mt = K*M0

K : est un coefficient réducteur (0.75≤ K ≤ 0.85), on prend K = 0.80.

Tableau.IV.26. Vérification de la flèche des poutres

	1ere condition			2eme condition			3eme condition		
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10Mo}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10Mo}$	$\rho = \frac{A}{bd}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\rho \leq \frac{4.2}{fe}$
PP(35*55)	**0.114**	**0.062**	**OUI**	**0.114**	**0.08**	**Oui**	**0.0031**	**0.0105**	**OUI**

IV.2.5.B. Ferraillages des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux dans le bâtiment et sont supposés reprendre les charges verticales et la totalité des charges horizontales pour les structures auto stables ou bien une charge horizontale restreinte supérieure à 25% pour les structures contreventées. Leur inertie joue un rôle prépondérant dans la résistance des charges horizontales. Les poteaux sont généralement soumis à la flexion composée.

B.1. Armatures longitudinales :

❖ **Selon le CBA :**

$$A_t = \min \begin{cases} 4\ cm^2\ par\ mètre\ \text{de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_t}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

En plus la Condition de non fragilité : $A_{min} = \frac{B}{1000}$

❖ **Selon le RPA 99 version 2003: [Art 7.4.2.1]**

La Zone nodale est bornée par la face supérieur du plancher et h'.

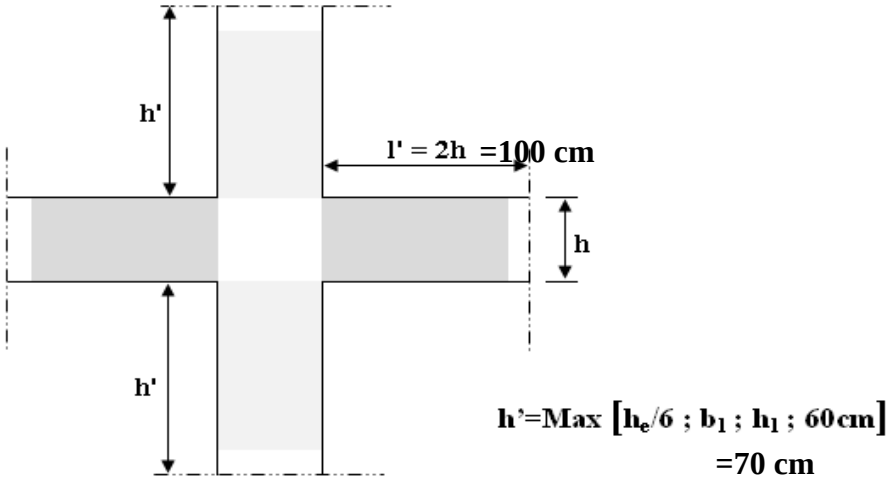


Fig.IV.18. Définition de la zone nodale dans les poteaux

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par :
  - $0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\%$: En zone courante
  - $0{,}9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 6\%$ En zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : 50 Φ en zone IIb.
- La distance maximale entre deux barres voisines sur une même face ne doit pas dépasser : 20 cm en zone IIb.
- pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.
- he : la hauteur d'étage.

B.2.Sollicitations extrêmes de ferraillage :

Pour équilibrer l'effort normal et le moment de flexion, nous pouvons avoir les trois cas extrêmes suivant :

1er cas : Influence du moment :

Le calcul en flexion composé ce fera avec M_{max} et son N_{corr}.

2eme cas : Influence de l'effort normal :

Le calcul en flexion composé ce fera en prenant N_{max} et son M_{corr}.

3eme cas : Effort normal minimum

Le calcul en flexion composé ce fera pour N_{min} et son $M_{corr.}$

B.3. Etat limite de stabilité de forme :

Pour régler le problème du flambement dans la flexion composée il faut tenir compte des trois excentricités ; pour cela on déterminera un nouveau moment de flexion M supposé être appliqué au centre de gravité de la section du béton seul :

$$\mathbf{Mu = Nu\ (e_1+e_2+e_3)}$$

e_1 : Excentricité du 1er ordre provoqué par le moment de flexion égale à :

$$\mathbf{e1 = M/N.}$$

e_2 : Excentricités du 2eme ordre, dû aux actions de déformation telle que le retrait et le fluage, elle tient compte le problème de flambement.

$$e_2 = \frac{3 * L^2 * (2 + \alpha\emptyset)}{10000\ h}$$

Avec :

- $\emptyset = \frac{Déformation\ finale\ due\ au\ fluage}{Déformation\ instantané\ du\ béton} = 2 : généralement\ pour\ le\ béton$
- $\alpha = \frac{Moment\ permanent}{Moment\ total} = \frac{M_g}{M_u}$

- L_f : longueur de flambement.
- h: hauteur totale de la section dans la direction de flambement.
- e_a : Excentricité additionnelle, due aux imperfections géométriques, avec ℓ_0 sa longueur libre.

$$e_a = Max\ (\frac{l_0(cm)}{250}, 2\ cm\ )$$

B.4. Détermination des armatures à l'ELU de résistance :

❖ Situation durable :

- Béton : γ_b = 1.5 ; f_{c28} = 20 MPa ; σ_{bc} = 13.33 MPa.
- Acier : γ_s = 1.15 ; FeE 400 ; σ_s = 348 MPa.

❖ Situation accidentelle :

- Béton : γb = 1.15 ; fc28 = 20 MPa ; σ_{bc} = 17..39 MPa.
- Acier : γs = 1 ; FeE 400 ; σ_s = 400 MPa.

Avec : d= 0.9h et c=c' = h-d

Les résultats du calcul des armatures à l'ELU de résistance sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.27. Résultats du calcul des armatures à l'ELU de poteau.

Niveau	*FZ (kN)*		*M_{corr} et N_{corr} (kN.m) (kn)*	*SECTION*	A/face (cm^2)
POTEAU (35*50)	**N max**	**998.20**	3.20	**SEC**	0
	M max	**79.28**	**106.18**	**SPC**	3.614
	N min	**-592.55**	1.62	**SET**	8.62

Tableau.IV.28. Résultats du calcul des armatures à l'ELS de poteau.

Niveau	*FZ (kN)*		*M_{corr} et N_{corr} (kN.m) (kn)*	*SECTION*	A/face (cm^2)	A_{min} RPA (cm^2)	*As/totale Adopter (cm^2)*
POTEAU (35*50)	**N max**	**728.23**	2.33	**SEC**	0	15.75	**10HA16=20.11**
	M max	**0.82**	350.78	**SEC**	3.614	15.75	
	N min	**173.59**	-0.71	**SEC**	8.62	15.75	

S.P.C : section partiellement comprimée.
S.E.C : section entièrement comprimée.
S.E.T : section entièrement tendue.
Fz : la force suivant z.

IV.2.5.C. Ferraillages des voiles :

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA93 et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA99v2003 sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces dues aux charges verticales.

Tableau.IV.29. Résultats du calcul des armatures des voiles.

L_{Voile} (m)	a (cm)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	L_t (cm)	F_t (kN)	$A_{v\ cal}$ (cm2)	S_v (cm)	$Ø_h$ (mm)	S_h (cm)	$A_{v\ choisi}$ (cm^2)	Ah (cm^2)
5.10	15	- 4.57	2.81	194.2	409.26	11.77	20	12	20	**13.57 =12HA12**	**33.93 =30HA12**
3.3		- 7.44	5.63	142.11	600.22	17.26	20	12	20	**27.14 =24HA12**	**33.93 =30HA12**
2.0		- 5.73	-0.45	200	927	26.65	15	12	20	**27.14 =(24HA12)**	**33.93 =30HA12**
1.85		- 6.06	-0.07	185	850.54	24.43	15	12	20	**24.88 =(22HA12)**	**33.93 =30HA12**

IV.2.5.D. Dimensionnement et Ferraillage des semelles :

Dans notre structure on doit justifier le type de fondation correspondante à σ_{sol} = 2.0 bars avec un ancrage de 2.0m.

Les dimensions des semelles sont déterminées en fonction des conditions ci-dessous :

- Limitation des contraintes du sol et des tassements différentiels sous semelles.
- Transmission correcte des efforts par bielles obliques de compression du béton.
- Bon enrobage des armatures.
- Non poinçonnement.

Le calcul de ferraillage est par la méthode des bielles à l'ELU et à l'ELS et on adopte par la suit le maximum des deux résultats.

D.1.Semelles isolées :

Tableau.IV.30. Résultats du calcul les dimensions et armatures de semelles isolées *:*

Semelle	A [m]	B [m]	h [m]	A_s [cm²]	*Ep x (cm)*	*Ep y (cm)*
S1	*1.60*	*2.20*	*0.50*	*12HA12=13.57*	*20*	*20*

D.2.Semelles filantes :

Tableau.IV.31. Résultats du calcul les dimensions et armatures de semelles filantes *:*

Semelle	L [m]	B [m]	h [m]	$A_{s/m}$ [cm²/m]	A_s [cm²]	A_{rep} [cm²]	*Ep* [cm]	$Ep_{rép}$ [cm]
Sf1	*7.20*	*1.10*	*0.20*	***4HA12=4.52***	***28HA12=31.67***	***8HA12=9.05***	*25*	*15*
Sf2	*6.10*	*1.30*	*0.25*	***4HA12=4.52***	***25HA12=28.27***	***9HA12=10.18***	*25*	*15*
Sf3	*29.55*	*1.10*	*0.25*	***4HA12=4.52***	***118HA12=133.45***	***18HA16=36.19***	*25*	*13*

D.3. Poutre de libage :

Tableau.IV.32. Résultats du calcul les armatures de poutre de libage *:*

Poutre de libage	B [m]	h [m]	Mt ult [kN.m]	Mt ser [kN.m]	Ma ult [kN.m]	Ma ser [kN.m]	A_{cal} travée [cm²]	A_{cal} appui [cm²]	A Travée [cm²]	A Appui [cm²]
	0.5	*0.6*	*141.86*	*115.92*	*294.62*	*240.76*	***14.30***	***30.85***	***8HA16 =16.08***	***10HA20 =31.41***

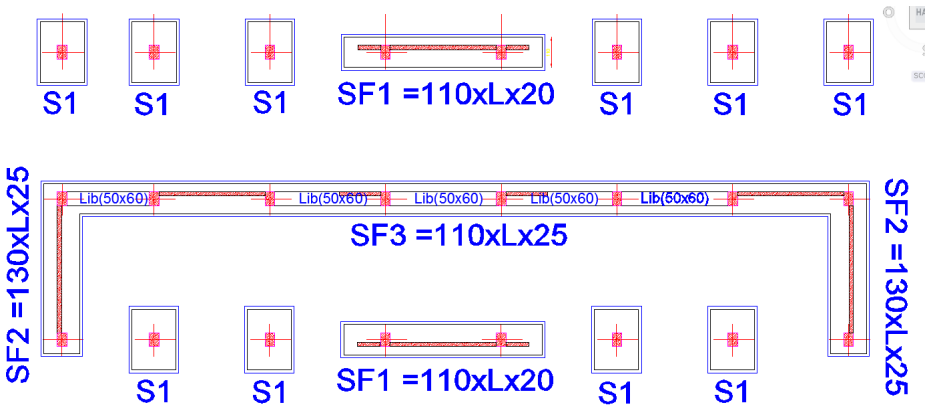


Fig.IV.19. Disposition des semelles.

IV.2.6. Note de calcul importée :

Dans cette étape en importe la note de calcul élaborée par l'application.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique
Université Dr. YAHIA FARES De MEDEA

Exemple de Note de calcul

Habitation (RDC+3)

Maître d'ouvrage : ***DEP Médéa***

Juin 2014

I.Présentation de l'ouvrage:

Nombre d'étage : **RDC +3** +
Lx = **28.5** m
Ly = **10.4** m
Hauteurs:
Etage courant **3.4** m
RDC: **3.4** m
Sous sol : **0** m
Total : **13.6** m
Usage : **1B**
Zone sismique: **Zone IIb**
Mode de contreventement : **4b (Portiques contreventés par des voiles)**

II.Matériaux:

II.1.Béton :

Poids volumique: D =**25**
Résistance du béton à la compression: Fc28 =**20** Mpa
Résistance du béton à la traction: Ft28 =**1.8** Mpa
Module d'élasticité: Ei = **321000** Mpa
Coefficients de sécurité:
Situation durable: gamab = 1.5
Situation accidentelle: gamab = 1.15

II.2.Acier:

Nuance : feE**400** fe =**400** Mpa
Nuance : feE235 fe = 235 Mpa
Module d'élasticité : Ei =**2100000** Mpa
Coefficients de sécurité :
Situation durable : gama s = 1.15
Situation accidentelle : gama s = 1.00

III.Prédimensionnement:

III.1. Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont constitués de poutrelles préfabriquées associées à des corps creux, l'épaisseur du plancher se calcule à l'aide des deux formules suivantes:

L/20 >= ht >= L/25
24 >= ht >= **19.2**

Avec :
L : la portée la plus longue de la poutrelle mesurée à nus des appuis.
Pour le cas de notre structure, nous avons : L =**4.8** m.

On choisit : ht =**20** cm



Figure 1: dimensionnement de plancher à corps

III.2. Prédimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments linéaires dont leur section est rectangulaire ou en T, leur portée est largement supérieure aux dimensions de la section.

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux chargés de la transmission des charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).

Elles sont dimensionnées d'après les conditions de résistance et de la flèche, imposées par les règles (CBA 93).

Le prédimensionnement des poutres est donné par les formules empiriques suivantes:

$$L/15 <= ht <= L/10$$

$$0.3h <= b <= 0.7h$$

Les dimensions minimales de poutres exigées par le Règlement RPA99 Version 2003 **Zone IIb** sont:

h >= 30 cm
b >= 20 cm
h/b <= 4
bmax <= 1.5+b1

Tableau 1 : prédimensionnement des poutres

	Poutres Principales	***Poutres Secondaires***
Condition de résistance	Lmax=**6** m **60** cm >= h >=**40** cm On adopte h =**55** cm **38.5** cm >= b >=**16.5** cm On adopte b = **35** cm	Lmax=**3.9** m **39** cm >= h >=**26** cm On adopte h =**35** cm **24.5** cm >= b >=**10.5** cm On adopte b = **30** cm
Vérification selon le RPA99	h= **55** cm >=30cm ; b= **35** cm >= 25cm ; h/b= **1.5714** <= 4	h= **35** cm >=30cm ; b= **30** cm >= 25cm ; h/b= **1.1667** <= 4
(h/L >=1/16)	(h/L= **0.0917**) >= (1/16=0.0625)	(h/L= **0.0897**) >= (1/16=0.0625)
Conclusion	h= **55** cm ; b= **35** cm .	h= **35** cm ; b= **30** cm .

III.3.Prédimensionnement des poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations, on peut prédimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime (Nu=1,35G+1,5Q)

III.3.1.Choix du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est (**B-6**).

III.3.2. Calcul de la longueur de flambement Lf :

Le règlement CBA93 définie la longueur de flambement Lf comme suit :

$$Lf = 0.7 \times L0$$

III.3.3. Les vérifications:

1.Vérification vis-a-vis du flambement: Landa= Lf/i <= 35

2.Vérification de RPA : h >= **30** cm
b >= **30** cm
¼ < h/b < 4

Tableau 2 : prédimensionnement des poteaux

Etages	a (cm)	b (cm)	Lf (m)	Br (cm²)	Landa	Alpha	Flambement	RPA 99
3 ème etage	50	35	2.38	1584	23.556	0.779	Verifier	Verifier
2 ème etage	50	35	2.38	1584	23.556	0.779	Verifier	Verifier
1 ère étage	50	35	2.38	1584	23.556	0.779	Verifier	Verifier
RDC	50	35	2.38	1584	23.556	0.779	Verifier	Verifier

III.4.Prédimensionnement des voiles :

On adopte l'épaisseur a= **15** cm .

IV.Evaluation des charges permanentes et charges d'exploitations :

IV.1.Plancher terrass:

IV.1.1.Charges permanantes: **G(kN/m²) = 6.466**

N°	Composants	Epaisseur (m)	Mv (kN/m3)	Poids surfacique (kN/m²)
	Protection solaire en gravier	0.04	17	0.68
	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
	Papier kraft	1	0.05	0.05
	Forme de pente en béton armé d	0.1	25	2.5
	Isolation thermique en liège	0.04	2.4	0.096
	Pare vapeur	0.01	6	0.06
	Film polyane	1	0.01	0.01
	Plancher corps creux 16+4	0.2	13.75	2.75
	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2

IV.1.2.Charges d'exploitation::

Terrasse Q = **1** KN/m².

IV.2.Plancher étage courant:

Charges permanantes: G = **5.95** KN/m².

Charges permanantes: Q = **1.5** KN/m².

IV.3.Dalle pleine :

IV.3.1.Dalle pleine terrasse : Charges permanantes: G = **4.96** KN/m².

Charges permanantes: Q = **3.5** KN/m².

IV.3.2.Dalle pleine étage courant: Charges permanantes: G = **5.49** KN/m².

Charges permanantes: Q = **1** KN/m².

IV.4.Murs en maçonnerie:

IV.4.1.Double cloison : Charges permanantes: G = **3.44** KN/m².

Charges permanantes: Q = **1.5** KN/m².

IV.4.2.Cloison: Charges permanantes: G = **0.1** KN/m².

Charges permanantes: Q = **1.5** KN/m².

IV.5.Escalier:

IV.5.1.Palier: Charges permanantes: G = **6.74** KN/m².

IV.5.2.Paillasse: Charges permanantes: G = **9.865** KN/m².

Charges permanantes: Q = **2.5** KN/m².

IV.6.Acrotère:

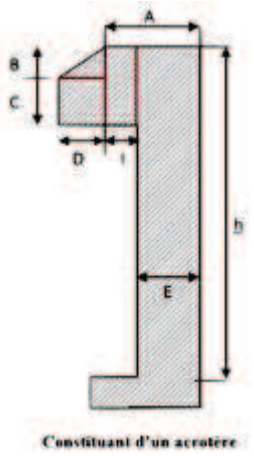
Dimensions:

$A = 0.2\ m$ $D = 0.1\ m$

$B = 0.03\ m$ $E = 0.15\ m$

$C = 0.07\ m$ 0.05

$h = 0.6\ m$



Constituant d'un acrotère

Charges permanantes: G = **2.525** KN/m².

Charges permanantes: Q = **1** KN/m².

IV.7.Vérification:

IV.7.1. Nu admissible:

Surface nette = **18.865** m²

Surface total = **21.84** m²

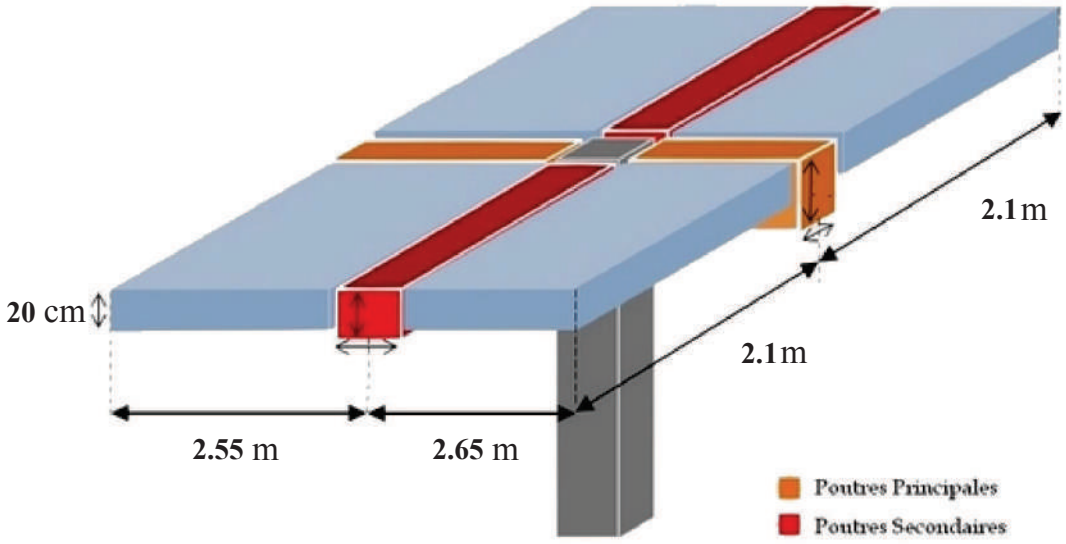


Tableau 3 : Vérification du Nu

Etages	G(kN)	Gcum (kN)	Q (kN)	Qcum (kN)	Nu (kN)	Nu adm (kN)	Nu <= Nu adm
3 ème etage	170.543	170.543	21.84	21.84	289.292	1829.002	Verifier
2 ème etage	160.809	331.352	54.6	76.44	582.148	1829.002	Verifier
1 ère étage	160.809	492.161	84.084	160.524	869.598	1829.002	Verifier
RDC	160.809	652.97	110.292	270.816	1151.642	1829.002	Verifier

IV.7.2. aux zones nadals:

Tableau 4. Vérification aux zones nadals

Etages	a (cm)	b (cm)	bmax	1.5h1+b1	bmax<=1.5h1+b1	d(cm)	Max	d <= Max
3 ème etage	50	35	35	110	vérifier	0	25	vérifier
2 ème etage	50	35	35	110	vérifier	0	25	vérifier
1 ère étage	50	35	35	110	vérifier	0	25	vérifier
RDC	50	35	35	110	vérifier	0	25	vérifier

V.Etude dynamique:

L'étude sismique a été faite suivant les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99/ version 2003).

V.1.Paramètres de calcul :

Zones sismiques : **Zone IIb**
Groupe d'usages : **1B**
Coefficient de comportement : R =**4**
Facteur de qualité : Qx =**1.15**
Qy = **1.15**
Coefficient de pondération de la charge d'exploitation**0.2**
Pourcentage d'amortissement critique :**7**
Coefficient d'accélération : A=**0.25**

V.2. Résultats de l'analyse dynamique :

Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-/\

V.2.1. Vérification de comportement :

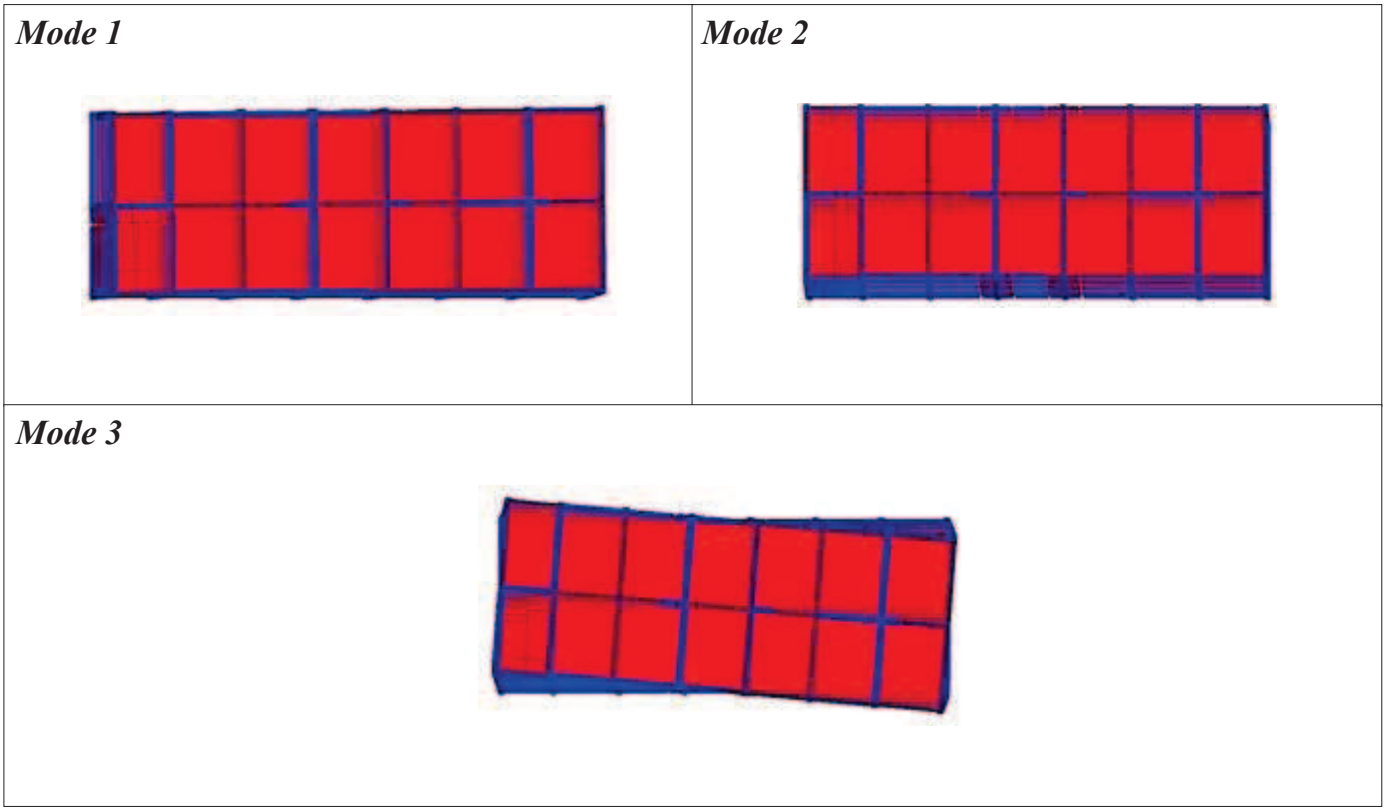


Figure 2 : Le comportement des trois premiers modes

V.2.2. Vérification de participation massique :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a.

Mode	Période (s)	Cumul des masses modales effectives (%)	
		Sens X	Sens Y
1	0.244	78.83	2.61
2	0.228	81.64	72.89
3	0.164	82.4	73.67
4	0.074	93.7	74.26
5	0.063	93.96	92.92

V.2.3. Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4]

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$$T=0.09*hN /$$

D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.

hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx = **0.229** s

Ty = **0.38** s

Tableau : Vérification des périodes

	T empirique (s)	T numérique (s)	1.3 * T emp	Tnum<=1.3*Tem
X	**0.229**	**0.244**	**0.2977**	**Vérifié**
Y	**0.38**	**0.228**	**0.494**	**Vérifié**

V.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4. 3.6]

Donc il faut vérifier: $Vt / V > 0.8$.

a. *Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :*

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A\,D_X \cdot Q_X}{R} \cdot W$$

$$V_Y = \frac{A\,D_Y \cdot Q_Y}{R} \cdot W$$

Tel que :

Tableau : Calcul de la force sismique

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	W (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.205	2.205	4	1.15	1.15	16500.82	2615.122	2615.122

Tableau :Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (kN)	Vt (kN)	0.8*V (kN)	Vt >= 0.8 V
X	2615.122	2271.078	2092.0976	Vérifié
Y	2615.122	2096.789	2092.0976	Vérifié

V.2.4.Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à :

$$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix} \qquad M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$$

Avec :

Fix , Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

$$F_{ix} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) V_x = \alpha_x V_x \qquad F_{iy} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j} \right) V_y = \alpha_y V_y$$

Tableau :calcul du moment de renversement suivant X et Y:

hi (m)	Wi (kN)	Wi.hi (kN.m)	Alpha	Fi x (kN.m)	Fi y (kN.m)	Mo x (kN.m)	Mo y (kN.m)
13.6	2823.66	38401.78	0.351	797.121	736.047	10840.846	10010.239
10.2	3495.56	35654.71	0.326	740.346	683.622	7551.529	6972.944
6.8	3452.29	23475.57	0.215	488.265	450.855	3320.202	3065.814
3.4	3452.29	11737.79	0.107	242.997	224.379	826.19	762.889

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =XG.Wi , MtY =GY.Wi

Avec :

XG , YG : les coordonnées du centre de gravité de la structure

Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Tableau :calcul du moment stabilisant suivant X et Y:

hi (m)	Wi (kN.m)	Xg (m)	Yg (m)	Mt x (kN.m)	Mt y (kN.m)
13.6	2823.66	14.22	5.14	**40152.4452**	**14513.6124**
10.2	3495.56	14.8	5.2	**51734.288**	**18176.912**
6.8	3452.29	14.98	5.22	**51715.3042**	**18020.9538**
3.4	3452.29	14.98	5.22	**51715.3042**	**18020.9538**

Donc il faut vérifier que : $\frac{Mt}{Mo}$ >= 1.5

Mt x (kN.m)	Mt y (kN.m)	Mo x (kN.m)	Mo y (kN.m)	Mt x / Mo x	Mt y / Mo y	Mt/Mo>=1.5
195317	**68732**	**22539**	**20812**	**8.666**	**3.303**	**Verifié**

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

V.2.5.Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R\,\delta ek \quad \text{[RPA: Art 4.4.3]}$$

* ek : Déplacement dû aux forces séismiques Fi.
* R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à :

$$/\backslash k = \delta k - \delta k\text{-}1$$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

$$/\backslash k \text{ limite} = 0.01\ he$$

Avec : he : la hauteur de l'étage k.

Tableau :Vérification des déplacement inter étages sens X:

Etage	Deltha e (cm)	Deltha k (cm)	/\ k (cm)	0.01 he (cm)	/\k <= 0.01 he
3 ème etag	0.45	1.8	0.36	**13.6**	**Verifié**
2 ème etag	0.36	1.44	0.48	**10.2**	**Verifié**
1 ère étag	0.24	0.96	0.48	**6.8**	**Verifié**
RDC	0.12	0.48	0.48	**3.4**	**Verifié**

Tableau :Vérification des déplacement inter étages sens Y:

Etage	Deltha e (cm)	Deltha k (cm)	/\ k (cm)	0.01 he (cm)	/\k <= 0.01 he
3 ème etag	0.35	1.4	0.4	13.6	Verifié
2 ème etag	0.25	1	0.4	10.2	Verifié
1 ère étag	0.15	0.6	0.4	6.8	Verifié
RDC	0.05	0.2	0.2	3.4	Verifié

V.2.6.Vérification vis à vis de l'effet P-/

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \, \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

* Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
* Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
* /\k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
* hk : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10 < \theta <= 0.20$, Les effets P-/\ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_k)}$$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau :Vérification vis à vis de l'effet P-/\ suivant X

hk (m)	Pk (kN)	Vkx (kN)	/\ kx (cm)	θ	O <= 0.10
13.6	2823.66	797.121	0.36	0.00094	Verifié
10.2	3495.56	1537.467	0.48	0.00107	Verifié
6.8	3452.29	2025.732	0.48	0.0012	Verifié
3.4	3452.29	2268.729	0.48	0.00215	Verifié

Tableau :Vérification vis à vis de l'effet P-/\ suivant Y

hk (m)	Pk (kN)	Vkx (kN)	/\ kx (cm)	θ	O <= 0.10
13.6	2823.66	736.047	0.4	0.00113	Verifié
10.2	3495.56	1419.669	0.4	0.00097	Verifié
6.8	3452.29	1870.524	0.4	0.00109	Verifié
3.4	3452.29	2094.903	0.2	0.00097	Verifié

V.2.7.Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

Poteau (50 X 35)

Nd = **1049.98** kN
Combinaison : **1.35G+1.5Q**
V = **0.299994** <= 0.3

VI. Ferraillages :

IV.1. Ferraillages des poutres :

1.1. Les armatures Verticales :

A. Poutres principales :

Tableau. Ferraillage des poutres principales.

Niveau	Position	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm²)	A Cal (cm²)	A' Choisie (cm²)	A Choisie (cm²)
Terrasse 35 x 55	**Travée**	69.8	51.052	162	1.35G + 1.5Q	0	5.72	**3.39 = 3 HA 12**	**6.79 = 6 HA 12**
Terrasse 35 x 55	**Appui**	99.44	72.77	162	1.35G + 1.5Q	0	8.29	**3.39 = 3 HA 12**	**9.24 = 6 HA 14**
Etage 35 x 55	**Travée**	65.59	47.65	160	1.35G + 1.5Q	0	5.34	**4.62 = 3 HA 14**	**5.65 = 5 HA 12**
Etage 35 x 55	**Appui**	94.4	68.62	160	1.35G + 1.5Q	0	7.8	**3.39 = 3 HA 12**	**9.24 = 6 HA 14**

B. Poutres secondaires :

Tableau. Ferraillage des poutres secondaires.

Niveau	Position	Mu (kN.m)	Mser (kN.m)	N° élément	Combinaison	A' (cm²)	A Cal (cm²)	A' Choisie (cm²)	A Choisie (cm²)
Terrasse 30 x 35	**Appui**	15.28	5.8	184	G+Q+E	0	1.2	**3.39 = 3 HA 12**	**3.39 = 3 HA 12**
Etage 30 x 35	**Appui**	30.02	16.57	184	G+Q+E	0	3	**3.39 = 3 HA 12**	**3.39 = 3 HA 12**

C.Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres :

Tableau. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres principales

Niveau	Position	Vu (kN)	N° élément	Combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Travée	128.73	162	1.35G + 1.5Q	0.70057	2	Vérifie
Terrasse	Appui	128.73	162	1.35G + 1.5Q	0.70057	2	Vérifie
Etage	Travée	125.92	160	1.35G + 1.5Q	0.68528	2.66667	Vérifie
Etage	Appui	125.92	160	1.35G + 1.5Q	0.68528	2.66667	Vérifie

Tableau. Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires

Niveau	Position	Vu (kN)	N° élément	Combinaison	τ (Mpa)	$\overline{\tau}$ (Mpa)	Vérification
Terrasse	Appui	128.73	184	G+Q+E	1.32031	2.609	Vérifie
Etage	Appui	125.92	184	G+Q+E	1.29149	3.47826	Vérifie

1.2. Les armatures Verticales :

Tableau. Calcul des armatures transversales et leur espacement

		CBA 93	RPA 99		$St_{Adopté}$(cm)		
Niveau	Position	St (cm)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	S (ZN) (cm)	S' (ZC) (cm)	A_t Choisie (cm^2)
Terrasse PP 35 x 55	Travée	40	13.75	27.5	10	20	2.01 = 4 HA 8
Terrasse PP 35 x 55	Appui	40	13.75	27.5	10	20	2.01 = 4 HA 8
Etage PP 35 x 55	Travée	40	13.75	27.5	10	20	2.01 = 4 HA 8
Etage PP 35 x 55	Appui	40	13.75	27.5	10	20	2.01 = 4 HA 8
Terrasse PS 30 x 35	Appui	29.25	8.75	17.5	7	15	2.01 = 4 HA 8
Etage PS 30 x 35	Appui	29.25	8.75	17.5	7	15	2.01 = 4 HA 8

1.3. Vérification de la flèche :

Tableau. Vérification de la flèche des poutres

	1er condition			2ème condition			3ème condition			
	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} >= \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L}$	$\frac{Mt}{10\ Mo}$	$\frac{h}{L} >= \frac{Mt}{10\ Mo}$	$\frac{A}{bo\ d}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{bo\ d} <= \frac{4.2}{fe}$	F<=Fadm
Terrasse PP 35 x 55	0.1146	0.0625	Vérifiée	0.1146	0.08	Vérifiée	0.0031	0.0105	Vérifiée	------
Terrasse PP 35 x 55	0.1146	0.0625	Vérifiée	0.1146	0.08	Vérifiée	0.0045	0.0105	Vérifiée	------
Etage PP 35 x 55	0.1146	0.0625	Vérifiée	0.1146	0.08	Vérifiée	0.0029	0.0105	Vérifiée	------
Etage PP 35 x 55	0.1146	0.0625	Vérifiée	0.1146	0.08	Vérifiée	0.0042	0.0105	Vérifiée	------
Terrasse PS 30 x 35	0.0897	0.0625	Vérifiée	0.0897	0.08	Vérifiée	0.0012	0.0105	Vérifiée	------
Etage PS 30 x 35	0.0897	0.0625	Vérifiée	0.0897	0.08	Vérifiée	0.0031	0.0105	Vérifiée	------

IV.2. Ferraillages des poteaux :

2.1. Les armatures Verticales :

Tableau. Armatures verticales des poteaux:

			E.L.U				E.L.S			
Niveau	Element		FZ (kN)	M ou N corr (kN.m) corr (kN)	Section	A/face cm²	FZ (kN)	M ou N corr (kN.m) corr (kN)	Section	A/face cm²
ETAGE 50 x 35	125	Nmax	998.2	3.2	SPC	1.75	998.2	3.2	SEC	1.75
		Mmax	79.28	106.18	SPC	1.98	79.28	106.18	SEC	1.98
		Nmin	-592.55	1.62	SET	9.55	-592.55	1.62	SEC	9.55

Niveau	Element	Amin RPA cm²	A /face Adopté cm²
ETAGE 50 x 35	125	15.75	10.0 = 5 HA 16

2.2. Les armatures Transversales :

Tableau. Armatures transversales des poteaux:

Niveau	Element	St (ZC) cm	St (ZN) cm	At Adopté cm²
ETAGE 50 x 35	125	20	10	9.05 = 8 HA 12

2.3. Contrainte de cisaillement :

Tableau. Vérification de cisaillement

Niveau	Element	τ (Mpa)	CBA τ (Mpa)	Vérification	RPA τ (Mpa)	Vérification
ETAGE 50 x 35	125	0.77	2	Vérifie	1.5	Vérifie

IV.3. Ferraillages des voiles :

3.1. Trumeaux :

3.1.A. Les armatures Verticales et horizontales :

Tableau. Armatures verticales de trumeaux:

a (cm)	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	Lt (cm)	Ft (kN)	Av cal (cm²)	Av (cm²)	Sv (cm)	Sv (ZC) (cm)	Sv (Ze) (cm)	Ah (cm²)	Sh (cm)
15	-4.57	2.81	194.19	409.26	**11.77**	13.5 = 12 HA 12	20	20	10	20 = 30 HA 12	34
15	-7.44	5.63	142.15	600.23	**17.26**	18.1 = 16 HA 12	20	20	10	20 = 30 HA 12	34
15	-5.73	-0.45	200	927	**26.65**	27.1 = 24 HA 12	20	20	10	20 = 30 HA 12	34
15	-6.06	-0.07	185	850.54	**24.45**	24.8 = 22 HA 12	20	20	10	20 = 30 HA 12	34

3.2. Linteaux :

Tableau. Armatures (Al , Ac, At, et Ad) des linteaux:

Niveau	Element	a (cm)	h (cm)	L (cm)	Tu (kN)	M (kN.m)	Al (cm²)	Ac (cm²)	At (cm²)	St (cm)	Ad (cm²)
							= HA	= HA	= HA		= HA

Tableau. Vérification de la contrainte de cisaillement:

Niveau	Element	(Mpa)	(Mpa)	Vérification

IV.4. Dimensionnement et ferraillages des semelles :

4.1. Semelles isolées:

Tableau. Résultats du calcul les dimensions et ferraillages des semelles isolées:

Semelle	A (cm)	B (cm)	h (cm)	As (cm²)	Ep x (cm)	Ep y (cm)
s1	1.6	2.2	0.5	12HA12=	20	20

4.2. Semelles filantes:

Tableau. Résultats du calcul les dimensions et ferraillages des semelles filantes:

Semelle	L (cm)	B (cm)	h (cm)	As / m (cm²/m)	As (cm²)	A rep (cm²)	Ep (cm)	Ep rép (cm)
sf1	7.2	1.1	0.2	4HA12 =4.52	4HA12 =4.52	4HA12 =4.52	25	15
sf2	6.1	1.3	0.25	4HA12 =4.52	4HA12 =4.52	4HA12 =4.52	25	15
sf3	29.55	1.1	0.25	4HA12 =4.52	4HA12 =4.52	4HA12 =4.52	25	13

4.3. Poutres de libage:

Tableau. Résultats du calcul les dimensions et ferraillages des Poutres de libage:

B (cm)	h (cm)	Mt ult (kN.m)	Mt ser (kN.m)	Ma ult (kN.m)	Ma ser (kN.m)	A travée (cm²)	A appui (cm²)
0.5	0.6	141.86	115.92	294.62	240.76	8HA16= 16.08	10HA20= 30.85



IV.3.Conclusion :

Sur la base des résultats obtenue on a trouvé que 95% des résultats concorde avec celle du manuel ; la seul différance été dans le calcul du ferraillage des poutres et poteaux à l'états limite de service cela est dû à l'utilisation du l'application « SOCOTEC » qui ne prend pas en considération le type de fissuration, cette dernière considère la valeur maximale des contraintes d'acier f_e/γ_s .

Conclusions générales
et
Recommandations

Conclusions générales

Cette application s'avère très important pour les bureaux d'études appelés à faire une note de calcul pour une structure en béton arme suivant les règlements algériens CBA93 et RPA99 v 2003.

Au cours de l'élaboration de cette application on s'est trouver conforter a certains points du règlement qui restent toujours confus et nécessite une étude plus approfondie comme :

- calculs les éléments secondaire ;
- la disposition constructive ;
- ferraillage les semelles avec un moment différant de zéro ;
- penser d'effectuée de même travail pour un structure en charpente métallique.

Par ailleurs, on a trouvé que 95% des résultats correspondance tous les calculs manuelles avec une minimisation du temps au maximum pour saisi les données et exporte une note de calcul détaillée selon les normes algériennes.

Recommandations

D'autre applications et logiciels peuvent être élaborés dans le domaine du génie civil, pour faciliter les calculs d'une part et précision de résultats d'autre part, l'élaboration d'un logiciel de calcul de sollicitation (soit par la méthode des éléments fini pour les modèles en trois dimensions ou les portiques en deux dimensions) est recommandée pour éviter les erreurs commis par certain logiciel de modélisation.

Le but de ce modeste travail qui nous a permis de beaucoup apprendre est suppose atteint, et nous souhaitons répondu aux exigences du thème et de la tache exposée.

Bibliographie

Bibliographie

Documents techniques réglementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93.
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2.

Manuels techniques :

- **[1], Manuel de l'étudiant DELPHI 5, 2ème Edition, Mr.BARDOU et Mr. M.C BELAID.2001.**
- **[2]** Le langage Pascal (**www.developpez.com)** ; Par Patrick Trau ; Date de publication : 1 janvier 1992 ; Dernière mise à jour : 12 mai 2011
- FAQ Delphi (**www.developpez.com)**, Date de publication : 8 octobre 2003, Dernière mise à jour : 28 juin 2013.
- Programmation sous Delphi, **Jérôme Darmont** (Maîtrise d'Econométrie, Année 1999-2000), Faculté de Sciences Économiques et de Gestion ; Université de lumière Lyon 2.
- BOUKANDAKDJI Wahiba, DJEFFAL Saliha, Mémoire de fin d'étude " élaboration d'un logiciel de ferraillage d'une structure auto-stable selon le CBA93, Université de Médéa, Algérie.1997.
- Calcul des ouvrages en Béton Armé. M. BELAZOUGHI.
- Conception et calcule des structure de béton «HENRY THONIER ».
- Cours de formation du béton armé.

Logiciels :

- AutoCad2014.
- SAP2000 v16.
- SOCOTEC.
- Delphi 7 .