

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية
فرنسيس جاتسون

École Nationale Supérieure des Travaux Publics

Francis Jeanson



Mémoire

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'État

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Matériaux & Structures

Thème

**CONCEPTION ET ETUDE D'UNE
USINE DE FABRICATION DE SEL
ALIMENTAIRE.**

Présenté par :

RAHMANI Mahmoud

Encadré par :

M. TOUNSI Khaled
M. MOUNAOUILI Hakim

Promotion 2021 /2022

Remerciements

Nous remercions d'abord DIEU, le Tout Puissant de nous avoir donné la force et le courage pour mener à bien et à terme ce modeste travail.

*Je tiens à remercier sincèrement mon Co encadreur **M. MNAOUILI Hakim**, pour ses orientations, son temps, son aide et le partage de son retenue, son savoir-faire inestimable apportés durant l'élaboration de cette étude.*

*Mes remerciements vont aux ingénieurs de l'organisme CTC Oran, et au personnel pour leur accueil et leur bienveillance, particulièrement à **M. OULHA Boubaker** mon maître de stage et **M. BOUREGBA Ben Yahia** pour leur précieuse aide sa disponibilité et ses conseils le long de cette période.*

*Je tiens aussi à remercier, mon encadreur **M. TOUNSI Khaled** pour le suivi et les conseils sans oublier la confiance qu'elle m'a accordée. Je tiens à remercier tous les enseignants et travailleurs de l'ENSTP, particulièrement ceux du département.*

Les membres du jury, chacun sollicité dans son domaine de compétence propre, ont effectué un travail remarquable. Ils ont donné, grâce à leur lecture critique de la valeur au document qu'ils ont examiné.

Ce travail ne serait pas complet sans les encouragements et les motivations de nos amis. Qu'ils trouvent ici le témoignage de notre amitié sincère.

Merci enfin à notre famille pour leur soutien moral au cours de nos longues années d'études, et plus que tout, merci à nos parents pour leurs prières.



Dédicaces



*Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un
labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux
qu'on aime et qu'on remercie en exprimant
la gratitude et la reconnaissance durant toute
notre existence.*

*Je dédie ce modeste travail :
A ceux que j'aime :*

*Mon père et ma mère qui ont toujours été
présent pour me Soutenir, me conseiller, et
m'a accompagné durant les moments les plus
pénibles et m'avoir permis
d'arriver à ce stade d'éducation.*

Je le dédie aussi à :

*Mes frères et sœurs, qui m'ont soutenus et crus en moi lors de mon
parcourset à celle qui m'ont aidé à réaliser ce travail avec
ma famille et à tous mes amis(e).*

*A tous ceux que j'ai oubliés qui m'a apporté leur aide et soutien
durant ces années de formation.*

Merci à tous.

RAHMANI Mahmoud





الملخص

إن الهدف من هذا العمل هو إعداد أطروحة نهاية الدراسة والتي خصصناها لتصميم ودراسة مصنع من الخرسانة المسلحة وفقا للمعايير المعمول بها في الجزائر خاصة RPA99/2003، علما أن المصنع سيشيد في بلدية لوطاية ولاية بسكرة والتي تصنف من خلال هذه الأخيرة على أنها منطقة ذات نشاط زلزالي من الدرجة 1. يحتوي هذا المبنى على تجهيزات ضخمة من آلات الإنتاج والتي تعد أحمال كبيرة، المصنع مصمم للاستخدام في إنتاج مادة ملح الطعام ويتكون من سبعة طوابق. يتم ضمان استقرار المبنى تحت تأثير ثقله وقوى الزلزال بواسطة جدران من الخرسانة المسلحة. تم إجراء الدراسة الديناميكية بواسطة برنامج ROBOT 2021، تم التصميم والدراسة وفقا لقوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر: BAEL91 mod 99، CBA93، RPA99 version 2003.

الكلمات الدالة: الخرسانة المسلحة، جدران مسلحة، الدراسة الديناميكية

ABSTRACT

This end of study thesis is devoted to the design and study of a reinforced concrete building in accordance with the norms in Algeria, particularly the RPA99 / 2003 given that it will be located in the city of El-OUTAYA (Wilaya of Biskra), a zone classified according to the latter as a low seismicity zone (Zone I).

This building has seven levels (R + 6). It is designed for industrial use. This building is equipped with production machines which are heavy loads. The plant is designed for use in the production of food salt.

The stability of the two blocks under the effect of gravity loads and seismic loads is ensured by linear load-bearing walls (reinforced concrete walls) arranged in the two main directions.

The dynamic study was carried out using the Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 software. As for the reinforcement of all the secondary and main elements, it was carried out in accordance with the recommendations of the regulations BAEL91, CBA93, RPA99/ 2003

Keywords: Reinforced concrete, load-bearing walls, seismic, dynamic study. foundation.

Résumé

Ce mémoire de fin d'étude est consacré à la conception et au dimensionnement d'un bâtiment en béton armé conformément aux normes en vigueur en Algérie et particulièrement le RPA99/2003 étant donné qu'il sera implanté dans la commune de El-OUTAYA (Wilaya de Biskra), zone classée selon ce dernier comme zone de faible sismicité (zone I).

Ce bâtiment équipé de machines de production qui sont de grosses charges Le bâtiment à usage industriel et comportent sept niveaux (R+6). L'usine est conçue pour être utilisée dans la production de sel alimentaire.

La stabilité de la structure sous l'effet des charges gravitaires et des charges sismiques est assurée par des refends linéaires (voiles en béton armé) disposés suivant les deux directions principales.

L'étude dynamique s'est faite à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021. Quant au ferrailage de l'ensemble des éléments secondaires et principaux, il s'est effectué en respectant les recommandations des règlements BAEL91, CBA93, RPA99/2003.

Mots Clés : Béton armé, voiles porteurs, étude dynamique, fondation

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE I	PRESENTATION DE L'OUVRAGE
-------------------	----------------------------------

I.1 Introduction :	2
I.2 Aperçu général du site :	2
I.2.1 Présentation de l'ouvrage :	2
I.2.2 Situation géographique :	3
I.2.3 Aspect géophysique :	4
I.3 Caractéristiques de la structure :	5
I.3.1 Caractéristiques géométriques :	5
I.3.2 Données du site :	5
I.4 Règlements et normes utilisés :	5
I.5 Actions et sollicitations :	5
I.5.1 Les actions :	5
I.5.1.1 Définitions :	5
I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions	6
I.5.2 Combinaisons de calcul :	6
I.5.3 Les sollicitations :	6
I.6 Caractéristique des matériaux :	7
I.6.1 Le béton :	7
I.6.1.1 Qualités recherchées :	7
I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton :	7
I.6.2 L'acier :	10
I.6.2.1 Résistance caractéristique de l'acier :	10
I.7 Système structurel :	11
I.7.1 Type de contreventement :	11
I.7.2 Planchers :	11
I.7.2.1 Plancher dalle pleine :	11
I.7.3 Escaliers :	12
I.7.4 Maçonnerie :	12
I.7.4.1 Murs extérieurs :	12

CHAPITRE II

DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction :	13
II.2	Prédimensionnement des poutres :	13
II.2.1	Dimensions :	14
II.2.2	Flèche admissible :	15
II.3	Prédimensionnement des planchers :	17
II.3.1	Epaisseur :	17
II.3.2	Flèche admissible :	18
II.4	Les escaliers :	20
II.5	Evaluation des charges et surcharges :	21
II.5.1	Charges sur planchers de l'usine de sel alimentaire :	21
II.5.2	Escalier :	22
II.5.3	Cloisons extérieures :	23
II.6	Les voiles :	24
II.6.1.1	Voile de contreventement :	24
II.6.1.2	Voile de la cage d'ascenseur :	24
II.7	Les poteaux :	24
II.7.1	Section réduite :	25
II.7.2	Calcul de l'effort normal ultime N_u :	26
II.7.2.1	Calcul de l'effort normal par poteau par étage :	27
II.7.2.2	Calcul de la section réduite et pré dimensionnement des poteaux :	28
II.7.3	Vérifications :	29
II.7.4	Condition de flambement :	29

CHAPITRE III

CONCEPTION ET MODELISATION

III.1	Présentation de l'ouvrage :	30
III.2	Influence de la forme de l'ouvrage sur le comportement sismique :	30
III.2.1	Forme en plan :	30
III.2.2	Symétrie suivant les deux axes en plan :	30
III.2.3	Comportement des structures en l'absence de symétrie en plan :	30
III.2.3.1	Torsion d'ensemble :	30
III.2.3.2	Concentration de contraintes :	31
III.2.4	Correction des dissymétries en plan :	31
III.3	Modélisation avec le logiciel ROBOT :	32

III.3.1	Présentation du logiciel Robot :	32
III.3.2	Choix des unités et préférences des tâches :	33
III.3.3	Détermination des cas de charges (combinaisons) et types d'analyses :	35
III.3.4	Lignes de construction et modélisation des éléments structuraux :	40
III.3.5	Disposition des voiles :	44
III.3.5.1	Calcul des périodes à l'aide de formules empiriques :	45
III.3.5.2	Calcul des périodes et excentricités à l'aide du logiciel ROBOT :	45

CHAPITRE IV

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1	Introduction :	47
IV.2	Objectif de l'étude dynamique :	47
IV.3	Résultantes sismiques :	47
IV.3.1	Calcul de la résultante sismique par la méthode statique équivalente :	47
IV.3.1.1	Valeurs des facteurs de qualité :	47
IV.3.1.2	Valeurs des coefficients de comportement.	49
IV.3.2	Calcul de l'effort sismique :	50
IV.3.3	Vérifications du RPA99/2003 :	51
IV.3.3.1	Sollicitations normales :	51
IV.3.3.2	Justification vis à vis des déformations :	52
IV.3.3.3	Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	53
IV.3.3.4	Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 4.4.1 :	54

CHAPITRE V

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1.	Etude des planchers :	56
V.1.1.	Etude de la dalle pleine du niveau rez-de-chaussée (RDC) :	56
V.1.1.1.	Evaluation des charges :	57
V.1.1.2.	Evaluation des sollicitations :	57
V.1.1.3.	Calcul des armatures longitudinales :	59
V.2.	Etudes des escaliers :	65
V.2.1.	Introduction :	65
V.2.2.	Caractéristiques géométriques des escaliers :	65
V.2.2.3.	Evaluation des charges :	65
V.2.2.5.	Calcul des armatures longitudinales et vérification à l'ELS :	69
V.2.2.6.	Vérification de la contrainte de cisaillement	72
V.2.2.7.	Condition de la flèche.....	72

CHAPITRE VI

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

VI.1.	Etude des poutres :.....	77
VI.1.1.	Recommandations du RPA99/2003 :.....	77
VI.1.2.	Etude des poutres de la structure :.....	78
VI.2.	Etude des poteaux :.....	87
VI.2.1.	Recommandations du RPA 99/2003 :.....	87
VI.2.2.	Evaluation des charges des poteaux du bloc A :	88
VI.2.3.	Armatures longitudinales des poteaux :.....	89
VI.3.	Etude d'un voile plein conformément au RPA/2003 :.....	96
VI.3.1.	Evaluation des sollicitations :.....	96
VI.3.2.	Ferraillage du voile sous (G+Q - Ey) :	96
VI.3.3.	Armatures du voile :	97
VI.3.4.	Schéma de ferraillage.....	99
VI.4.	Etude des planches :.....	99
VI.4.1.	Introduction :	99
VI.4.2.	Dalle pleine $e_p=20\text{cm}$:	99
VI.4.3.	Dalle pleine $e_p=30\text{ cm}$:	104
VI.4.4.	Dalle pleine $e_p=40\text{ cm}$:	108

CHAPITRE VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1.	Introduction	114
VII.2.	Calcul Des Fondations :	114
VII.2.1.	Combinaisons de charges.....	114
VII.2.2.	Choix du type de fondations.	114
VII.3.	Etude des fondations :	115
VII.3.1.	Calcul des semelles isolées :	116
VII.3.1.1.	Semelle de rive nœud 40 :	116
VII.3.1.2.	Semelle centrale Nœud 102 :	121
VII.3.2.	Calcul des semelles filantes :	124
VII.4.	Tableau récapitulatif :	127

CONCLUSION GENERALE128

BIBLIOGRAPHIE .

ANNEXES .

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I	PRESENTATION DE L'OUVRAGE
-------------------	----------------------------------

Tableau I.1: Nuance en fonction du type d'acier.	10
---	----

CHAPITRE II	DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
--------------------	--

Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.	22
--	----

Tableau II.2: Charge et surcharge du niveau courant.....	22
--	----

Tableau II.3 : Charge et surcharge du niveau du palier.....	22
---	----

Tableau II.4: Charge et surcharge du niveau du volé de l'escalier.	23
---	----

Tableau II.5: Charge et surcharge du niveau des cloisons extérieures.....	23
---	----

Tableau 6: Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau.....	27
---	----

Tableau II.7: Valeurs de Efforts normaux résultants de la descente de charges P.C5.	28
--	----

Tableau II.8: Valeurs de Efforts normaux résultants de la descente de charges P.D4.....	28
---	----

Tableau II.9 : Valeurs de Efforts normaux résultants de la descente de charges P.A5.	28
---	----

Tableau II.10: Vérification du flambement	29
---	----

CHAPITRE III	CONCEPTION ET MODELISATION
---------------------	-----------------------------------

Tableau III.1: Résultats de l'étude dynamique du bâtiment	45
---	----

Tableau III.2: Excentricités théoriques et accidentelles du bâtiment	46
--	----

CHAPITRE IV	ETUDE DYNAMIQUE
--------------------	------------------------

Tableau IV.1: Efforts normaux repris par les voiles et les poteaux.	49
--	----

Tableau III.2: Valeurs des déplacements inter-étages du bloc.....	53
---	----

Tableau III.3: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.	54
---	----

Tableau III.4: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.	54
---	----

Tableau III.5: Effort tranchant et moment de renversement par étage selon x.....	55
--	----

Tableau III.6: Effort tranchant et moment de renversement par étage selon y.....	55
--	----

CHAPITRE V	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES
-------------------	---------------------------------------

Tableau V.1 : Evaluation des charges de la dalle pleine RDC	57
---	----

Tableau V.2: Coefficient donné en fonction de l'élancement de la dalle $\mu = f(\alpha)$	58
--	----

Tableau V.3: Sollicitations maximales de la dalle pleine RDC	59
--	----

Tableau V.4: Charge et surcharge de la paillasse d'un niveau courant.....	66
---	----

Tableau V.5: Charge permanente de palier d'un niveau courant	66
--	----

CHAPITRE VI	ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS
--------------------	------------------------------------

Tableau VI.1: Ferrailage minimal des poutres principales et secondaires	77
Tableau VI.2: Ferrailage maximal des poutres principales et secondaires.....	78
Tableau VI.3: Moments sur appui et en travée des poutres.....	79
Tableau VI.4: Ferrailage des poutres principales (65 × 125)	80
Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales (40 × 75)	81
Tableau VI.6: Ferrailage des poutres principales (35 × 65)	81
Tableau VI.7: Ferrailage des poutres secondaires (40 × 75)	82
Tableau VI.8: Ferrailage des poutres secondaires (35 × 65)	82
Tableau VI.9: Ferrailage des poutres palière (30 × 40).....	83
Tableau VI.10: Vérification de l'effort tranchant	83
Tableau VI.11: Ferrailage des armatures transversales.	84
Tableau VI.12: Ferrailage minimal des armatures longitudinales des poteaux	87
Tableau VI.13: Ferrailage maximal des armatures longitudinales des poteaux	87
Tableau VI.14: Evaluation des charges des poteaux 100	88
Tableau VI.15: Evaluation des charges des poteaux 95	88
Tableau VI.16: Evaluation des charges des poteaux 90	88
Tableau VI.17: Evaluation des charges des poteaux 80	88
Tableau VI.18: Evaluation des charges des poteaux 70	88
Tableau VI.19: Evaluation des charges des poteaux 60	88
Tableau VI.20: Evaluation des charges des poteaux 50	89
Tableau VI.21: Evaluation des charges des poteaux 45	89
Tableau VI.22: Ferrailage des poteaux (1)	89
Tableau VI.23: Ferrailage des poteaux (2)	89
Tableau VI.24: Ferrailage des poteaux (3)	89
Tableau VI.25 : Vérification de l'effort tranchant suivant y	90
Tableau VI.26: Vérification de l'effort tranchant suivant z.....	90
Tableau VI.27: Armatures transversales des poteaux.	91
Tableau VI.28: Evaluation des sollicitations des voiles pleins	96
Tableau VI.29 : Sollicitation de la dalle pleine $e_p=20$ cm	102
Tableau VI.30: Ferrailage de la dalle pleine $e_p=20$	103

Tableau VI.31 : Sollicitation de la dalle pleine $ep=30$ cm	106
Tableau VI.32 : Ferrailage de la dalle pleine $ep= 30$ cm.....	108
Tableau VI.33 : Sollicitation de la dalle pleine $ep = 40$ cm.....	110
Tableau VI.34 : Ferrailage de la dalle pleine $ep= 40$ cm.....	113

CHAPITRE VII ETUDE DE L'INFRASTRUCTURES

Tableau VII.1: sollicitation totale à la base du bloc	115
Tableau VII.2: sollicitation transmit au semelle s1	117
Tableau VII.3 : Prédimensionnement de la semelle isolée S1	117
Tableau VII.4 : Vérification des contraintes	118
Tableau VII.5: vérification de la capacité portante pour la semelle de rive	119
Tableau VII.6 : sollicitation transmise à la semelle s2 :	121
Tableau VII.7 : dimensionnement de la semelle isolée S2	121
Tableau VII.8 : Vérification des contraintes de la semelle isolée S2.....	122
Tableau VII.9 : Vérification de la capacité portante de la semelle isolée S2	122
Tableau VII.10 : : sollicitation transmise à la semelle sf1	124
Tableau VII.11 : Vérification de la capacité portante de la semelle filante.....	125
Tableau VII.12: récapitulations les résultats du ferrailage des semelles de la structure.	126

CONCLUSION GENERALE127

BIBLIOGRAPHIE .

ANNEXES .

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE	1
------------------------------------	---

CHAPITRE I	PRESENTATION DE L'OUVRAGE
-------------------	----------------------------------

Figure I.1 : Vue en élévation du bâtiment	3
Figure I.2 : Situation géographique de site du projet	3
Figure I.3 : Vue en élévation (Nord-Sud).....	4
Figure I.4 : Vue en plan du niveau RDC	4
Figure I.5: Dalle pleine en béton armé	11
Figure I.6: Escalier à volée droite avec un palier intermédiaire	12
Figure I.7: Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)	12

CHAPITRE II	DESCENTE DE CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
--------------------	--

Figure II.1: Vue en plan.	13
Figure II.2: Détail d'un escalier.	20
Figure II.3: Dimensions de l'escalier	21
Figure II.4: Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible.	21
Figure II.5: Les cloisons extérieures.	23
Figure II.6: Hauteur libre d'étage.....	25
Figure II.7: Plan RDC.....	26
Figure II.8: surface revenante à chaque poteau.....	27

CHAPITRE III	CONCEPTION ET MODELISATION
---------------------	-----------------------------------

Figure III.1: Forme en plan irrégulière	31
Figure III.2: Séparation par des joints parasismiques	32
Figure III.3: Modélisation de la structure	44
Figure III.4: Disposition des voiles du bâtiment	46

CHAPITRE IV	ETUDE DYNAMIQUE
--------------------	------------------------

Figure IV.1: Classification entre systèmes de contreventement avec voiles	49
---	----

CHAPITRE V	ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES
-------------------	---------------------------------------

Figure V.1: Plancher avec dalle, poutres secondaires et poutres principales	56
Figure V.2: Section du calcul d'une dalle pleine en travée sens x-x.....	59
Figure V.3: Ferrailage de la dalle pleine du RDC.....	64
Figure V.4: Éléments d'un escalier	65
Figure V.5: Modèle de calcul de l'escalier d'un niveau courant.....	67

Figure V.6: Schéma du ferrailage des escaliers partie supérieur	76
Figure V.7: Schéma du ferrailage des escaliers partie inférieur	76

CHAPITRE VI	ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS
--------------------	------------------------------------

Figure VI.1: Poutres principale et secondaire	78
Figure VI.2: Schéma du ferrailage de la poutre principale 125*65	84
Figure VI.3: Schéma du ferrailage de la poutre principale 40*80	85
Figure VI.4: Schéma du ferrailage de la poutre secondaire 40*80	85
Figure VI.5: Schéma du ferrailage de la poutre principale 65*35	86
Figure VI.6: Schéma du ferrailage de la poutre secondaire 35*65	86
Figure VI.7: Schéma du ferrailage du poteau (100x100) cm ²	92
Figure VI.8: Schéma du ferrailage du poteau (95x95) cm ²	92
Figure VI.9: Schéma du ferrailage du poteau (90x90) cm ²	93
Figure VI.10: Schéma du ferrailage du poteau (80x80) cm ²	93
Figure VI.11: Schéma du ferrailage du poteau (70x70) cm ²	94
Figure VI.12: Schéma du ferrailage du poteau (60x60) cm ²	94
Figure VI.13: Schéma du ferrailage du poteau (50x50) cm ²	95
Figure VI.14: Schéma du ferrailage du poteau (45x45) cm ²	95
Figure VI.15 : Cartographie de ferrailage vertical du panneau le plus sollicité	97
Figure VI.16 : Cartographie de ferrailage horizontal du panneau le plus sollicité	98
Figure VI.17: Schéma de ferrailage du voile.	99
Figure VI.18 : Diagramme Moment XX à (ELU).....	100
Figure VI.19 : Diagramme Moment XX à (ELS)	100
Figure VI.20 : Diagramme Moment YY à (ELU).....	100
Figure VI.21 : Diagramme Moment YY à (ELS)	101
Figure VI.22: Diagramme Déplacement à (ELS).....	101
Figure VI.23 : Figure représente les donné géométrique et caractéristique de la dalle	102
Figure VI.24: les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle	102
Figure VI.25 : Figure représente les donné géométrique et caractéristique de la dalle	103
Figure VI.26 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle	103
Figure VI.27: Schéma de ferrailage de la dalle de la terrasse.....	104
Figure VI.28 : Diagramme Moment XX à (ELU).....	104
Figure VI.29 : Diagramme Moment XX à (ELS)	105
Figure VI.30 : Diagramme Moment YY à (ELS)	105

Figure VI.31 : Diagramme Moment YY à (ELU).....	105
Figure VI.32 : Diagramme Déplacement à (ELS).....	106
Figure VI.33 : les donné géométrique et caractéristique de la dalle.....	106
Figure VI.34 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle	107
Figure VI.35 : les donné géométrique et caractéristique de la dalle.....	107
Figure VI.36 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle	107
Figure VI.37 : Schéma de ferrailage de la dalle au niveau courant.	108
Figure VI.38 : Diagramme Moment XX à (ELU).....	108
Figure VI.39 : Diagramme Moment XX à (ELS)	109
Figure VI.40 : Diagramme Moment YY à (ELU).....	109
Figure VI.41 : Diagramme Moment YY à (ELS)	109
Figure VI.42 : Diagramme Déplacement à (ELS).....	110
Figure VI.43 : les donné géométrique et caractéristique de la dalle.....	111
Figure VI.44 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle	111
Figure VI.45 : les donné géométriques et caractéristiques de la dalle	112
Figure VI.46 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle	112
Figure VI.47: Schéma de ferrailage de la dalle $ep = 40$ cm.....	113

CHAPITRE VII **ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

Figure VII.1: semelle étudiée dans la structure.....	115
Figure VII.2 : semelle isolée sous poteau	116
Figure VII.3 : diagramme des contraintes	117
Figure VII.4: Ferrailage de la semelle de rive	120
Figure VII.5 : Ferrailage de la semelle de rive	120
Figure VII.6 : Ferrailage de la Semelle centrale	123
Figure VII.7 : Ferrailage de la Semelle centrale	123
Figure VII.8 : semelle filante sous poteau et 1 mur	124
Figure VII.9 : Ferrailage de semelle filante	126

CONCLUSION GENERALE127

BIBLIOGRAPHIE .

ANNEXES .

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENIRALE

Le développement socio-économique conduit à une augmentation voire une explosion démographique nécessitant la construction d'habitation et d'infrastructures industrielles et administratives. Ces exigences incitent le pays à privilégier la construction verticale afin de répondre au souci d'économie de l'espace. C'est une des raisons qui a fait que le choix de notre mémoire de fin d'études s'est porté sur la conception et le dimensionnement parasismiques des bâtiments en béton armé.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donné

L'ouvrage faisant l'objet de cette étude est un bâtiment industriel qui est appelé à être implanté à la commune de El-OUTAYA dans la wilaya de Biskrar, zone classée selon le RPA99/2003 comme étant de sismicité faible (Zone I). Il comporte sept niveaux (R+6).

Le contexte de notre travail consiste à la conception et au dimensionnement parasismique conformément aux prescriptions du RPA99/2003 concernant les constructions en zone de forte sismicité. Aussi, pour mener à bien cette étude, nous avons structuré cette dernière comme ce qui suit.

Nous débutons ce mémoire, qui comporte sept chapitres, par la présentation du projet, les éléments constituant l'ouvrage ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés dans le cadre de cette étude.

Le chapitre 2 s'intéresse au prédimensionnement des éléments constituant le bâtiment concerné.

Le chapitre 3 est entièrement consacré à la modélisation de l'ouvrage pour l'étude sismique.

Le quatrième chapitre est dédié à l'étude dynamique en respectant les normes parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99/2003).

Nous exposons dans le cinquième chapitre le calcul et le ferrailage des éléments secondaires (planchers, escalier ...).

Le sixième chapitre s'attache aux calculs des éléments porteurs (poutres, poteaux, refends pleins). Au septième chapitre est abordée l'étude de l'infrastructure (calcul et ferrailage des fondations).

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion qui fait une révision des principales conclusions tirées de l'étude tout en mettant en évidence les objectifs réalisés.

Chapitre I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction :

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

Ce projet porte sur la conception et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé à usage industriel. Il est constitué de sept étage (R+6). Pour mener à bien ce travail, nous nous sommes intéressés à l'analyse des sections suivantes :

- Conception architecturale,
- Prédimensionnement,
- Conception parasismique,
- Étude dynamique,
- Étude des éléments secondaires,
- Étude des éléments porteurs,
- Étude des semelles de fondation.

Le calcul de tous les éléments du bâtiment ainsi que les vérifications qui vont avec ont été faites en conformité avec les règlements ci-après :

- DTR BC 33.1.
- BAEL 91 mod99.
- CBA93.
- RPA99 version 2003.

I.2 Aperçu général du site :

I.2.1 Présentation de l'ouvrage :

L'usine de prétraitement du sel se situe à EL-OUTAYA, wilaya de Biskra. Elle est destinée aux fabrications de sel alimentaire dans le but d'exploitation du sel gemme d'El-OUTAYA. Elle est constituée de sept étages (R+6) d'une hauteur variable pour chaque étage. La hauteur maximale de l'usine est 40 m clôturée par une terrasse non accessible avec une superficie de 2432 m².

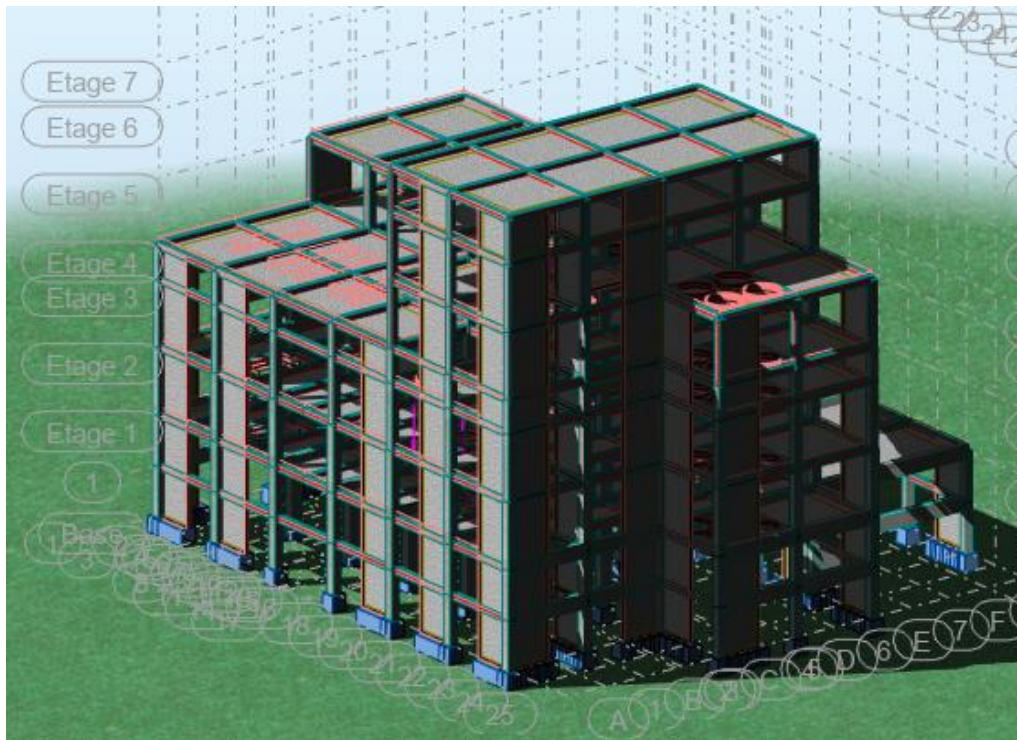


Figure I.1 : Vue en élévation du bâtiment

I.2.2 - Situation géographique :

Le site, objet de la présente étude se trouve à la sortie de la ville de EL-OUTAYA, au niveau de la sortie nord.

L'assiette, est située à droite de la rue nationale numéro 3 (RN3) à la sortie nord de la Daïra de EL OUTAYA. Elle est choisie pour recevoir un bâtiment de fabrication de sel alimentaire de sept niveaux (RDC+6 étages) à usage industriel.



Figure I.2 : Situation géographique du site de projet

I.2.3 Aspect géophysique :

Le terrain est situé sur le territoire de la wilaya de Biskra qui est classé en zone I, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003).

L'ouvrage projeté, à savoir ; Bâtiment en R+6 à usage industriel, est classé d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99) dans le groupe 1B, ayant une grande importance.

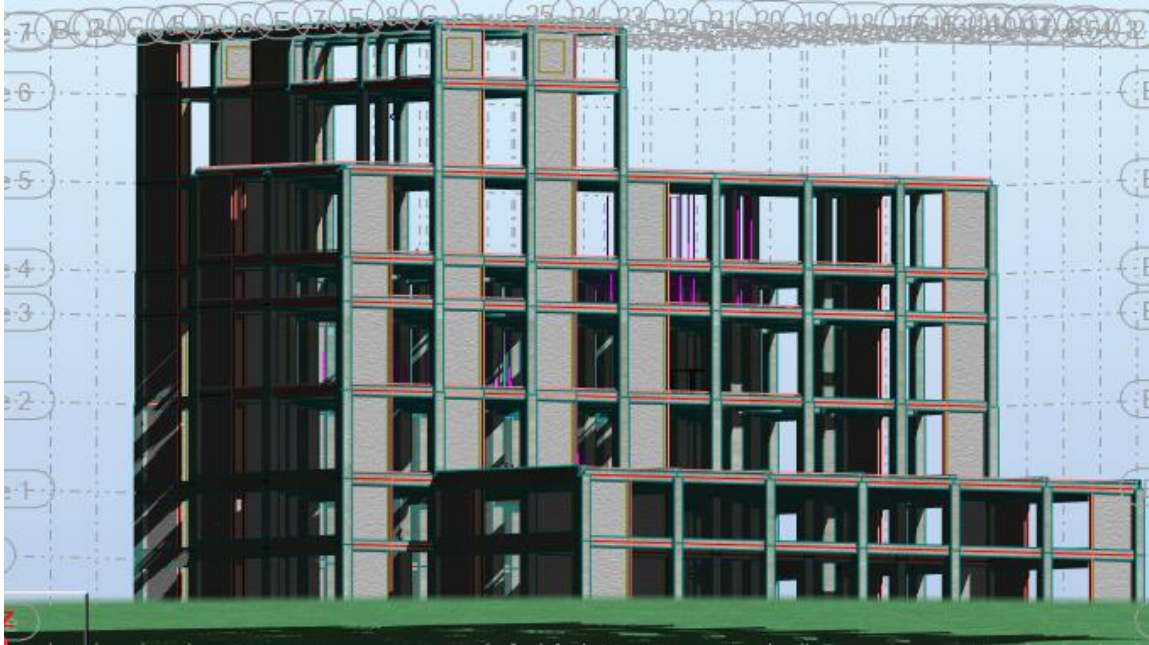


Figure I.3 : Vue en élévation (Nord-Sud)

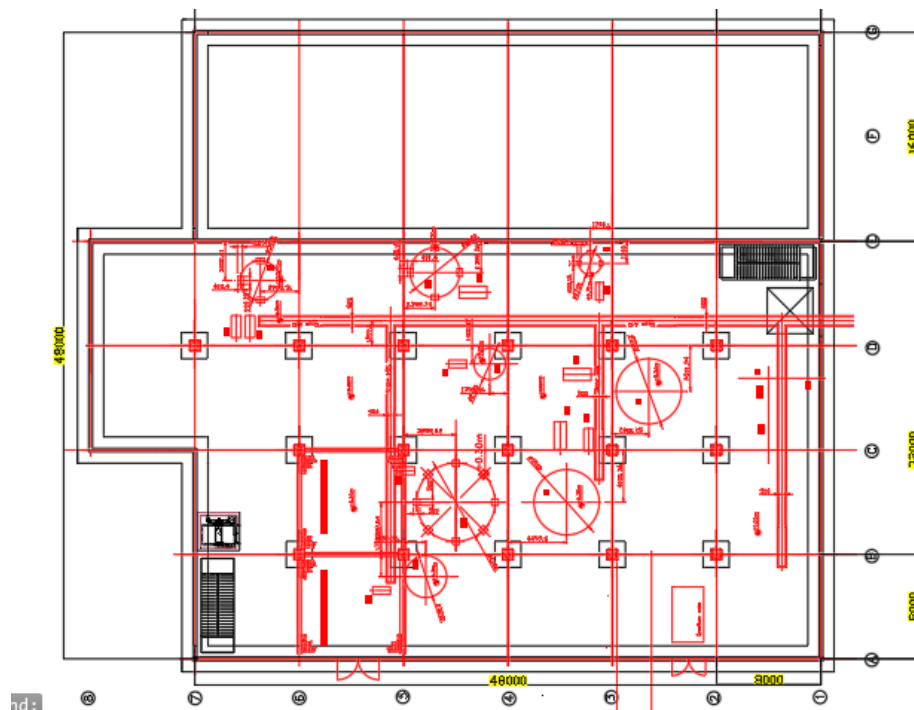


Figure I.4 : Vue en plan du niveau RDC

I.3 Caractéristiques de la structure :

I.3.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan48 m
- Longueur en plan... 56 m
- Hauteur du RDC... 9 m
- Hauteur 1ere étage..... 6 m
- Hauteur 2eme étage 4 m
- Hauteur 3eme étage3 m
- Hauteur 4eme étage 6 m
- Hauteur 5eme étage 6 m
- Hauteur 6eme étage 4 m
- Hauteur totale... 40 m

I.3.2 Données du site :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B en vertu du RPA99 version2003
- Le site est considéré comme site ferme (S2).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 4$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : $D = 1.2$ m.

I.4 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- **BAEL91**/modifiées 99 ;
- **CBA93** : Béton armé aux états limites
- **DTR B.C.22** : charge et surcharge
- **DTR-BC248** : Règles Parasismique Algérienne « **RPA 99** »
- **DTR-BC247** : Règlement neige et vent « **RNV99** »
- **DTR-BC 33.1** : Calcule des fondations superficiels.

I.5 Actions et sollicitations :

I.5.1 Les actions :

I.5.1.1 Définitions :

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- ❖ Des charges permanentes.
- ❖ Des charges d'exploitations.
- ❖ Des actions accidentelles (F_A).

I.5.1.2 Valeurs caractéristiques des actions

➤ Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps elles comprennent :

- ❖ Le poids propre de la structure.
- ❖ Les machines, revêtement, superstructures fixes.
- ❖ Le poids des poussées des terres.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

- ❖ Les charges d'exploitations.
- ❖ Les charges climatiques (neige et vent).
- ❖ Les effets thermiques.

➤ Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- ❖ Les chocs ;
- ❖ Les séismes ;
- ❖ Les explosions ;
- ❖ Les feux.

I.5.2 Combinaisons de calcul :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- Situations durables :
$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$
- Situations accidentelles :
$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$$

I.5.3 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion, moment detorsion) développés dans une combinaison d'action donnée.

I.6 Caractéristique des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans l'étude de cet ouvrage sont conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93 et BAEL91).

I.6.1 Le béton :

Le béton est un mélange des matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), dosé à 350kg/m^3 , de l'eau et éventuellement des adjuvants.

Dosage : pour 1 m^3 du béton courant pour un rapport $E/C=0.5$.

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton spéciale préparé de sorte à atteindre la résistance souhaitée.

- Ciment : 350 kg de CPJ
- Gravier : 800 litres de 8/15 et 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5 mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

I.6.1.1 Qualités recherchées :

- Résistance mécanique élevée (25-40 MPa).
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier.
- Bonne mise en œuvre (facile à couler).
- Bonne tenue dans le temps.

Ces résultats seront obtenus en jouant sur les paramètres suivants :

- La qualité du ciment et des granulats.
- Le dosage (quantité).
- Un bon mélange (homogénéité).

Le béton utilisé pour la réalisation de cet ouvrage est un béton préparé de sorte à atteindre la résistance souhaitée.

I.6.1.2 Résistance caractéristique du béton :

a. Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »), cette résistance f_{cj} est mesurée en MPa . Le durcissement étant progressif, f_{cj} est en fonction de l'âge du béton.

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa (CBA 93Art : A.2.1.13).

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28$$
$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28$$

On prend la Résistance de béton : $f_{c28} = 30$ MPa

b. Résistance à de béton à la traction :

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA .Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

c. Contrainte limite :

- Etat limite ultime :

➤ *Contrainte ultime de compression :*

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

f_{bu} Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires

On prend en état accidentel :

$$\theta = 0.85 \text{ puisque } t < 24 \text{ h}$$

$$\gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{Action accidentelle}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.15} = 22.2 \text{ MPa}$$

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

On prend en état durable ou transitoire :

$$\theta = 1 \text{ si } t > 24 \text{ h}$$

$$\gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{Action courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

➤ *Contrainte ultime de cisaillement :*

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$$\tau_{adm} = \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{Adm} = \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ donc :

$\tau_{Adm} = 4 \text{ MPa}$	→	fissuration peu nuisible
$\tau_{Adm} = 3 \text{ MPa}$	→	fissuration préjudiciable

Etat limite de service.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ *Module de déformation longitudinale instantané :*

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad (\text{CBA 93.Art : A.2.1.2.1})$$

$$E_{ij} = 34179.56 \text{ MPa}$$

➤ *Module de déformation longitudinale différé :*

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{c28})^{1/3} \quad (\text{CBA 93.Art: A.2.1.2.2})$$

$$E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$$

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

I.6.2 L'acier :

Le matériau acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

I.6.2.1 Résistance caractéristique de l'acier :

Tableau I.1: Nuance en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments composants notre bâtiment sont des barres à haute adhérence HA de nuance FeE500 type 1 (limite d'élasticité $f_e = 500$ MPa), pour les armatures longitudinales et des aciers ronds lisses de nuance FeE235 ($f_e = 235$ MPa) pour les treillis soudés et les armatures transversales.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « E_s » est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa.} \quad (\text{CBA 93, A2.2.2})$$

Contraintes de traction limite :

$$\text{À l'ELU : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = 1.15 \text{ Situation durable}$$

$$\gamma_s = 1 \text{ Situation accidentelle}$$

On a donc :

$$\text{Acier rond lisse : } \sigma_s = 204.3 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier haute adhérence : } \sigma_s = 434.8 \text{ MPa}$$

À l'ELS : (CBA 93 A.4.3.2)

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée.

- Fissuration préjudiciable :

$$\text{À l'ELS : } \bar{\sigma}_s = \inf \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage

On obtient :

Acier rond lisse : $\bar{\sigma}_s = 170 \text{ MPa}$ avec $\eta = 1$.

Acier haute adhérence : $\bar{\sigma}_s = 215.6 \text{ MPa}$ avec $\eta = 1.6$

I.7 Système structurel :

I.7.1 Type de contreventement :

Le contreventement de l'ouvrage sous l'effet des actions gravitaires et des actions sismiques est assuré par des voiles linéaires. Pour ce type de contreventement, il faut vérifier les conditions suivantes :

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

Les charges horizontales sont reprises par les voiles sans l'interaction des portiques.

I.7.2 Planchers :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions. À cet effet, nous avons choisi pour ce projet, les types de planchers suivants :

-Plancher dalle pleine pour tous les niveaux.

I.7.2.1 Plancher dalle pleine :

C'est une dalle en béton armé coulée sur place. Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Supporte de grandes charges.
- Assure une bonne isolation phonique.
- Présente une bonne résistance au feu.

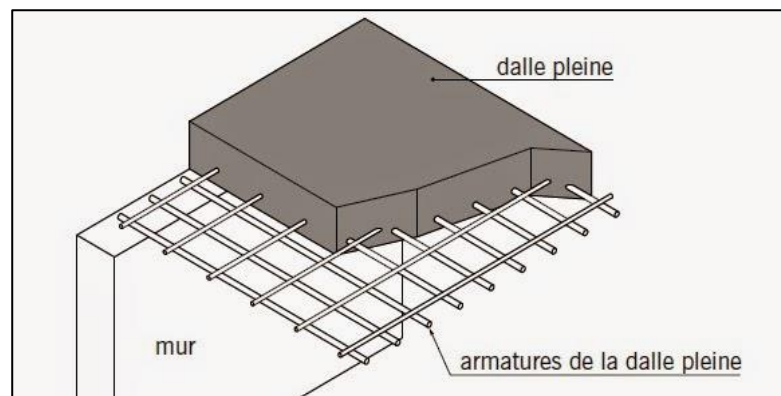


Figure I.5: Dalle pleine en béton armé

I.7.3 Escaliers :

Les escaliers de ce bâtiment sont des escaliers droits à deux ou trois volées avec un ou deux paliers intermédiaires. Le rôle des escaliers est d'assurer la communication entre les différents niveaux du bâtiment.

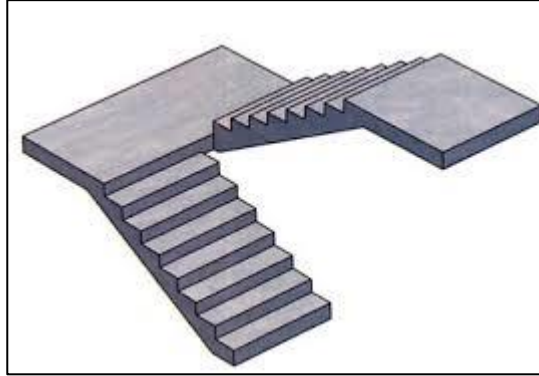


Figure I.6: Escalier à volée droite avec un palier intermédiaire

I.7.4 Maçonnerie :

I.7.4.1 Murs extérieurs :

Les façades sont composées d'une double cloison en briques creuses de 10 cm et 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

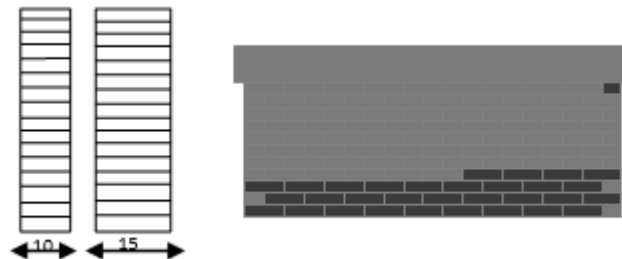


Figure I.7: Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Chapitre II :
DESCENTE DE CHARGES ET
PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS

II.1 Introduction :

La conception d'une structure est une démarche itérative qui consiste à pré dimensionner un élément, le soumettre aux charges qui lui sont prévues et observer son comportement. Dans le cas où l'élément ne résiste pas, son dimensionnement sera repris en revoyant ses dimensions à la hausse.

Dans ce chapitre nous nous intéresserons à la première étape de la conception, à savoir le pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement d'une structure consiste à fixer les dimensions de différents éléments de la structure ou de l'ouvrage en respectant certaines règles et principes pratiques de la construction obtenus et fixés suite à de nombreuses recherches techniques et statistiques.

Etant donné que la structure est composée des éléments en béton armé, le pré dimensionnement de la structure se portera sur : les poteaux, les poutres, les dalles, et les voiles conformément aux règlements *CBA 93*, *BAEL* et *RPA99/03*.

II.2 Prédimensionnement des poutres :

Pour ce bâtiment, les poutres principales sont disposées parallèlement à l'axe Y et les poutres secondaires parallèlement à l'axe X.

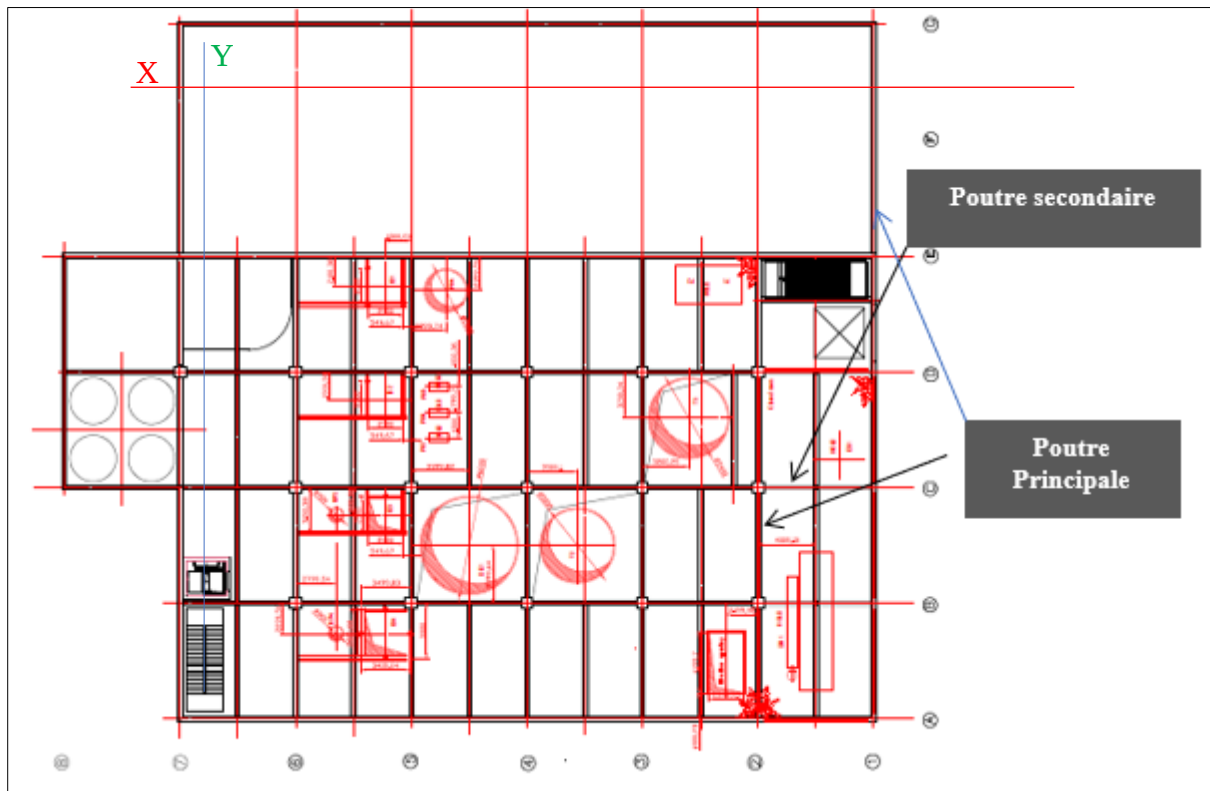


Figure II.1:Vue en plan.

II.2.1 Dimensions :

Pour le prédimensionnement, il faut respecter le critère spécifique aux flèches, par **BAEL** :

$$\begin{cases} \frac{l}{15} < h < \frac{l}{10} \\ 0.3h < b < 0.7h \end{cases}$$

Où :

L : longueur de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Article 7.5.1 du RPA99 version 2003 en zone sismique :

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

a. Poutres principales :

Plus longue portée longitudinale $L = 1600 - 40 = 1560 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \frac{1560}{15} < h < \frac{1560}{10} \\ 104 < h < 156 \end{aligned}$$

✓ On prend $h = 125 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} 0.3 h < b < 0.7 h \\ 37.5 < b < 87.5 \end{aligned}$$

✓ On prend $b = 65 \text{ cm}$

Vérifications :

Article 7.5.1 du **RPA99/03** en zone sismique :

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Vérifiée} \\ h = 125 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.92 < 4 & \text{Vérifiée} \end{cases}$$

b. Poutre secondaire :

Plus longue portée longitudinale $L=800-40 = 760$ cm

$$\frac{760}{15} < h < \frac{760}{10}$$

$$50.7 < h < 76$$

✓ On prend $h = 65$ cm

$$0.3 h < b < 0.7 h$$

$$19.5 < b < 45.5$$

✓ On prend $b = 35$ cm

Vérifications :

Article 7.5.1 du **RPA99/03** en zone sismique :

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Vérifiée} \\ h = 65 \text{ cm} > 20 \text{ cm} & \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.85 < 4 & \text{Vérifiée} \end{cases}$$

II.2.2 Flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du **CBA 93**, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible :

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{cal} < f_{adm}$$

q : charge surfacique * bande de b à l'ELU

$$q = 1.35G + 1.5Q$$

l : portée

E : module d'élasticité linéaire du béton

I : inertie géométrique de la poutre

Et :

$$f_{adm} = \frac{l}{500}$$

Cas N°1: Poutre principale.

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 32 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = 1.35(25 * 1.25 * 0.65 + 12.5 * 0.65) + 1.5(5 * 0.65)$$

$$q = 43.27 \text{ KN/m}$$

Avec $l = 16 \text{ m}$; $E = 34179.6 \text{ Mpa}$;

$$I = \frac{0.65 \times 1.25^3}{12} = 0.1058 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc : } f_{cal} = 10.21 \text{ mm}$$

Alors: $f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée

Cas N°2: Poutre secondaire.

$$f_{cal} < f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = 15.2 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$q = 1.35(25 * 0.65 * 0.35 + 12.5 * 0.35 + \frac{140}{64} + \frac{380}{64}) + 1.5(5 * 0.35 + \frac{1700}{64} + \frac{3400}{64})$$

$$q = 146.71 \text{ KN/m}$$

Avec : $l = 7.6 \text{ m}$; $E = 34179.6 \text{ Mpa}$;

$$I = \frac{0.35 \times 0.65^3}{12} = 0.008 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc : } f_{cal} = 23.28 \text{ mm}$$

Alors : $f_{cal} > f_{adm}$ Non-Vérifiée

On prend $h = 75 \text{ cm}$

$$0.3 h < b < 0.7 h$$

$$22.5 < b < 52.5$$

On prend $b = 40 \text{ cm}$

$$q = 1.35(25 * 0.75 * 0.40 + 12.5 * 0.40 + \frac{140}{64} + \frac{380}{64}) + 1.5(5 * 0.4 + \frac{1700}{64} + \frac{3400}{64})$$

$$q = 151.05 \text{ KN/m}$$

Avec : $l = 7.6 \text{ m}$; $E = 34179.6 \text{ Mpa}$;

$$I = \frac{0.4 \times 0.8^3}{12} = 0.0171 \text{ m}^4$$

$$\text{Donc : } f_{cal} = 11.2 \text{ mm}$$

Alors : $f_{cal} < f_{adm}$ Vérifiée

II.3 Prédimensionnement des planchers :

La dalle de béton est une surface horizontale, constituée de béton armé et de barres d'acier qui la renforcent et améliorent sa résistance. Elle est utilisée pour faire un plancher, une terrasse, un plafond ou un dallage extérieur. Pour notre bâtiment on a utilisé un seul type de planchers : Plancher en dalle pleine.

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de deux critères :

II.3.1 Epaisseur :

L'épaisseur est conditionnée par ces 3 exigences

Résistance au feu (CBA 93) :

$e=7\text{cm}$ pour une résistance de 1h au feu

$e=11\text{cm}$ pour une résistance de 2h au feu

$e=17,5\text{cm}$ pour une résistance de 4h au feu

Isolation phonique :

Le **CBA 93** préconise une épaisseur de minimale de **13 cm** pour une bonne isolation phonique.

Résistance à la flexion :

Selon le **BAEL**, l'épaisseur garantissant une résistance à la flexion de la dalle pleine dépend de deux facteurs :

- Sa portée L
- Ses conditions d'appuis

Tel que :

$\frac{l_x}{l_y} > 0.4$: Dalle portant dans 2 directions (sur 3 ou 4 cotés)

- En continuité dans 2 directions(hyperstatique) : $\frac{l_x}{40} < e < \frac{l_x}{30}$

- Continuité dans 1 direction(hyperstatique) : $\frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$

- Pas de continuité (isolée/isostatique) : $\frac{l_x}{30} < e < \frac{l_x}{25}$

$\frac{l_x}{l_y} < 0.4$: Dalle portant dans 1 direction (sur 2 cotés)

- En continuité (hyperstatique) : $\frac{l_x}{30} < e < \frac{l_x}{25}$

- Pas de continuité (isolée/isostatique) : $\frac{l_x}{25} < e < \frac{l_x}{20}$

II.3.2 Flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du **CBA 93**, la flèche calculée doit être inférieure à la flèche admissible

$$f_{cal} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

q : charge surfacique * bande de 1m à l'ELS

$$q = G + Q$$

l : petite portée

E : module d'élasticité linéaire du béton

I : inertie géométrique d'une bande de 1m de la dalle Et :

$$\begin{cases} f_{adm} = \frac{l_{max}}{500} \text{ si } l_{max} \leq 5m \\ f_{adm} = 0.05 + \frac{l_{max}}{1000} \text{ si } l_{max} > 5m \end{cases}$$

Cas N°1:

$$l_x = 8m; \quad l_y = 16m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{8}{16} = 0.5 > 0.4 \rightarrow \text{Dalle portant dans les 2 sens}$$

En continuité dans 2 directions :

$$\begin{aligned} \frac{l_x}{40} < e < \frac{l_x}{30} \\ \frac{8}{40} < e < \frac{8}{30} \\ 0.2m < e < 0.27m \end{aligned}$$

$e = 11$ cm Pour une résistance de 2 h au feu

Donc :

✓ On prend $e = 25$ cm.

Vérifications :

Isolation phonique :

$$e = 25 \text{ cm} > 13 \text{ cm} \text{ Vérifiée}$$

Flèche admissible :

Selon l'article B.6.5.3 du CBA 93 :

$$l_{\max} = 8m > 5m$$

Donc :

$$f_{adm} = 0.005 + 8/1000 = 13 \text{ mm}$$

$$f_{cal} = \frac{5ql^4}{384El}$$

$$q = (6.25 + 5 + \frac{380}{64} + 5 + \frac{3400}{64}) * 1 = 75.31 \text{ KN/m};$$

$$l_x = 8 \text{ m};$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.6 \text{ Mpa};$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1 * 0.25^3}{12} \text{ m}^4; \quad \mathbf{f_{cal} = 90.2 \text{ mm}}$$

$$f_{cal} < f_{adm} \text{ (non-Vérifiée)}$$

✓ On prend $e = 30 \text{ cm}$.

$$q = (7.5 + 5 + \frac{380}{64} + 5 + \frac{3400}{64}) * 1 = 76.47 \text{ KN/m};$$

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{1 * 0.25^3}{12} \text{ m}^4; \quad f_{cal} = 53 \text{ mm}$$

Cas N°2 :

$$l_x = 1.2m; \quad l_y = 2.5m$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{2.5} = 0.48 > 0.4 \rightarrow \text{Dalle portant dans les 2 sens}$$

En continuité dans 1 direction :

$$\begin{aligned} \frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30} \\ \frac{8}{35} < e < \frac{8}{30} \\ 0.03m < e < 0.4m \end{aligned}$$

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant.

On opte pour : $e = 20 \text{ cm}$

II.4 Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

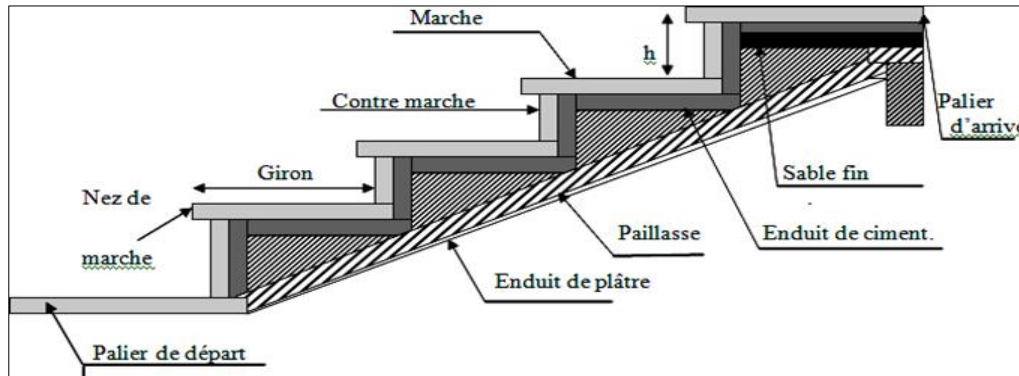


Figure II.2: Détail d'un escalier.

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- **Type I** : escalier a deux volées identiques contrariées avec palier de repos.
- **Type II** : escalier a trois volées identiques contrarie avec 2 paliers de repos.

Pour déterminer les dimensions des marches et contre marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

g : Giron $g = L / (n - 1)$

h: Hauteur de la contre marche $h = H / n$

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

Nombre de contre marche. : n

Nombre de marches. : n - 1

Si $g + 2h = 63$

On trouve :

$$L / (n - 1) + 2 H / n = 63$$

$$63n^2 - (63 + 2H + L) n + 2H = 0$$

N est la solution d'équation.

$$H = 3 \text{ m}$$

$$L = 4.8 \text{ m}$$

Donc : nombre de contre marché $n=17$

Nombre de marché $n-1=16$

$h= 300/17= 17.4 \text{ cm}=17.5 \text{ cm}$

$g=480/16= 30 \text{ cm}$

Epaisseur de la paillasse (e) :

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Avec $L=L_0+L_p$

$$L= 480 + 129 = 609 \text{ cm}$$

$$20.3 \leq e \leq 30.45 \text{ on prend } e= 20 \text{ cm}$$

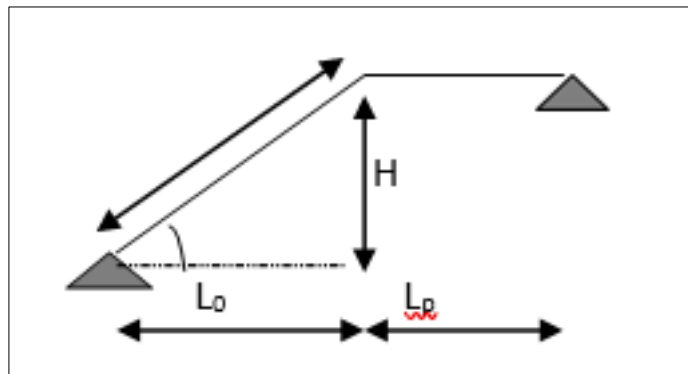


Figure II.3: Dimensions de l'escalier

II.5 Evaluation des charges et surcharges :

II.5.1 Charges sur planchers de l'usine de sel alimentaire :

- **Plancher terrasse inaccessible :**

La terrasse est inaccessible. Elle est réalisée en dalle pleine en Béton armé surmontée de plusieurs couches de protection.

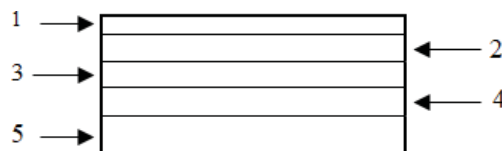


Figure II.4: Schéma en coupe d'un plancher terrasse inaccessible.

**Tableau II.1 : Evaluation des charges permanentes
et des surcharges d'exploitation de notre exemple.**

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Protection en gravillons	1700	0,05	85
Etanchéité multicouches	1000	0,01	10
Forme de pente	2200	0,12	264
Isolation thermique en liège	400	0,04	16
Dalle pleine	2500	0,20	500
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Charges permanentes			895
Charges d'exploitation			100

- **Plancher étage courant :**

Le plancher d'un étage courant est constitué d'une dalle pleine en béton armé.

**Tableau II.2: Charge et surcharge du niveau
courant**

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Charge sur plancher	-	-	500
Lit de sable	1800	-	0
Mortier de pose	2000	-	0
Revêtement carrelage	2200	-	0
Dalle en béton armé	2500	0,30	750
Charges permanentes			1250
Charges d'exploitation			500

II.5.2 Escalier :

**Tableau II.3 : Charge et surcharge du niveau du
palier.**

Palier			
Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Revêtements carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Dalle en béton armé	2500	0,2	625
Charge permanente			756
Charge d'exploitation			250

**Tableau II.4: Charge et surcharge du niveau du volé
de l'escalier.**

Volée			
Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Revêtements carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Poids propre des marches	2200	0,17*1/2	187
Poids propre de la paillasse	2500	0,25/cos($\alpha=30^\circ$)	721.69
Garde-corps métallique			15
Charge permanente			1063.69
Charge d'exploitation			250

II.5.3 Cloisons extérieures :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses (en double cloison) avec 30% d'ouvertures

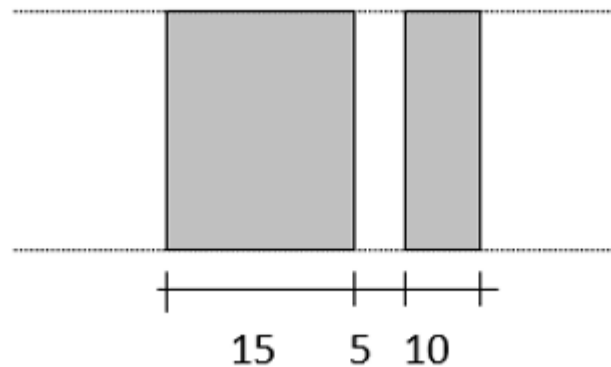


Figure II.5: Les cloisons extérieures.

**Tableau II.5: Charge et surcharge du niveau des
cloisons extérieures.**

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Enduit extérieur	2000	0,02	40
Brique creuse	900	0,15	135
Brique creuse	900	0,1	90
Enduit intérieur	1800	0,015	27
Charge permanente			292

Avec 30% d'ouverture : $292 \times 0,70 = 204.4 \text{ kg/m}^2$

II.6 Les voiles

II.6.1.1 Voile de contreventement.

Le voile périphérique est un voile à un seul about. Il entoure dans notre cas la base de la structure et joue le rôle :

-Assurer la résistance de la structure aux résultantes horizontales des forces

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$e \geq 15\text{cm}$$

$$e \geq \frac{h_e}{22} \text{ pour les voiles à un seul about RPA (Article 7.5.1)}$$

$$L \geq 4e$$

Avec :

h_e : C'est la hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : longueur du voile.

$$\begin{aligned} a &\geq \frac{h_e}{22} \\ h_{emax} &= 6 \text{ m} \\ a &\geq 27\text{cm} \end{aligned}$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de $e = 30\text{cm}$ pour tous les étages.

II.6.1.2 Voile de la cage d'ascenseur

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera donnée forfaitairement $e = 15\text{cm}$.

II.7 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

-Critère de résistance.

-Critère de stabilité de forme.

-Règles du RPA99 (version2003).

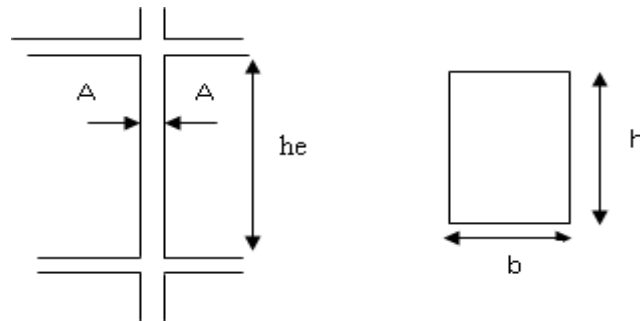


Figure II.6: Hauteur libre d'étage

II.7.1 Section réduite :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 l'effort normal ultime agissant sur un poteau doit vérifier la condition suivante :

$$Nu < \left[\frac{Br * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br : Section réduite du béton :

$$Br = (a - 2) * (b - 2)$$

Nu : Effort normal à l'état limite ultime

$$\alpha: \text{facteur de correction} \rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Avec:

λ : Elancement de flambement $\frac{l_f}{i}$

i : Rayon de giration $\sqrt{\frac{I}{B}}$

l_f : longueur de flambement $\rightarrow \begin{cases} 0.7l_0 & \text{si poteau encastré à ses extrémités} \\ l_0 & \text{dans les autres cas} \end{cases}$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton à 28 jours en MPa

γ_b : 1.5

As : Section d'acier

B : Section totale du béton

Puisque zone I :

$$\frac{As_{min}}{B} = 0.009$$

f_e : Coefficient d'élasticité linéaire de l'acier

γ_s : 1.15

- Calcul de α :
 Hypothèses :
 Poteaux carrés de section (A*A)
 $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{K}{35} \right)^2}$$
 $\alpha = 0.7083$
 Donc :

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{27}{0.9 * 1.5} + \frac{0.009 * 400}{1.15} \right]}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{27}{0.9 * 1.5} + \frac{0.009 * 400}{1.15} \right]}$$

$$Br \geq 0.61038Nu$$

Avec :

Nu en KN

Br en cm^2

II.7.2 Calcul de l'effort normal ultime Nu :

Afin de pré dimensionner les poteaux, on doit tout d'abord déterminer les charges qui leur sont transmises. Ces charges sont soit :

- Surfamiques : Poids de la dalle et ses charges d'exploitation.
- Linéaires : Poids des poutres et leur exploitation.
- Ponctuelle : Charges des poteaux situés au-dessus.

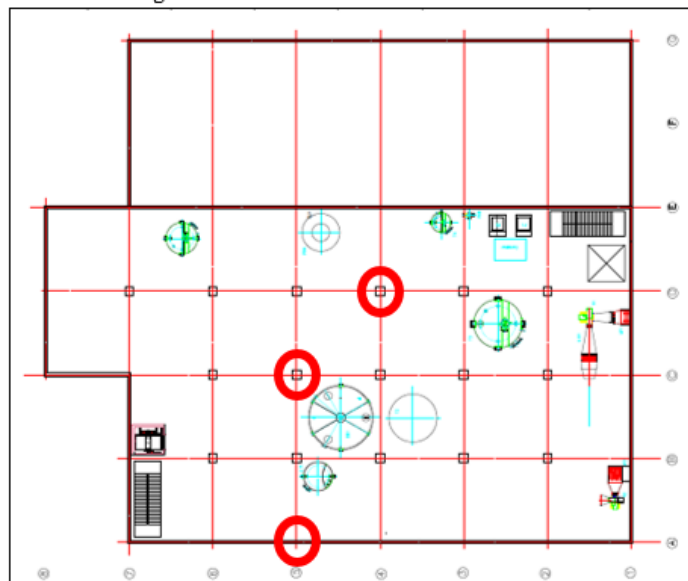


Figure II.7: Plan RDC

Calcul de la surface revenant à chaque poteau définissons par C5, D4 et A5 les poteaux de notre structure :

Tableau 6: Valeurs des surfaces revenant à chaque poteau

Poteau	C5	D4	A5
Surface(m ²)	64	64	32

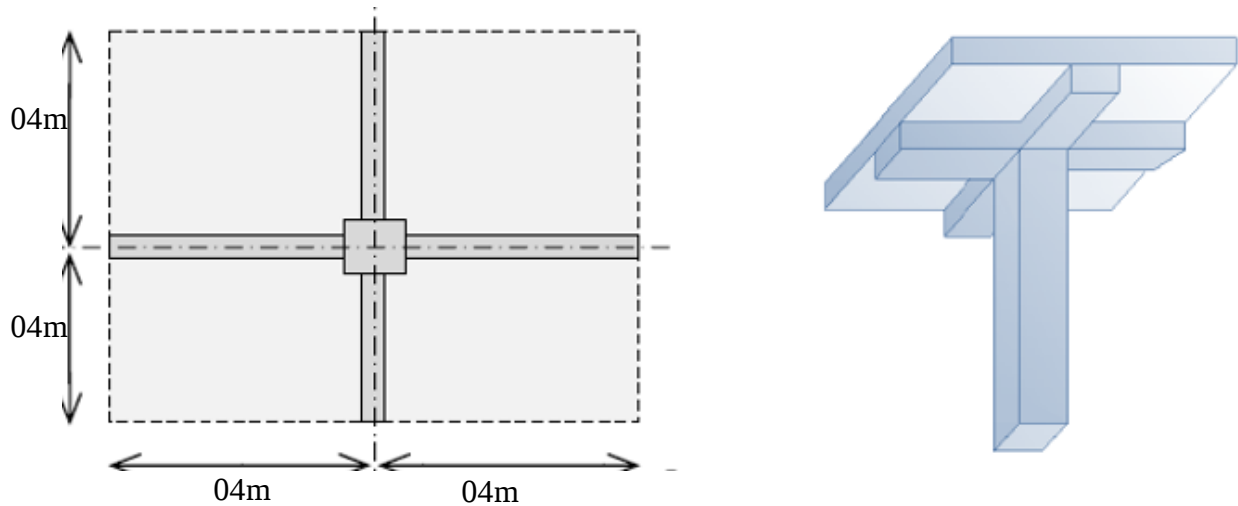


Figure II.8: surface revenante à chaque poteau.

II.7.2.1 Calcul de l'effort normal par poteau par étage :

On pourra à présent calculer l'effort normal revenant à un poteau selon le type d'étage de la manière suivante :

- Pour un étage courant

$$N_{GEC} = 1,35 * (G_{ec} * S + G_{machine} + N_{poutres})$$

$$N_{Qec} = 1.5 * (Q_{ec} * S + Q_{machine})$$

- Pour la terrasse

$$N_{Gterrasse} = 1,35 * (G_{terr} * S + N_{poutres})$$

$$N_{Qterr} = 1.5 * (Q_{terr} * S)$$

Avec :

S : Surface revenant au poteau en m²

Les calculs donnent :

Cq : Coefficient de dégression de charges d'exploitation n'est pris en considération dans les bâtiments industriels.

II.7.2.2 Calcul de la section réduite et pré dimensionnement des poteaux :

Suivant la méthode préconisée par le CBA93, nous avons calculé les sections réduites puis les dimensions finales des poteaux. Les résultats sont montrés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Poteau C5 :

**Tableau II.7: Valeurs de Efforts normaux résultants
de la descente de charges P.C5**

Etages	Ng etage (KN)	Nq etage (KN)	NG (KN)	CQ	NQ' (KN)	Nu (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
6			200	1	150	350	227.5	15.0831031	17.0831	37.0831	50*50
5	806.1	320	1006.1	1	470	1476.1	959.465	30.975232	32.9752	52.9752	60*60
4	806.1	320	1812.2	1	790	2602.2	1691.43	41.1269984	43.127	63.127	70*70
3	806.1	320	2618.3	1	1110	3728.3	2423.4	49.22799	51.228	71.228	80*80
2	806.1	320	3424.4	1	1430	4854.4	3155.36	56.1725912	58.1726	77.1726	90*90
1	886.1	1000	4310.5	1	2430	6740.5	4381.33	66.191578	68.1916	87.1916	95*95
RDC	834.1	530	5144.6	1	2960	8104.6	5267.99	72.5809204	74.5809	93.5809	100*100

Poteau D4 :

**Tableau II.8: Valeurs de Efforts normaux résultants
de la descente de charges P.D4**

Etages	Ng etage (KN)	Nq etage (KN)	NG (KN)	CQ	NQ' (KN)	Nu (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
6			0	1	150	150	97.5	9.87420883	11.8742	31.8742	/
5			0	1	150	150	97.5	9.87420883	11.8742	31.8742	/
4	806.1	320	806.1	1	470	1276.1	829.465	28.800434	30.8004	50.8004	70*70
3	806.1	320	1612.2	1	790	2402.2	1561.43	39.5149339	41.5149	61.5149	80*80
2	1131.1	3506.5	2743.3	1	4296.5	7039.8	4575.87	67.6451772	69.6452	88.6452	90*90
1	806.1	320	3549.4	1	4616.5	8165.9	5307.84	72.85489	74.8549	93.8549	95*95
RDC	806.1	320	4355.5	1	4936.5	9292	6039.8	77.7161502	79.7162	98.7162	100*100

Poteau A5 :

**Tableau II. 9: Valeurs de Efforts normaux résultants
de la descente de charges P.A5**

Etages	Ng etage (KN)	Nq etage (KN)	NG (KN)	CQ	NQ' (KN)	Nu (KN)	Br(cm ²)	a-2 (cm)	a(cm)	A(cm)	Section (cm*cm)
6			200	1	150	350	227.5	15.0831031	17.0831	37.0831	50*50
5	403	160	603	1	310	913	593.45	24.3608292	26.3608	46.3608	60*60
4	403	160	1006	1	470	1476	959.4	30.9741828	32.9742	52.9742	60*60
3	403	160	1409	1	630	2039	1325.35	36.4053567	38.4054	58.4054	70*70
2	420.5	235	1829.5	1	865	2694.5	1751.43	41.8500299	43.85	62.85	70*70
1	448	685	2277.5	1	1550	3827.5	2487.88	49.8786026	51.8786	70.8786	80*80
RDC	403	16	2680.5	1	1566	4246.5	2760.23	52.5378435	54.5378	74.5378	80*80

II.7.3 Vérifications :

L'article 7.4.1 du **RPA99/03** exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Soient : b_1 , h_1 : les dimensions du poteau en cm ;

h_e : hauteur d'étage en m ;

Pour la zone I on a :

$$-\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) = (50,50) \text{ Vérifiée}$$

$$-\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$h_e/20 = 4/20 = 0.2 \text{ m } (50,50) > 20 \text{ cm Vérifiée}$$

$$-1/4 < b_1/h_1 < 4$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4 \text{ Vérifiée}$$

II.7.4 Condition de flambement :

Pour les poteaux, il faut vérifier la condition de flambement. Celle-ci est déterminée par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Avec :

$$L_f = 0.7L_0,$$

$$I = \frac{bh^3}{12},$$

$$B = b \times h,$$

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

Tableau II.10: Vérification du flambement

Niveaux	Poteaux	L_0 (cm)	L_f (cm)	I (cm ⁴)	B (cm ²)	i (cm)	λ	Verif
Etage 6	50x50	400	280	520833	2500	14,43	19,40402	OK
Etage 5	60x60	600	420	1080000	3600	17,32	24,24942	OK
Etage 4	70x70	600	420	2000833	4900	20,21	20,78179	OK
Etage 3	80x80	300	210	3413333	6400	23,09	9,094846	OK
Etage 2	90x90	600	420	5467500	8100	25,98	16,16628	OK
Etage 1	95x95	600	420	6787552	9025	27,42	15,31729	OK
RDC	100x100	900	630	8333333	10000	28,87	21,82196	OK

La condition de flambement est vérifiée pour tous les étages.

Chapitre III :

CONCEPTION ET MODELISATION

III.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre mémoire de fin d'étude est axé, en plus d'une conception parasismique, sur un dimensionnement parasismique conformément au règlement parasismique algérien RPA99/2003. Ces derniers sont indispensables particulièrement lorsque le nombre de niveaux est élevé et que l'ouvrage se trouve dans une zone sismique. C'est justement le cas de notre bâtiment de 40 m d'axe (7 niveaux avec une hauteur variable et situé dans une zone sismique faible).

III.2 Influence de la forme de l'ouvrage sur le comportement sismique :

III.2.1 Forme en plan :

Le comportement d'une structure simple, sans discontinuité, est plus facile à comprendre et à calculer qu'une structure complexe et irrégulière. Par conséquent, la forme du bâtiment doit être aussi simple, symétrique et régulière que possible afin d'éviter des contraintes dues à la torsion d'ensemble, qui reste bien souvent un facteur majeur d'endommagement.

La continuité structurale permet de répartir correctement les charges sismiques sur les éléments porteurs et d'optimiser le comportement dynamique de la structure.

Les critères de simplicité et de continuité conduisent aux choix suivants.

III.2.2 Symétrie suivant les deux axes en plan :

Une symétrie en plan limite considérablement les déplacements différentiels, et par conséquent, assure un bon comportement sismique.

Les formes régulières en plan comme le carré ou proches du carré conviennent très bien. Le but escompté est d'obtenir la même rigidité suivant toutes les directions horizontales. À titre d'exemple, un bâtiment cylindrique possède cette propriété, mais pour résister aux charges sismiques, sa structure porteuse doit former un système tridimensionnel efficace. Cependant, les murs courbes en maçonnerie ne conviennent pas car il existe un risque d'éclatement sous chargement horizontal.

III.2.3 Comportement des structures en l'absence de symétrie en plan

Pour les structures avec des plans asymétriques ou ne possédant qu'une symétrie suivant un axe, deux phénomènes peuvent apparaître :

- La torsion d'ensemble.
- Les concentrations de contraintes.

Ces phénomènes réduisent significativement la capacité des structures à absorber l'énergie cinétique des oscillations (l'énergie non absorbée produit un travail de rupture dans la structure).

III.2.3.1 Torsion d'ensemble :

Elle a lieu lorsque le centre de rigidité d'une construction ne coïncide pas avec le centre de masse : c'est le phénomène le plus préjudiciable en cas de séisme destructeur. En effet, au

lieu de fléchir comme un seul bloc, l'ouvrage vibre autour d'un axe vertical et subit à chaque niveau des déplacements horizontaux différents.

Par conséquent, pour minimiser au maximum l'effet de la torsion d'ensemble, le concepteur doit choisir des formes symétriques et disposer les éléments de contreventement vertical de telle sorte à rapprocher le centre de torsion du centre de masse.

III.2.3.2 Concentration de contraintes :

Elle se produit généralement dans les angles rentrants formés par les saillies, les retraits ou les intersections des ailes d'un bâtiment. Ces ailes ne peuvent pas se mouvoir librement car chaque partie a son propre comportement dynamique. En cas de séisme majeur, elles peuvent se séparer. Et, plus la profondeur de l'angle est importante, plus l'intensité des contraintes est grande.

Selon le RPA99/2003, pour limiter au maximum l'effet de la concentration des contraintes, les saillies ne doivent pas dépasser au total le quart du côté du bâtiment concerné. Soit :

$$b + c \leq 0.25L_x$$

$$a \leq 0.25L_y$$

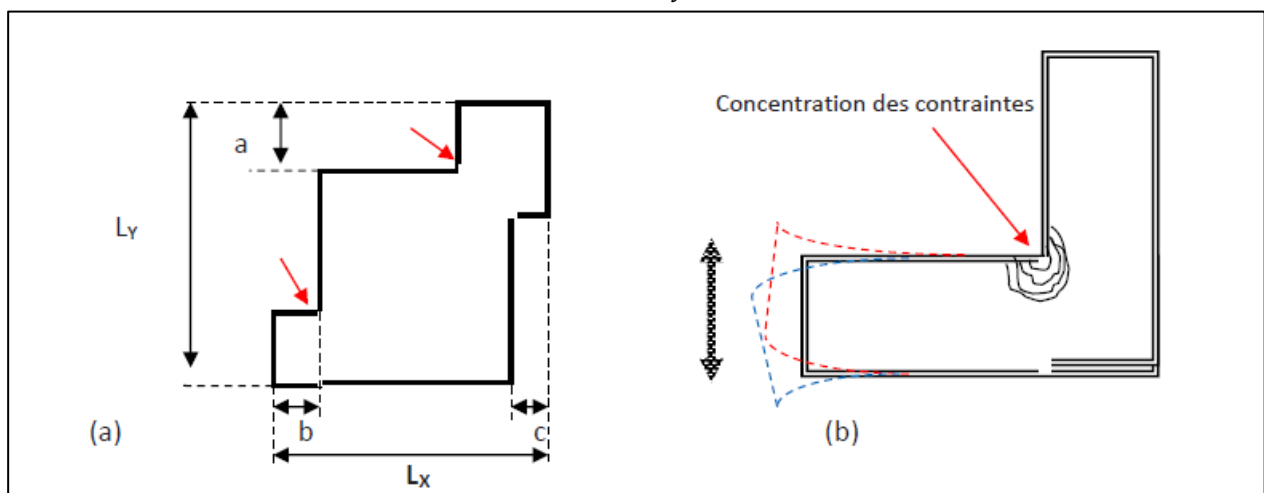


Figure III.1: Forme en plan irrégulière

III.2.4 Correction des dissymétries en plan :

Parmi les solutions qui peuvent améliorer le comportement sismique des structures avec une dissymétrie en plan, on rencontre les joints parasismiques. Ces derniers permettent de fractionner les bâtiments dissymétriques pour améliorer leur comportement et leurs permettre d'osciller librement sans collision.

Cependant, l'exécution de tels joints n'est pas sans difficultés car ils doivent être assez larges pour éviter le martèlement entre blocs. Leur largeur dépend de la déformation maximale des blocs adjacents avec les minimas suivants :

- 4,0 cm en zones I et IIa.
- 6,0 cm en zones IIb et III.

Les joints doivent avoir un tracé rectiligne sans baïonnettes et vides de tout matériau. Ils doivent éviter de couper les fondations lorsque des tassements différentiels ne sont pas à craindre, c'est justement le cas de l'ouvrage étudié.

Pour protéger les joints contre l'introduction de corps étrangers, on utilise des couvre-joints, de préférence souples (tôles pliées, soufflets, etc.). Des coffrages extractibles en carton ou en polystyrène peuvent être utilisés. Dans le cas de couvre-joints rigides, il faut veiller à ce que ces derniers soient fixés uniquement à un côté.

Les joints offrent une solution coûteuse qu'il ne faut pas rechercher à priori, surtout si le bâtiment est élevé (supérieur à 10 niveaux).

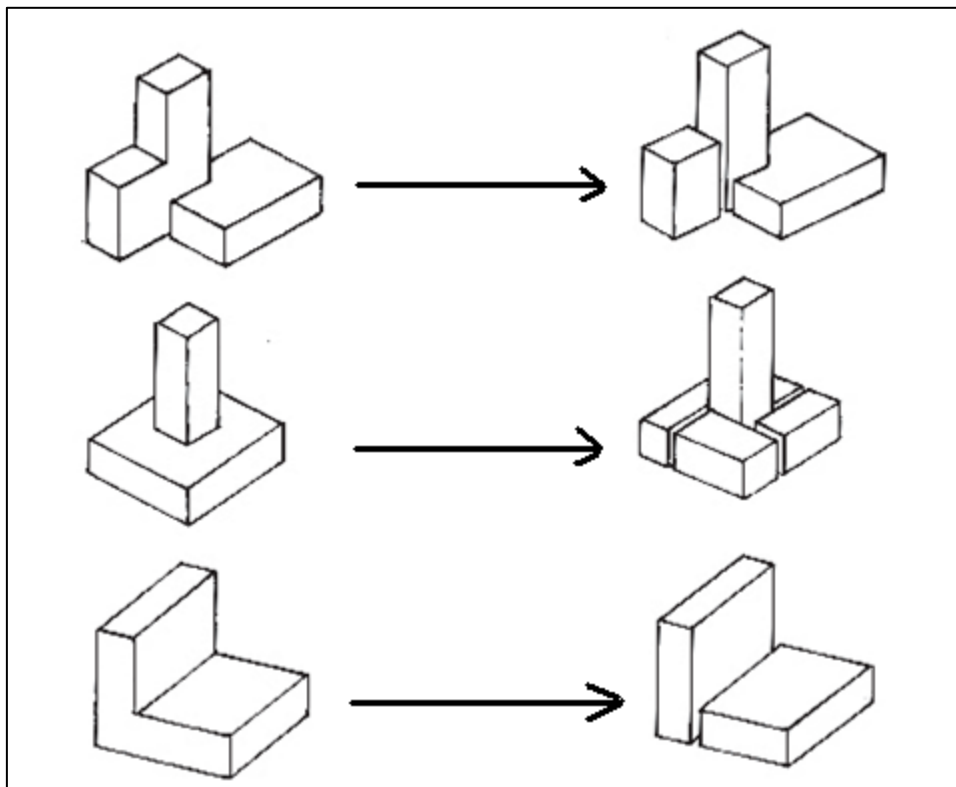


Figure III.2: Séparation par des joints parasismiques

III.3 Modélisation avec le logiciel ROBOT :

III.3.1 Présentation du logiciel Robot :

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional propose aux ingénieurs des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évaluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel d'analyse structurelle offre un flux de travail plus fluide et une meilleure capacité de communication avec le logiciel Autodesk Revit Structure, pour étendre le processus de maquette numérique intelligente du bâtiment (BIM). Ce processus permet aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures.

Ce logiciel est collaboratif, polyvalent, rapide, conçu spécialement pour le BIM. En plus, il est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception. Les résultats obtenus sont quasiment instantanés.

L'interface de programmation d'application de ce logiciel (API) aide à offrir une solution d'analyse évolutive et adaptable à chaque pays pour de nombreux types de structures, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages d'art ou de structures spéciales.

Le logiciel Robot comporte les fonctionnalités suivantes :

- Options de résolution flexibles
- Simulation des charges de vent
- Méthode d'analyse directe
- Lien bidirectionnel avec Revit Structure
- Maillage automatique et modélisation de n'importe quelles structures
- Solution intégrée pour le béton et l'acier
- Interface de programmation d'application (API) ouverte et flexible
- Charges structurelles et charges combinées
- Large gamme de fonctions d'analyse
- Solveurs d'analyse d'ingénierie

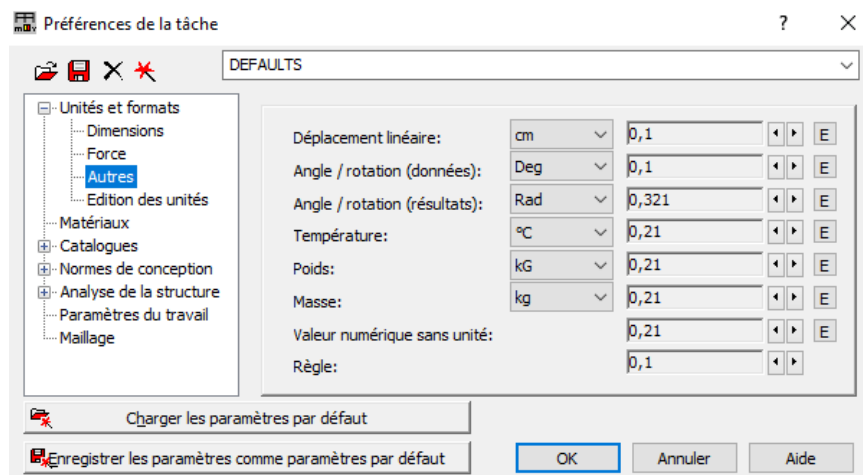
III.3.2 Choix des unités et préférences des tâches :

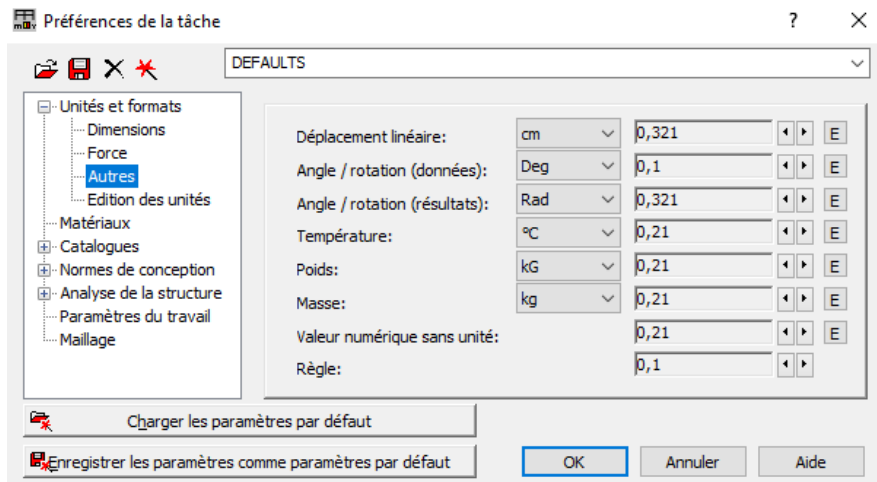
Le choix des unités et les préférences des tâches se fait en suivant le cheminement ci-dessous : On commence par choisir les unités utilisées en cliquant sur 'Outils' puis 'Préférence de la tâche' dans la barre des tâches qui se situe en haut.

Puis, on va vers 'Unités et formats', 'Autres' et on rajoute 2 chiffres après la virgule pour le déplacement linéaire pour avoir plus de précision dans les calculs et cela en cliquant deux fois sur la petite flèche droite.

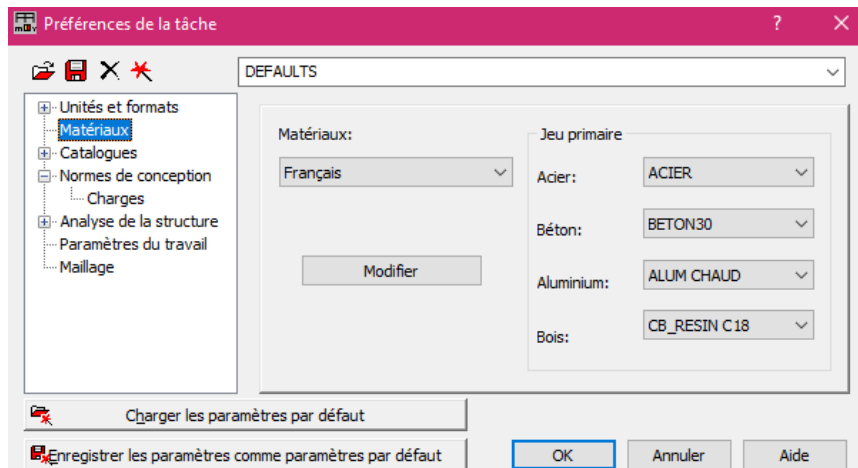
Remarque :

Toutes les figures concernant la modélisation ne sont pas numérotées. Néanmoins, elles apparaissent régulièrement dans l'ordre après chaque étape.

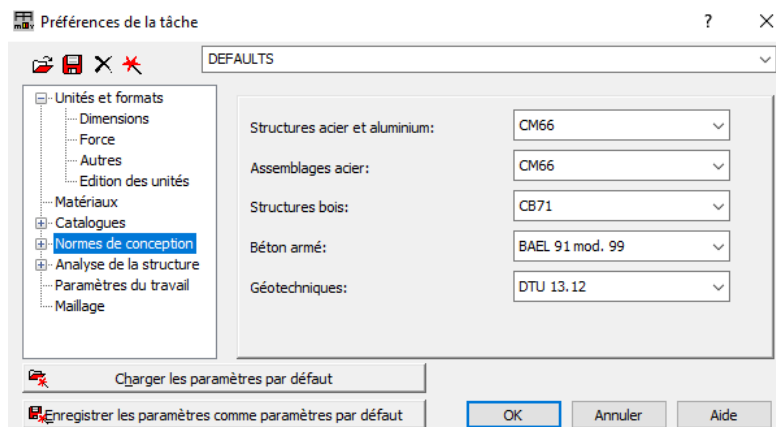




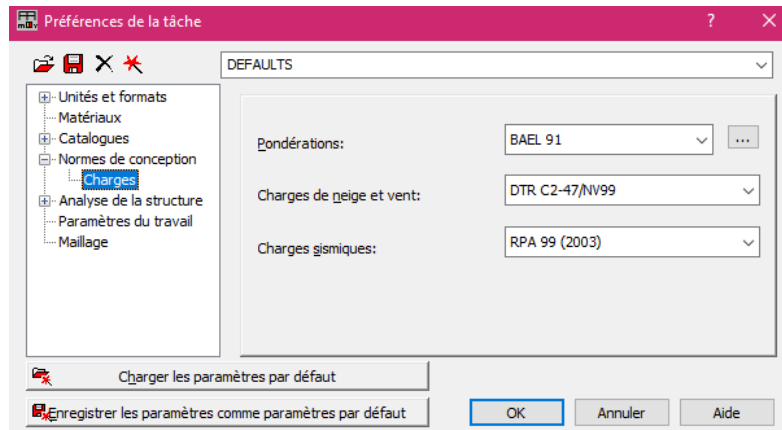
Ensuite, on clique sur 'Matériaux' et on fixe le type de béton qu'on veut utiliser. En ce qui nous concerne, il s'agit du BETON30 qui correspond à un béton ayant une résistance $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$.



Après, on clique sur 'Normes de conception' et on mentionne les règlements utilisés (BAEL 91 mod. 99, DTU 13.12 semblable au DTR BC 33.1).

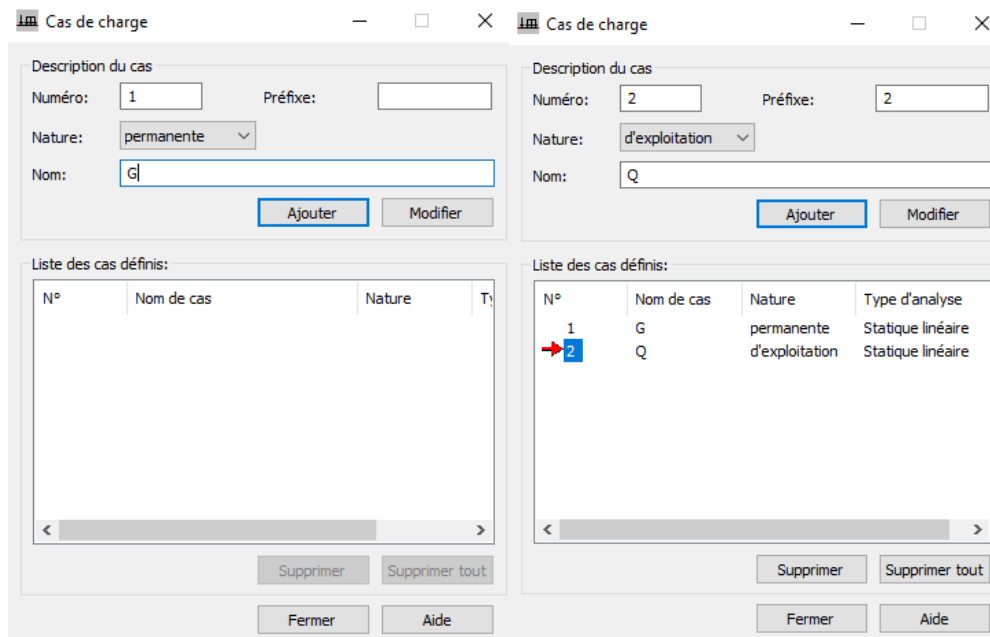


Par la suite, on clique sur le bouton '+' à côté de 'Normes de conception' et sur 'Charges' pour choisir la pondération des charges (BAEL 91) et les charges sismiques (RPA 99/2003).



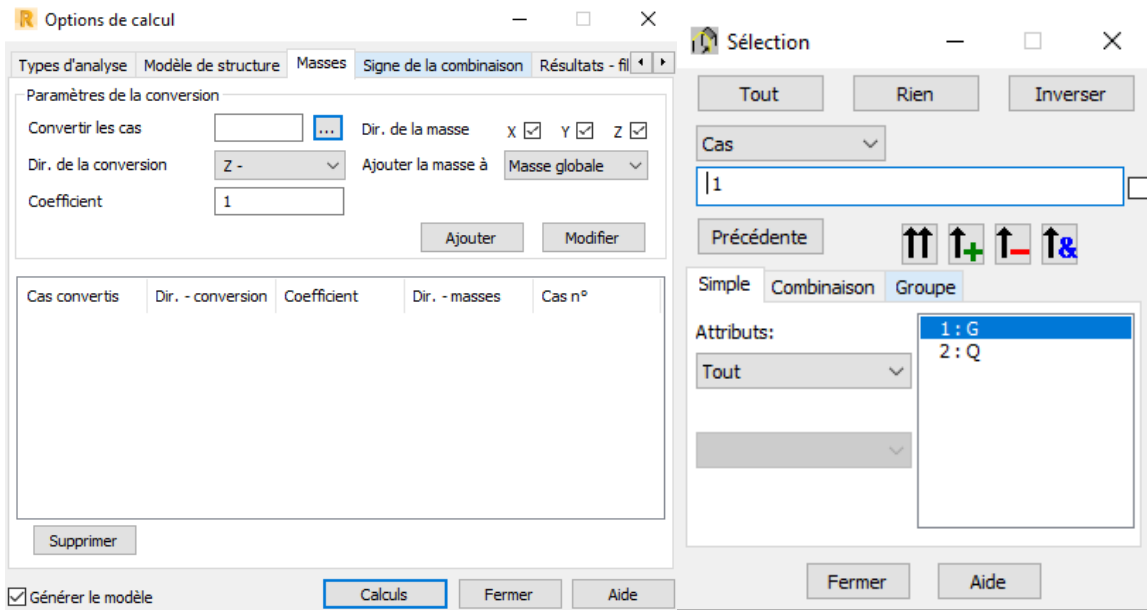
III.3.3 Détermination des cas de charges (combinaisons) et types d'analyses :

Pour déterminer les cas de charges que nous allons utiliser par la suite, on clique sur 'Chargement' puis 'Cas de charges'. On commence par définir la charge permanente 'G' en fixant sa nature sur 'permanente' en la nommant 'G' et en cliquant sur 'Ajouter', de même pour la charge d'exploitation 'Q'.

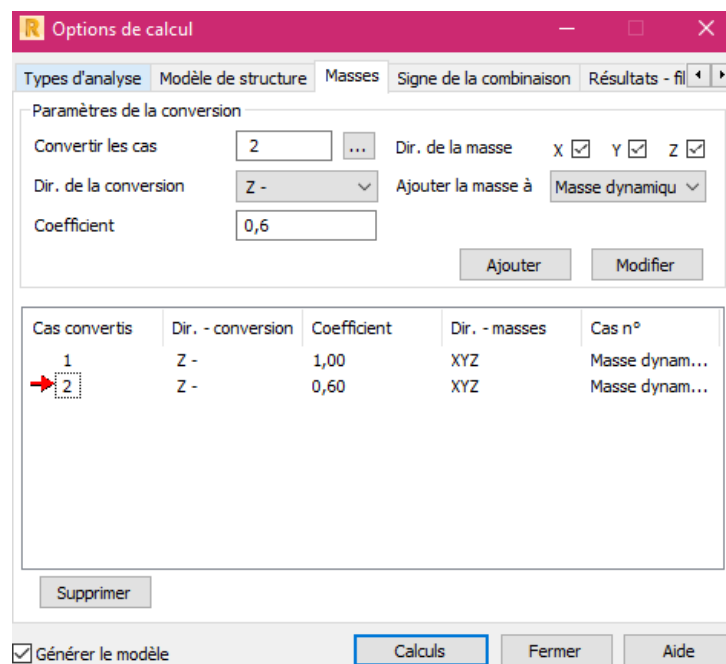


L'analyse modale se fait en commençant par cliquer sur 'Analyse' puis 'Types d'analyse'. Pour déterminer comment Robot va calculer la masse de notre bâtiment, on clique sur 'Masse'. Et d'après le RPA, dans les cas des bâtiments à usage industriel, le calcul de la masse se fait comme suit :

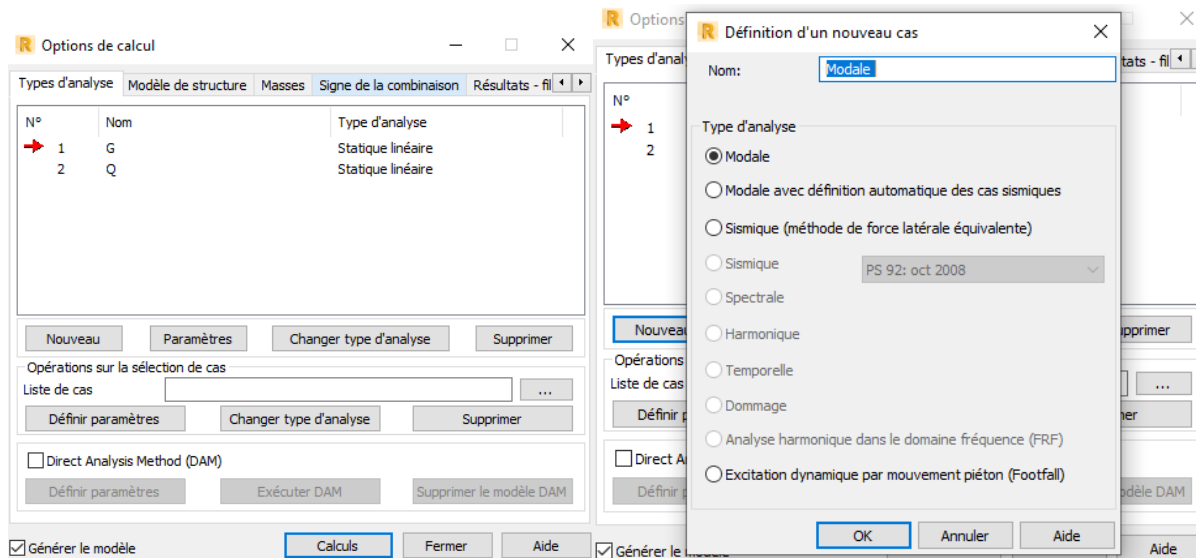
$$W = G + \beta Q = G + 0.6Q$$



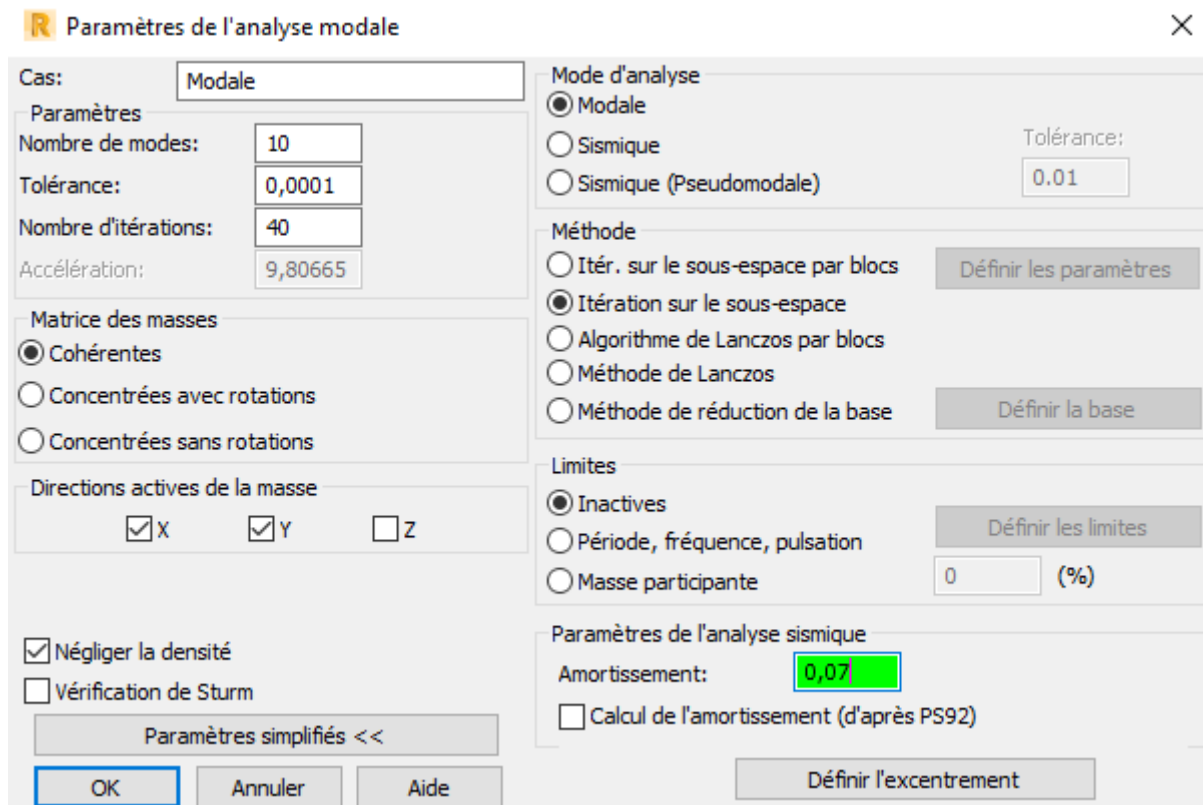
Enfin, on clique sur les 3 points ‘...’ qui sont à côté de ‘Convertir les cas’ et on ajoute la charge permanente ‘G’ avec le coefficient 1 et la charge d’exploitation ‘Q’ avec le coefficient 0,6 tout en les modifiant en ‘masse dynamique’. Cette modification se fait après avoir cliqué sur ‘...’ et on choisit respectivement G puis Q en cliquant sur les 2 flèches en haut et en cliquant sur ajouter à chaque fois.



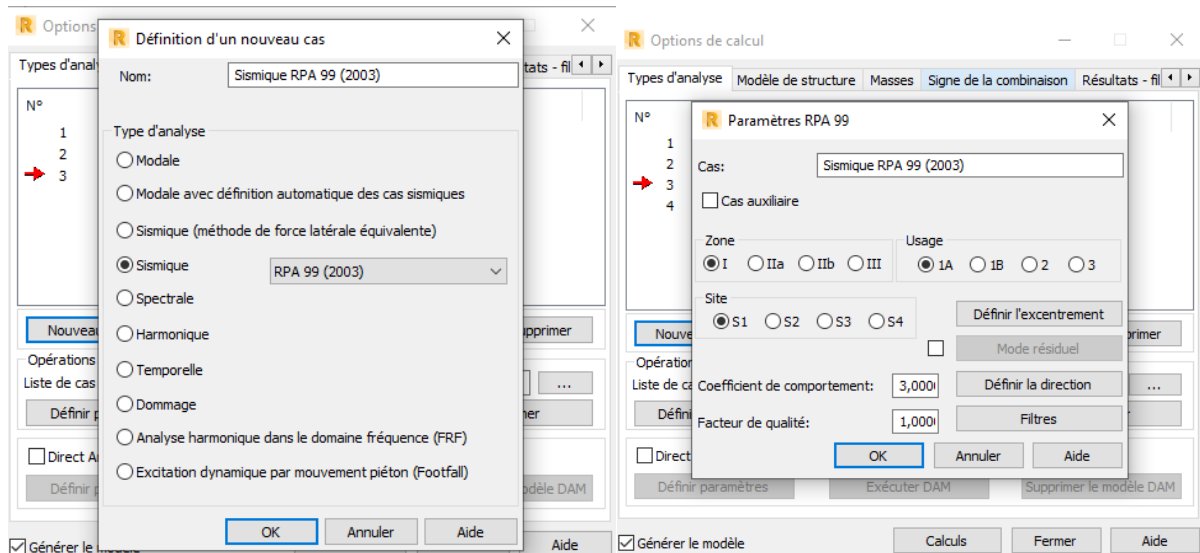
Une fois cette étape achevée, on déclare l’analyse modale et cela en cliquant respectivement sur ‘types d’analyse’, ‘Nouveau’ et ‘Modale’.



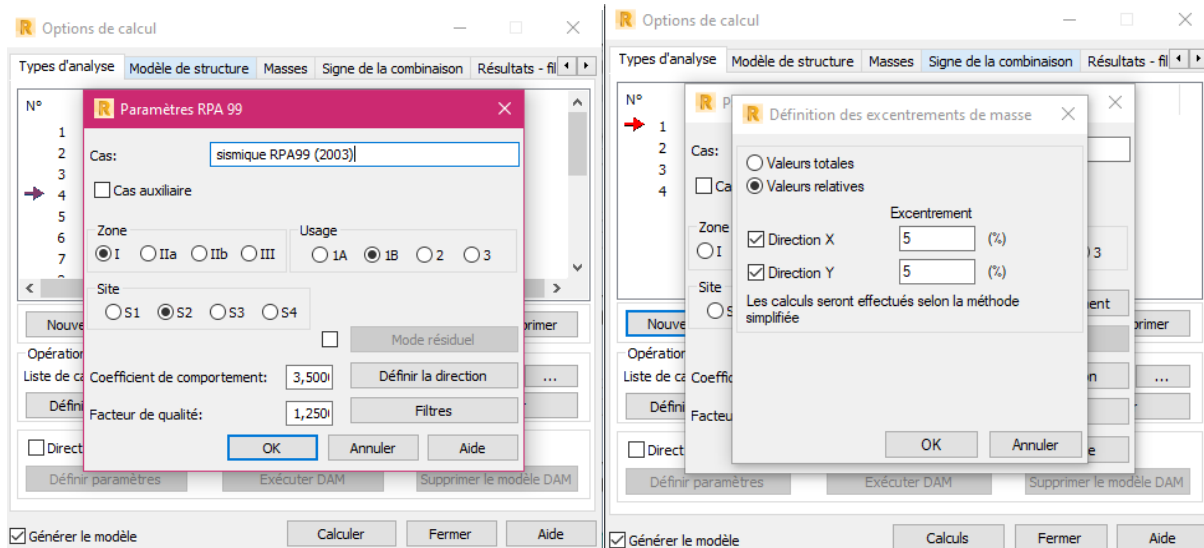
On obtient la fenêtre ci-dessous, on met la matrice des masses en 'Cohérentes', les directions actives de la masse qui sont 'X' et 'Y'. En plus, on coche 'Négliger la densité' et on fixe l'amortissement à 7%.



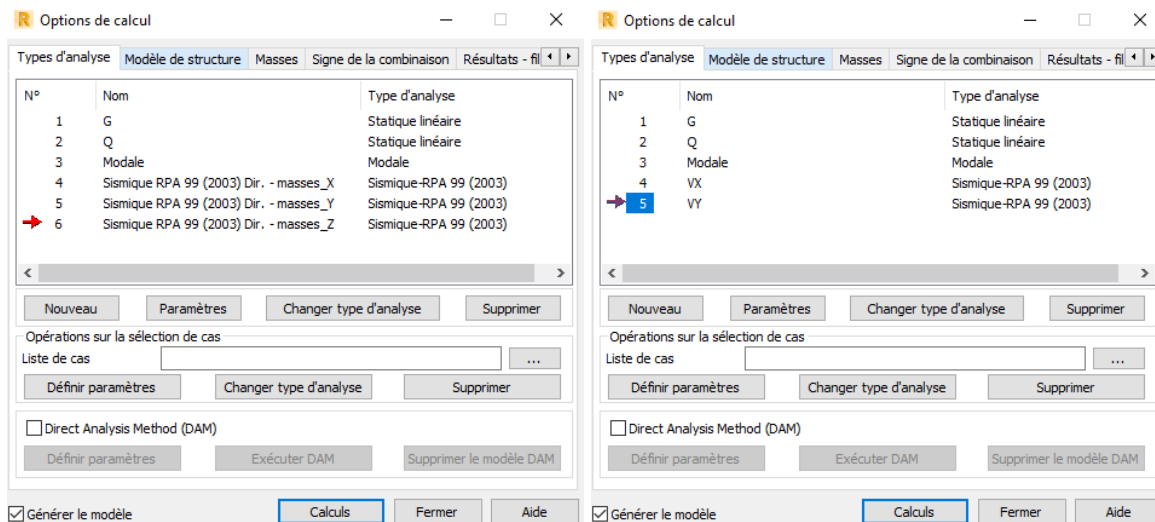
Après cette dernière étape, on déclare l'analyse sismique et cela en cliquant sur 'types d'analyse', 'Nouveau' et 'Sismique'.



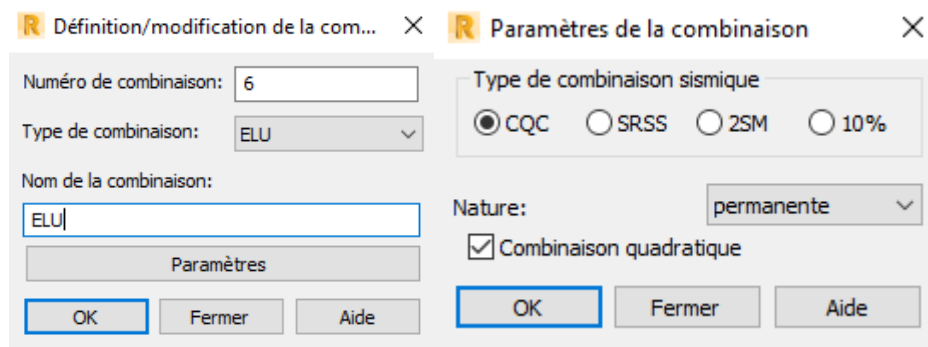
Par la suite, on fixe la zone, le type d'usage, le site, l'excentricité accidentielle (5%), le coefficient de comportement et le facteur de qualité.



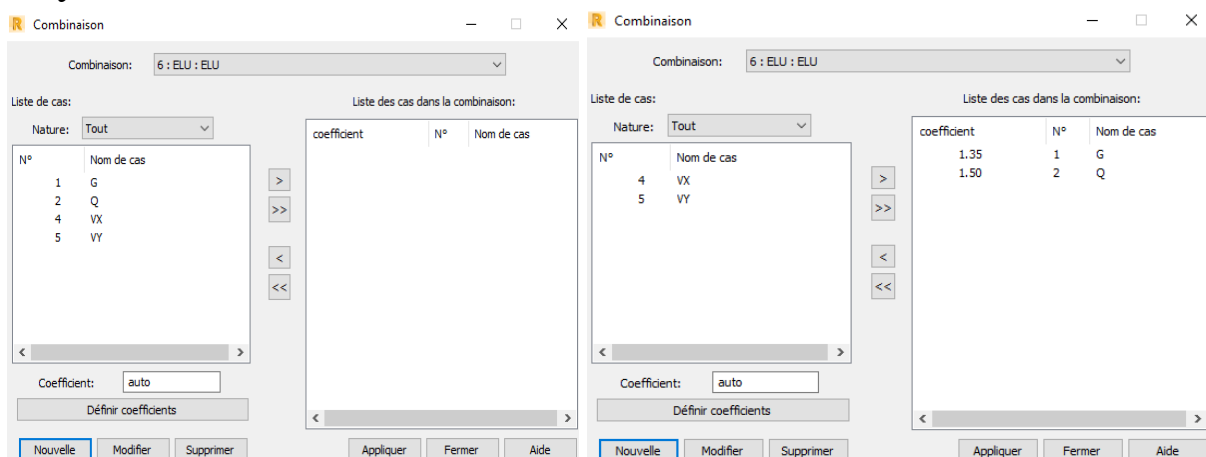
Normalement, il y a 3 analyses à effectuer correspondant aux directions 'X', 'Y' et 'Z'. Mais, en ce qui concerne notre étude, on s'intéresse uniquement aux analyses correspondant aux directions 'X' et 'Y' qu'on désignera respectivement par 'VX' et 'VY'.



Il vient ensuite, la définition des différentes combinaisons en cliquant sur 'Chargement' puis 'Combinaisons manuelles'. Puis, on commence avec la première combinaison qui est l'ELU, on clique sur 'Paramètres' et on définit la nature de la combinaison sur 'Permanente'.



On déclare, par la suite les coefficients G et Q qui correspondent à l'ELU, qui est : $1.35G + 1.5Q$.



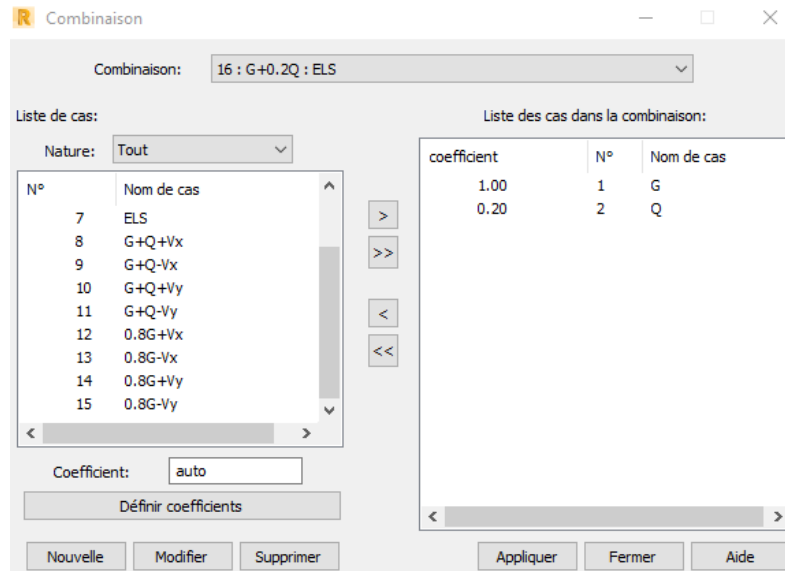
On clique sur 'G', on définit le coefficient 1.35 puis on clique sur la petite flèche droite. On procède de la même manière pour la surcharge 'Q' avec un coefficient de 1.5. Enfin, on clique sur 'Appliquer'.

Pour créer une nouvelle combinaison, on clique sur ‘Nouvelle’ et on crée la combinaison ELS. Pour ce faire, on fixe la valeur des coefficients G et Q à 1.

Les combinaisons suivantes sont définies de la même manière que précédemment.

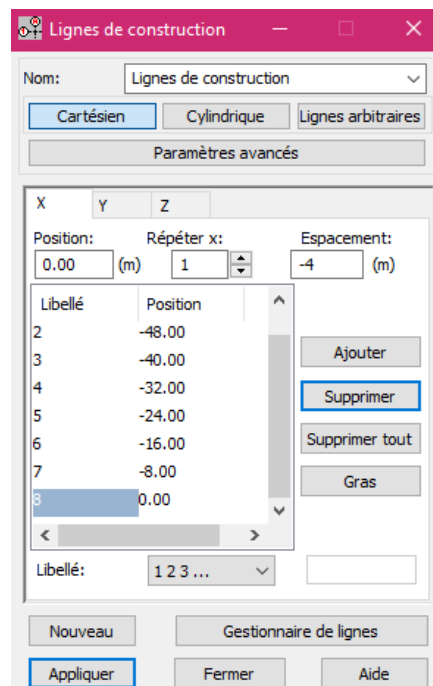
$$G + Q \pm V_x ; G + Q \pm V_y$$

$$0.8G \pm E_x ; 0.8G \pm E_y$$

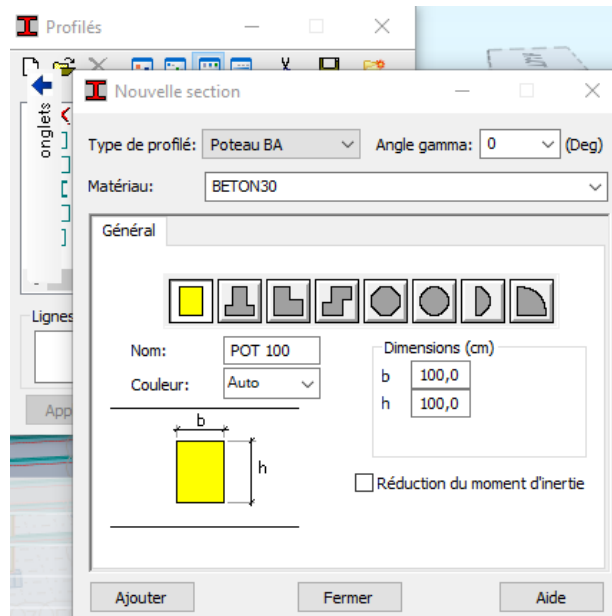


III.3.4 Lignes de construction et modélisation des éléments structuraux :

Après l'introduction de toutes les données nécessaires, la modélisation débute en définissant les lignes de construction de notre structure. Celle-ci, est faite en se référant aux plans d'architectures. Pour cela, on clique sur ‘définition des axes’ et on introduit nos lignes de construction selon les directions X, Y et la hauteur Z.



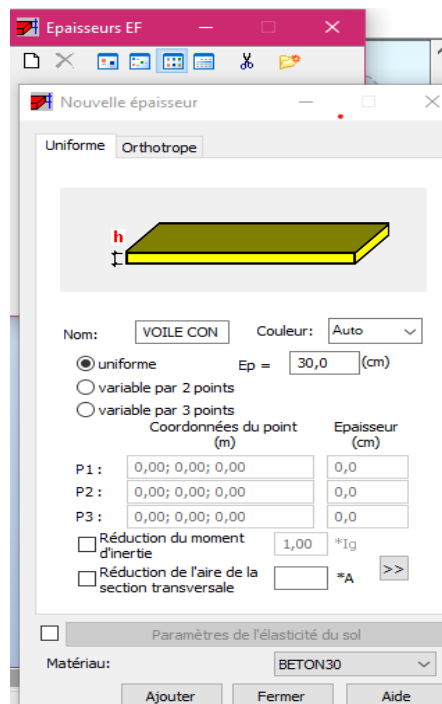
Quant à la définition des éléments structuraux tels que les poteaux et poutres, elle se fait en relation avec les dimensions obtenues lors du prédimensionnement. On clique alors sur 'Profils de barres'.



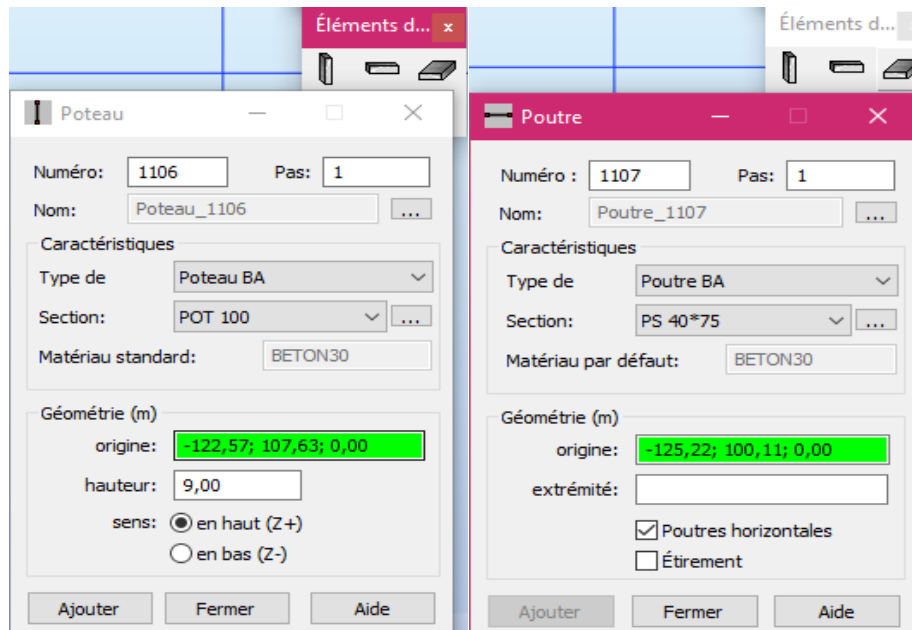
Ainsi, on définit les dimensions des poteaux (100x100, 95x95, 85x85, 80x80, 70x70, 60x60 et 50x50) et les dimensions des poutres principales (65x125), (40x75) et les poutres (35x65).

Pour les voiles et les dalles, on les définit en cliquant sur 'Epaisseurs EF' et on ajoute leurs épaisseurs, qui sont :

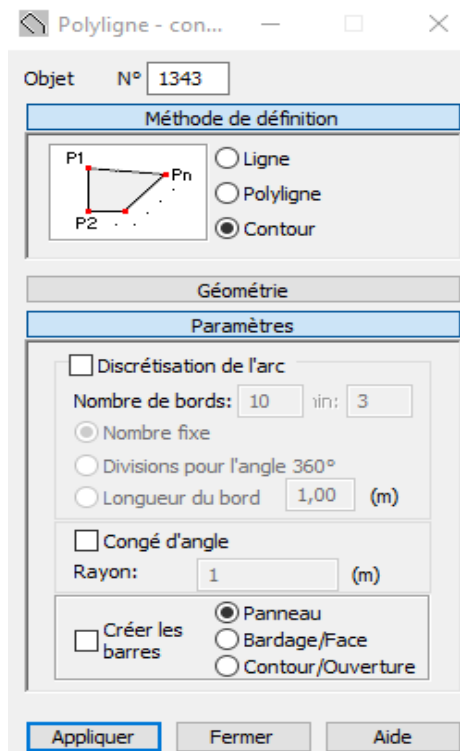
- Pour les voiles : 30 cm les voiles de contreventement.
- Pour les dalles : 30 cm et 20 cm pour les dalles pleines.



Après cette étape, on introduit les éléments structuraux en commençant par les poteaux et les poutres, en cliquant sur ‘Éléments de construction’.



Pour les dalles pleines et les escaliers, on utilise ‘Polyligne–contour’ et on coche la case ‘Panneaux’ tout en faisant attention à sélectionner l’épaisseur EF correspondante.



Le chargement des planchers est basé sur le prédimensionnement. Pour le plancher de la structure en dalle pleine de 30 cm, on ne tient compte ici que du poids du revêtement étant donné que le logiciel ROBOT a déjà pris en considération l’épaisseur des dalles.

- **Terrasse inaccessible :**

$$G = 4.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

- **Etage courant :**

$$G = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

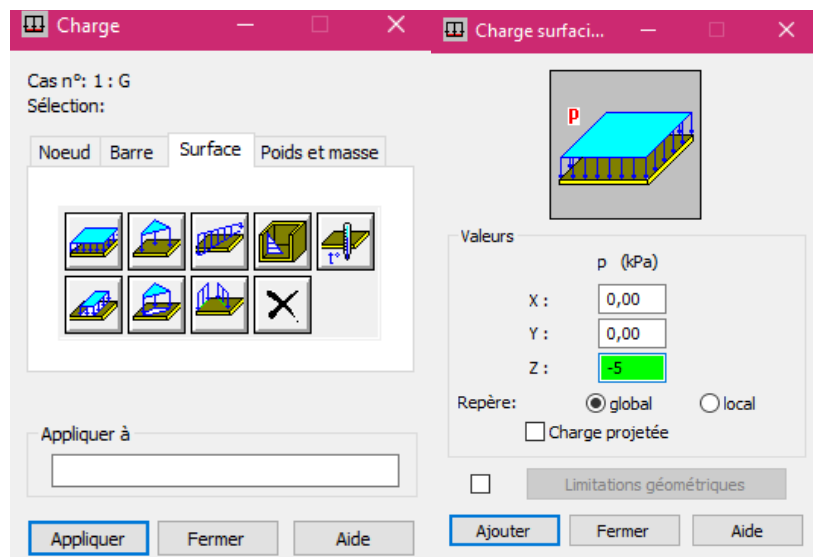
Quant aux dalles pleines des escaliers, on ne tient compte ici que du poids du revêtement étant donné que le logiciel ROBOT a déjà pris en considération l'épaisseur des dalles. On a donc :

Palier de repos : $G = 1.5 \text{ kN/m}^2$

Paillasse : $G = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Pour les escaliers : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Pour charger les éléments ci-dessus, on clique sur 'Chargement', 'Définir Charges', 'Surface' et 'Charge surfacique uniforme'.



Aussi pour charger les éléments ci-dessus, on clique sur 'Chargement', 'Définir Charges', 'Surface' et 'Charge surfacique uniforme'.

Le résultat de la modélisation de la structure est schématisé par les figures suivantes :

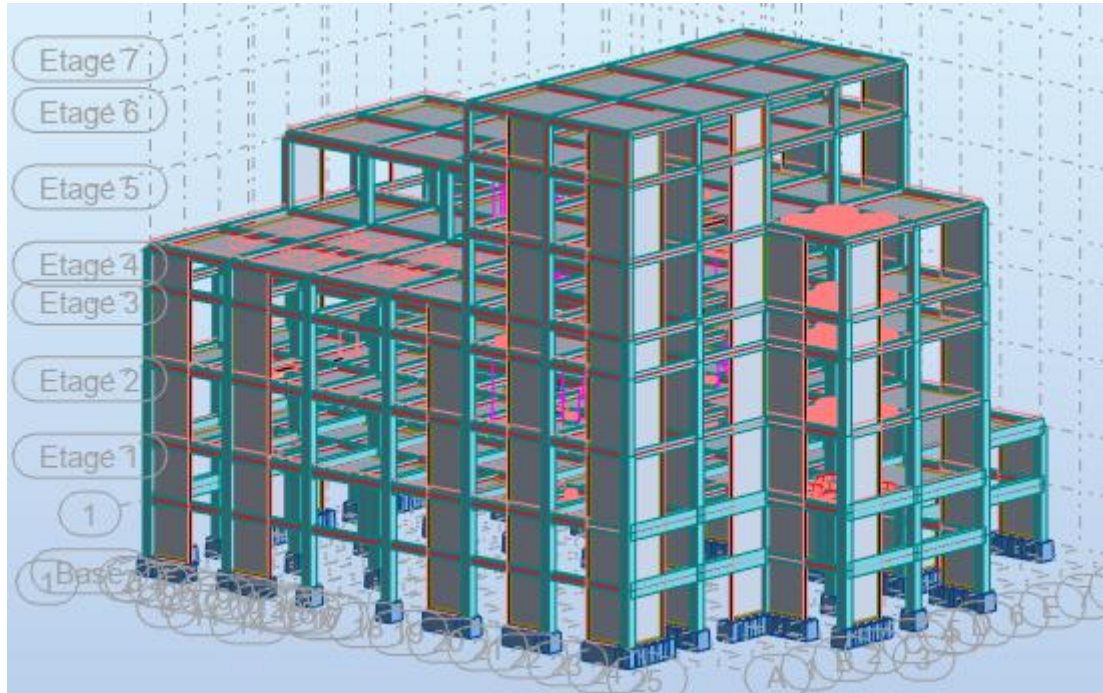


Figure III.3: Modélisation de la structure

III.3.5 Disposition des voiles :

Pour optimiser la position des voiles de contreventements, nous avons essayé plusieurs variantes. Le choix retenu dépend des conditions suivantes :

$$T = \begin{cases} T_{analytique} & \text{si } T_{analytique} \leq T_{empirique} \\ T_{empirique} & \text{si } T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique} \\ 1,3T_{empirique} & \text{si } T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique} \end{cases}$$

Où,

$T_{analytique} = T_a$ = valeur déterminée par le logiciel ROBOT

$T_{empirique} = T_e$ = valeur déterminée par les formules empiriques

Ces inégalités sont telles que la disposition des voiles se fait de sorte à réduire la période calculée par ROBOT, de façon à ce qu'elle soit comprise entre $T_{empirique}$ et $1,3 \times T_{empirique}$, ceci afin que le bâtiment ait un comportement ni trop rigide ni trop souple.

Le but recherché à travers ces vérifications est d'obtenir une excentricité théorique aussi faible que possible pour réduire au maximum le moment de torsion d'ensemble. Par ailleurs, la disposition optimale des voiles est obtenue lorsque, en utilisant la méthode modale spectrale, on obtient pour les deux premiers modes des translations et pour le troisième mode une torsion

III.3.5.1 Calcul des périodes à l'aide de formules empiriques :

Le calcul des périodes se fait pour les deux blocs étant donné que ces derniers ont des comportements dynamiques différents.

Direction X :

$$T_{eax} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 40^{3/4} = 0.8s$$

$$T_{eax} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 40}{\sqrt{56}} = 0.48s$$

On prend :

$$T_{eax} = 0.48s$$

$$1.3T_{eax} = 0.63s$$

Direction Y :

$$T_{eay} = C_T h_N^{3/4} = 0.05 \times 40^{3/4} = 0.8s$$

$$T_{eay} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 40}{\sqrt{48}} = 0.52s$$

Soit :

$$T_{eay} = 0.52s$$

$$1.3T_{eay} = 0.68s$$

III.3.5.2 Calcul des périodes et excentricités à l'aide du logiciel ROBOT :

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.

Les périodes obtenues à l'aide du logiciel ROBOT sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau III.1: Résultats de l'étude dynamique du bâtiment

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,85	0,40	63,49	0,40	63,49	21066861,33	21066855,58
3/ 2	0,71	69,70	63,83	69,30	0,35	21066861,33	21066855,58
3/ 3	0,46	69,77	69,22	0,06	5,38	21066861,33	21066855,58
3/ 4	0,31	70,11	80,35	0,34	11,13	21066861,33	21066855,58
3/ 5	0,25	83,09	80,55	12,98	0,20	21066861,33	21066855,58
3/ 6	0,17	83,27	87,28	0,19	6,73	21066861,33	21066855,58
3/ 7	0,16	83,64	90,36	0,37	3,08	21066861,33	21066855,58
3/ 8	0,14	92,87	90,38	9,22	0,02	21066861,33	21066855,58

Ici, 8 modes sont pris en considération, et on constate :

- Sens X-X : 92.87 % $\geq$ 90% → Vérifiée
- Sens Y-Y : 90.38 % $\geq$ 90% → Vérifiée

On note aussi que le premier mode est une translation suivant Y, le deuxième mode est une translation suivant X et enfin le troisième mode est une torsion.

Les excentricités obtenues à l'aide du logiciel ROBOT sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau III.2: Excentricités théoriques et accidentelles du bâtiment

Bloc A	ex_{th} [m]	ey_{th} [m]	ex_{acc} [m]	ey_{acc} [m]	ex_{add} [m]	ey_{add} [m]
Etage 1	0,13	1.82	2.80	2.40	2.8	2.4
Etage 2	0.38	1.21	2.80	1.60	2.8	1.6
Etage 3	0.81	1.24	2.80	1.60	2.8	1.6
Etage 4	0.17	0.93	2.80	1.60	2.8	1.6
Etage 5	3.28	2.67	2.80	1.60	2.8	1.6
Etage 6	7.43	0.03	0.80	1.60	0.8	1.6
Etage 7	7.34	0.31	0,80	1.60	0.8	1.6

De plus, on remarque ainsi que les excentricités ne sont pas toutes inférieures aux excentricités accidentelles.

Donc, analytiquement, on obtient :

$$T_{axa} = 0.71s$$

$$T_{aya} = 0.85s$$

$$1.3 T_{empirique} < T_{axa} \rightarrow T = 1.3 T_{empirique} = 0.63s$$

$$1.3 T_{empirique} \leq T_{aya} \rightarrow T = 1.3 T_{empirique} = 0.68s$$

Aussi, La variante retenue pour la structure est représentée par les figures suivantes :

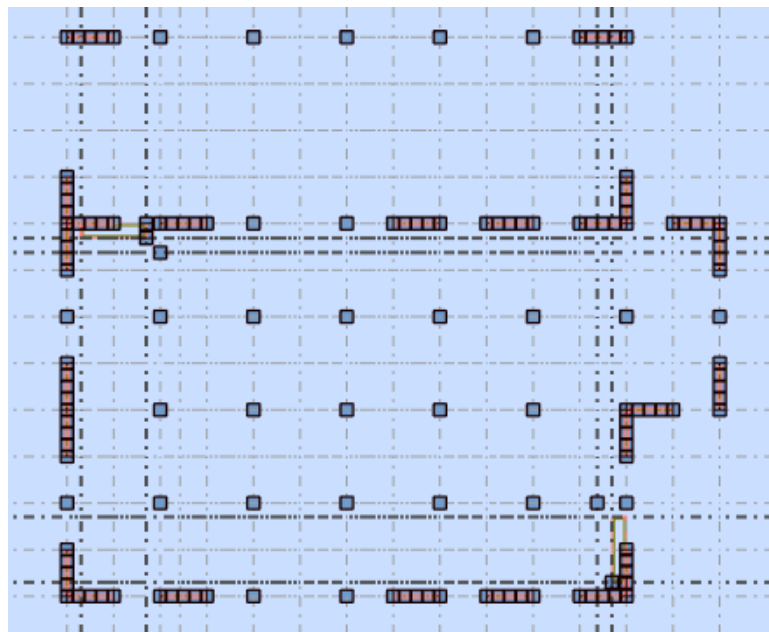


Figure III.4: Disposition des voiles du bâtiment

Chapitre IV :

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1 Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant se comporter convenablement face à de tels phénomènes pour minimiser au maximum les pertes en vie humaines. Pour répondre à de tels objectifs, il faut concevoir et calculer les ouvrages en respectant scrupuleusement la réglementation parasismique en vigueur.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude est souvent assez complexe surtout si l'ouvrage présente des irrégularités en plan ou en élévation. Pour mener à bien cette étude, on fait appel à la modélisation pour simplifier l'analyse.

IV.3 Résultantes sismiques :

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

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

IV.3.1 Calcul de la résultante sismique par la méthode statique équivalente :

Lorsque la méthode statique équivalente s'applique, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales (Annexe)

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

IV.3.1.1 Valeurs des facteurs de qualité :

a. Direction X:

- Conditions minimales sur les files de contreventement

Le rapport des portées entre deux travées successives n'excède pas 1,5. Cette condition est donc vérifiée.

- Redondance en plan :

Les files de contreventement doivent être disposées aussi symétrique que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Cette condition est vérifiée pour la plupart des files.

- Régularité en plan :
Cette condition n'est pas vérifiée.
- Régularité en élévation :
Il y a décrochement en élévation → n'est pas vérifié
- Contrôle de la qualité des matériaux
Pour le contrôle de la qualité des matériaux, on suppose que cette condition n'est pas vérifiée.
- Contrôle de la qualité de l'exécution :
Pour le contrôle de la qualité l'exécution, on suppose aussi que cette condition n'est pas vérifiée.

En tenant de toutes ces hypothèses, on obtient le facteur de qualité suivant :

$$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q = 1 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1$$

$$Q = 1.25$$

b. Direction Y:

- Conditions minimales sur les files de contreventement
Le rapport des portées entre deux travées successives n'excède pas 1,5 . Cette condition est donc vérifiée.
- Redondance en plan :
Les files de contreventement doivent être disposées aussi symétrique que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. Cette condition n'est pas vérifiée pour la plupart des files.
- Régularité en plan :
Cette condition n'est pas vérifiée.
- Régularité en élévation :
Pas de décrochement en élévation → n'est pas vérifié
- Contrôle de la qualité des matériaux
Pour le contrôle de la qualité des matériaux, on suppose que cette condition n'est pas vérifiée.
- Contrôle de la qualité de l'exécution :
Pour le contrôle de la qualité l'exécution, on suppose aussi que cette condition n'est pas vérifiée.

En tenant de toutes ces hypothèses, on obtient le facteur de qualité suivant :

$$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q = 1 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0,1$$

$$Q = 1.3$$

IV.3.1.2 Valeurs des coefficients de comportement.

La classification des structures en béton armé contreventé par des voiles est représentée par la figure suivante :

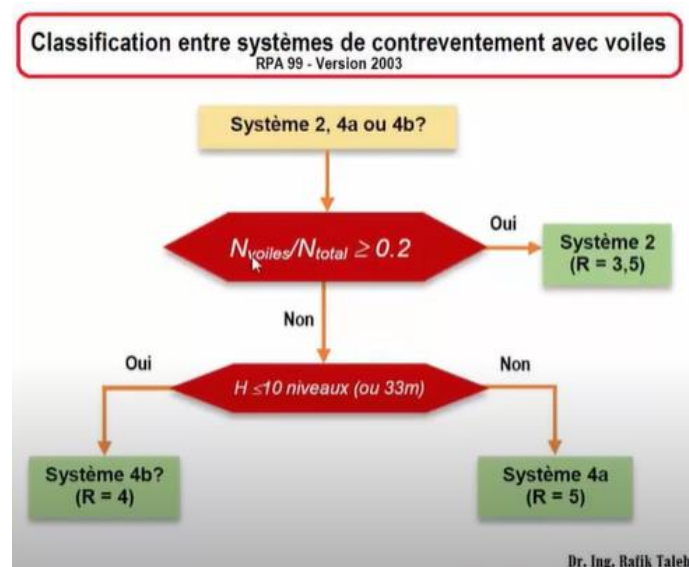


Figure IV.1: Classification entre systèmes de contreventement avec voiles

Il faut calculer le rapport entre l'effort repris par tous les voiles et l'effort total pour vérifier si ce dernier ne dépasse pas les 20%. Les efforts normaux sont déterminés à l'aide du logiciel ROBOT. Les valeurs obtenues se trouvent dans les tableaux suivants.

Tableau IV.1: Efforts normaux repris par les voiles et les poteaux.

Bloc A	Voiles de contreventement	Poteaux
Etage	Effort normal (N)	Effort normal (N)
1	-85084,7	-219151
2	-52538	-160524
3	-40542,6	-116935
4	-31255,6	-76368,1
5	-18430,9	-40125,9
6	-7394,46	-15674,8
7	-2650,78	-5015,96
Total	-185359	-473270.41

$$\frac{N_{voile}}{N_{totale}} = \frac{-185359}{-185359 - 473270.41} = 0.28 > 0.20$$

D'après ces résultats, on en déduit que le Bâtiment a un comportement appartenant au système 2 selon le RPA99/2003. Dans ce système de contreventement, les forces sismiques sont exclusivement reprises par des voiles porteurs en béton armé sans la contribution des portiques. Aussi, le coefficient de comportement à prendre en compte dans nos calculs est : $R = 3,5$

IV.3.2 Calcul de l'effort sismique :

La résultante sismique à la base est calculée pour les deux blocs

Direction X :

Selon cette direction, on a :

Q : 1.25

R : 3.5

A : 0.12

Le coefficient dynamique D est calculé comme ci-dessous :

$$T = 0.63s$$

$$T_2 = 0.4s$$

$$\xi = 10$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.764$$

$$0.5s \leq 0.63s \leq 3.0s \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.764(0.4/0.63s)^{2/3}$$

$$D = 1.411$$

Le poids du bâtiment :

$$W = G + 0.6Q = 184856,50 + 0.6 \times 36452,77 = 206728,16 \text{ kN}$$

La résultante sismique suivant x du bloc est :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.12 \times 1.411 \times 1.25}{3.5} \times 206728,16 = 12501.15 \text{ kN}$$

$$80\% \times V_x = 10000.9 \text{ kN}$$

$$V_x(\text{dynamique}) = 12269,04 \text{ kN}$$

$$V_x(\text{dynamique}) > 80\% \times V_x(\text{vérifiée})$$

Direction Y :

Selon cette direction, on a :

$$Q : 1.3$$

$$R : 3.5$$

$$A : 0.12$$

$$T = 0.68s$$

$$T_2 = 0.5s \text{ et } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.764$$

$$0.5s \leq 0.68s \leq 3.0s \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.882(0.4/0.68)^{2/3}$$

$$D = 1.341$$

$$Q = 1.15$$

Le poids du bâtiment :

$$W = G + 0.6Q = 184856,50 + 0.6 \times 36452,77 = 206728,16 \text{ kN}$$

$$R = 3.5$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W = \frac{0.12 \times 1.341 \times 1.3}{3.5} \times 206728,16 = 12356.2 \text{ kN}$$

$$80\% \times V_y = 9885 \text{ kN}$$

$$V_y(\text{dynamique}) = 10766,98 \text{ kN}$$

$$V_y(\text{dynamique}) > 80\% \times V_y(\text{vérifiée})$$

IV.3.3 Vérifications du RPA99/2003 :**IV.3.3.1 Sollicitations normales :**

Outre les vérifications prescrites par le CBA93, et dans le but d'éviter ou de 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

a. Poteau

Poteaux du RDC : (100x100)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{8720.25 \times 1000}{1000^2 \times 30} = 0.29 < 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux des étages 1 : (95x95)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{7417.18 \times 1000}{950^2 \times 30} = 0.27 < 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux des étages 2 : (90x90)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{6235.27 \times 1000}{900^2 \times 30} = 0.26 < 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux des étages 3 : (80x80)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{5713.25 \times 1000}{800^2 \times 30} = 0.29 < 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux des étages 4 : (70x70)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{3108.61 \times 1000}{700^2 \times 30} = 0.21 \leq 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux des étages 5 : (60x60)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1729.81 \times 1000}{600^2 \times 30} = 0.16 \leq 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux des étages 6 : (50x50)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1772.24 \times 1000}{500^2 \times 30} = 0.24 \leq 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Poteaux pour escalier : (45x45)

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1542.98 \times 1000}{450^2 \times 30} = 0.25 \leq 0.30 \text{ (vérifié)}$$

Pour les voiles on ne vérifie pas l'effort normal réduit.

IV.3.3.2 Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

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

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec,

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

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

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

Les valeurs des déplacements relatifs sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Ce dernier tient compte du coefficient de comportement R.

Les déplacements obtenus pour la structure figurent dans le tableau suivant égale à 1.0% de la hauteur d'étage :

$$\delta_{max} = h \times 0.01$$

Tableau III.2: Valeurs des déplacements inter-étages du bloc

Etage	δ_{kxa} [cm]	δ_{kya} [cm]	δ_{max} [cm]
1	0,768	0,860	9
2	1,058	1,194	6
3	1,122	1,413	6
4	0,499	0,581	3
5	1,048	1,620	6
6	1,139	2,086	6
7	0,657	1,007	4

D'après ces résultats, on remarque que la condition relative aux déplacements inter-étages est vérifiée.

IV.3.3.3 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0.10$$

Où,

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 », tel que :

$$V_k = \sum_i^k F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si, $0.10 < \theta_k < 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si, $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ concerne dans le bâtiment.

Les résultats obtenus pour la structure figurent dans les tableaux suivants :

Direction X :

Tableau III.3: Vérification de l'effet P- Δ sens X-X.

Etage	P (kN)	Δ (cm)	V_x (kN)	h (cm)	θ	Vérification
1	-206728,16	0,768	12269	900	-0,0144	OK
2	-143046,58	1,058	10802,2	600	-0,0234	OK
3	-105360,81	1,122	9230,36	600	-0,0213	OK
4	-74584,21	0,499	7300,28	300	-0,017	OK
5	-40926,41	1,048	4935,35	600	-0,0145	OK
6	-16197,99	1,139	2741,63	600	-0,0112	OK
7	-5417,38	0,657	1138,31	400	-0,0078	OK

Direction Y :

Tableau III.4: Vérification de l'effet P- Δ sens Y-Y.

Etage	P (kN)	Δ (cm)	V_y (kN)	h (cm)	θ	Vérification
1	-206728,16	0,86	10766,8	900	-0,0183	OK
2	-143046,58	1,194	9425,63	600	-0,0302	OK
3	-105360,81	1,413	8147,15	600	-0,0305	OK
4	-74584,21	0,581	6481,54	300	-0,0223	OK
5	-40926,41	1,62	4584,13	600	-0,0241	OK
6	-16197,99	2,086	2591,64	600	-0,0217	OK
7	-5417,38	1,007	1108,1	400	-0,0123	OK

L'effet P- Δ est vérifié dans les deux sens et donc peut être négligé.

IV.3.3.4 Vérification de la stabilité au renversement RPA Art 4.4.1 :

La vérification de la stabilité au renversement d'un bâtiment est garantie par la condition suivante :

$$M_s/M_r > 1,5(kn) \text{ (RPA Art 4.4.1)}$$

M_s : Moment stabilisant

M_r : Moment renversant

- Autour de l'axe x :

Tableau III.5: Effort tranchant et moment de renversement par étage selon x

Etage	Vx(kn)	Fx(kn)	h (m)	Mr(kn,m)	W(kn)	Xg	Ms(kn,m)	Ms/Mr >1,5(kn)	Vérification
1	12268.98	1466.76	12	17601.1	206728	25	5168204	293.629269	OK
2	10802.22	1571.86	18	28293.5	206728	25	5168204	182.664133	OK
3	9230.36	1930.08	24	46321.9	206728	25	5168204	111.571455	OK
4	7300.28	2364.93	27	63853.1	206728	25	5168204	80.938955	OK
5	4935.35	2193.72	33	72392.8	206728	25	5168204	71.3911723	OK
6	2741.63	1603.32	39	62529.5	206728	25	5168204	82.6522786	OK
7	1138.31	1138.31	43	48947.3	206728	25	5168204	105.587046	OK

- Autour de l'axe y :

Tableau III.6: Effort tranchant et moment de renversement par étage selon y

Etage	Vy(kn)	Fy(kn)	h (m)	Mr(kn,m)	W(kn)	Yg	Ms(kn,m)	Ms/Mr >1,5(kn)	Vérification
1	10766.81	1341.18	12	16094.2	206728	24	4961476	308.278024	OK
2	9425.63	1278.48	18	23012.6	206728	24	4961476	215.597856	OK
3	8147.15	1665.61	24	39974.6	206728	24	4961476	124.115585	OK
4	6481.54	1897.41	27	51230.1	206728	24	4961476	96.8469463	OK
5	4584.13	1992.49	33	65752.2	206728	24	4961476	75.4572182	OK
6	2591.64	1483.54	39	57858.1	206728	24	4961476	85.7525441	OK
7	1108.1	1108.1	43	47648.3	206728	24	4961476	104.127027	OK

On remarque que la structure est stable dans les deux directions.

Chapitre V :

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1. Etude des planchers :

Un plancher d'habitation ou d'usine est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols. Le revêtement posé sur la partie portante constituant ainsi le sol fini, les principales fonctions d'un plancher sont :

- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation (variables et accidentelles) pour les transmettre aux éléments porteurs que sont les murs et les poteaux.
- Transmettre les efforts horizontaux aux éléments de contreventement vertical.
- Posséder un poids modeste pour réduire au maximum la charge permanente.
- Assurer une bonne isolation phonique.
- Offrir une surface praticable pour des revêtements.
- Protéger contre l'humidité.
- Résister au feu.
- Protéger contre l'effraction.
- Permettre la distribution de fluides, particulièrement l'électricité.
- Conserver dans le temps ses qualités physiques, mécaniques, acoustiques, son aspect et sa planéité.
- Pouvoir être construit facilement pour ne pas retarder la réalisation de l'ensemble de l'ouvrage.
- Et, bien sûr, être économique, ce qui implique qu'on utilise intelligemment les caractéristiques des matériaux.

V.1.1. Etude de la dalle pleine du niveau rez-de-chaussée (RDC) :

Une dalle est une plaque portant dans les deux directions (appuyée sur son pourtour). Ce type de planchers est le plus couramment utilisé dans les bâtiments industriels ou d'habitation.

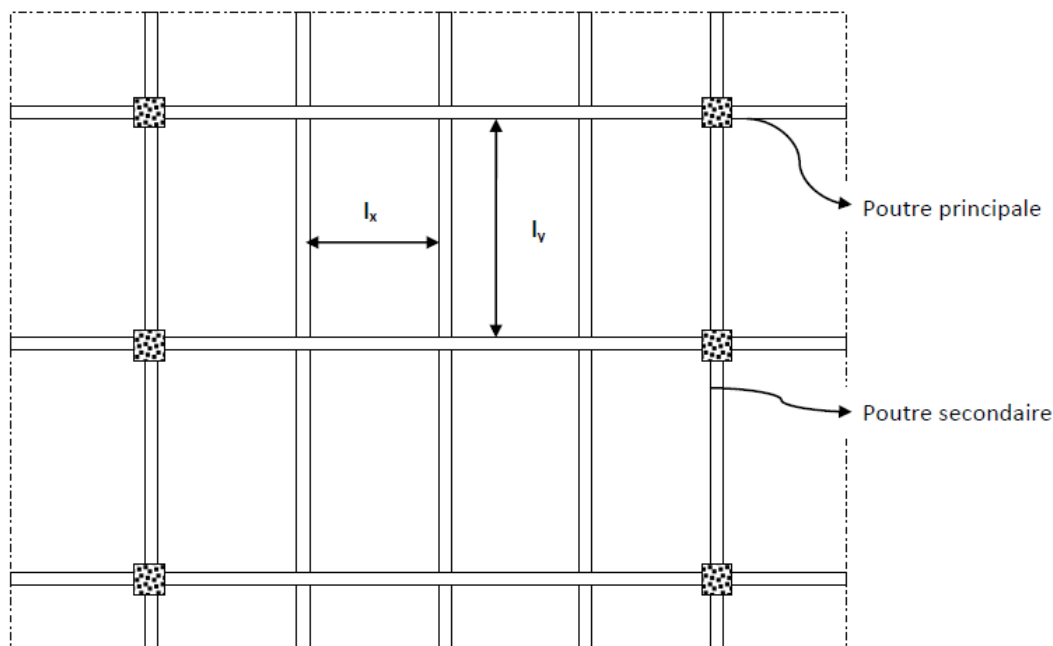


Figure V.1: Plancher avec dalle, poutres secondaires et poutres principales

Par convention, on désigne par « l_x » la petite portée, l_x et l_y sont mesurés entre nus des appuis. On procède par la méthode des lignes de rupture.

V.1.1.1. Evaluation des charges :

Les dimensions du panneau le plus sollicité sont :

$$L_x = 8 \text{ m}$$

$$L_y = 8 \text{ m}$$

$$e = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 64 \text{ m}^2$$

Il est soumis aux charges uniformément réparties suivantes : on prend le cas le plus défavorable le panneau qui supporte la plus grande charge.

Tableau V.1 : Evaluation des charges de la dalle pleine RDC

Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Charge sur plancher	-	-	1000
Machine T3	-	-	234.38
Lit de sable	1800	-	0
Mortier de pose	2000	-	0
Revêtement carrelage	2200	-	0
Dalle en béton armé	2500	0,30	750
Charges permanentes			1984.38
Charges d'exploitation			4062.5

Il est soumis aux charges uniformément réparties suivantes :

$$\text{Charge permanente : } G = 19.84 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 40.63 \text{ kN/m}^2$$

- Etat limite ultime

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 19.84 + 1.5 \times 40.63 = 87.73 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 87.73 \times 64 = 5614.72 \text{ kN}$$

- Etat limite de service

$$q_{ser} = G + Q = 19.84 + 40.63 = 60.47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = 60.47 \times 64 = 3870.08 \text{ kN}$$

V.1.1.2. Evaluation des sollicitations :

L'évaluation des moments maximaux se fait par les abaques de Pigeaud, cette méthode a publié dans les annales des Ponts et Chaussées (janvier-février 1921).

Les abaques de Pigeaud permettant de déterminer les moments maximaux suivant la petite et la grande portée pour les plaques rectangulaires simplement appuyées sur leur pourtour,

soumises aux charges suivantes : charge uniformément répartie sur la surface de la plaque, charge uniformément répartie sur un rectangle concentrique à la plaque.

- **Moment isostatique :**

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u$$

Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser}$$

Avec,

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de α pour 2 cas :

α : élancement de la dalle = L_x/L_y

$$v : \text{coefficient de Poisson} = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)} \\ 0,2 \rightarrow \text{Etats limites de service (béton non fissuré)} \end{cases}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Coefficient donné en fonction de l'élancement de la dalle $\mu = f(\alpha)$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$v = 0$		$v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.110	-	0.112	0.293
0.45	0.102	-	0.105	0.333
0.50	0.095	-	0.098	0.373
0.55	0.88	-	0.092	0.420
0.60	0.81	0.305	0.086	0.476
0.65	0.745	0.369	0.080	0.530
0.70	0.068	0.436	0.074	0.585
0.75	0.062	0.509	0.0685	0.643
0.80	0.056	0.595	0.036	0.710
0.85	0.051	0.685	0.058	0.778
0.90	0.046	0.778	0.053	0.846
0.95	0.041	0.887	0.043	0.923
1	0.037	1	0.044	1

- **Moments ultimes maximaux :**

Pour calculer les moments ultimes maximaux on doit multiplier les moments isostatiques par des coefficients forfaitaires (abaques de Pigeaud).

Les coefficients forfaitaires pour un panneau de rive (à l'extrémité de la dalle) sont donnés selon le sens x-x et y-y comme suit :

$$\text{Sens de la petite portée x-x} \begin{cases} \text{En travée : } M_{tx} = 0,85 M_{0x} \\ \text{Sur appui de rive : } M_{ax, \text{ extrême}} = -0,3 M_{0x} \\ \text{Sur appui continu : } M_{ax, \text{ continu}} = -0,5 M_{0x} \end{cases}$$

$$\text{Sens de la grande portée y-y} \begin{cases} \text{En travée : } M_{ty} = 0,85 M_{0y} \\ \text{Sur appui de rive : } M_{ay, \text{ extrême}} = -0,3 M_{0y} \\ \text{Sur appui continu : } M_{ay, \text{ continu}} = -0,5 M_{0y} \end{cases}$$

Les résultats du calcul figurent dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Sollicitations maximales de la dalle pleine RDC

Moments (kN.m)	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u (Rive)	M_{ax}^{ser} (Rive)	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u (Rive)	M_{ay}^{ser} (Rive)
(1)	176.58	144.7	-62.33	-51.08	176.58	144.74	-62.33	-51.08
Moments (kN.m) (Appui continu)	M_{ax}^u		M_{ax}^{ser}		M_{ay}^u		M_{ay}^{ser}	
(1)	-103.88		-85.14		-103.88		-85.14	

V.1.1.3. Calcul des armatures longitudinales :

a. En travée suivant x-x :

Si on utilise des barres Ø16 pour le ferrailage, la hauteur utile h_x sera :

$$h_x = 30 - 1,5 - 0,8 = 27,7 \text{ cm} \approx 27,5 \text{ cm}$$

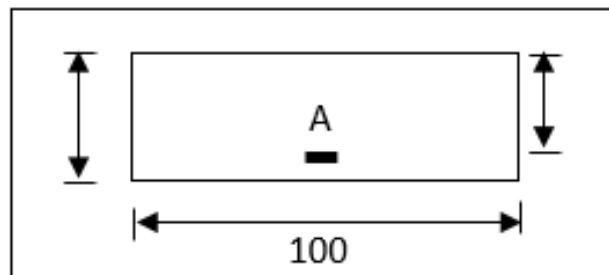


Figure V.2: Section du calcul d'une dalle pleine en travée sens x-x

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si :

$\mu < \mu_{lim}$ → Section économique pas d'armature comprimée → $A' = 0$

$\mu > \mu_{lim}$ → Section n'est pas économique → calcul des armatures de compression

Avec ;

$$\mu_{lim} = 0.8 \alpha_{lim} (1 - 0.4 \alpha_{lim})$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{\epsilon_{es} + 3.5 \times 10^{-3}}$$

ϵ_{es} : déformation de l'acier

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{434.8}{2 \times 10^5}$$

$$\epsilon_{es} = \frac{434.8}{2 \times 10^5} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Donc :

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{2.174 \times 10^{-3} + 3.5 \times 10^{-3}} = 0.617$$

$$\alpha_{lim} = 0.617$$

$$\mu_{lim} = 0.8 \times 0.617 (1 - 0.4 \times 0.617) = 0.372$$

$$\mu_{lim} = 0.372$$

- Cas d'une section économique : $\mu < \mu_{lim} = 0.372$

La section des armatures longitudinales tendue est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Avec,

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

- Cas où la section n'est pas économique : $\mu > \mu_{lim} = 0.372$

La section d'armature comprimée est :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348(d - c)}$$

La section d'armature tendue est :

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

Avec c : distance d'enrobage $\rightarrow c = 3\text{cm}$

Condition de non fragilité :

Selon le BAEL 91, la section des armatures minimales est donnée par la relation suivante :

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

Avec

f_{t28} : contrainte de traction du béton à 28 jour $\rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

f_e : limite d'élasticité de l'acier haute adhérence $\rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d$$

On a :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{176.58 \times 0.001}{17 \times 1 \times 0.275^2} = 0.137$$

$\mu = 0.137 < \mu_{lim} = 0.372 \rightarrow$ Section économique pas d'armature de compression

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.185$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.926$$

- Détermination des armatures tendues :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{176.58 \times 0.001}{434.8 \times 0.926 \times 0.275} = 15.95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 27.5 = 3.3 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$A_{sx} = 15.95 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 10 \text{ HA16/m} \rightarrow A_{sx} = 20.11 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$(10 \text{ } \varnothing 16 \rightarrow S_t = 10\text{cm}).$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec

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

Soit :

$$\begin{aligned}\alpha &= 0.185 \\ \gamma &= \frac{176.58}{144.74} = 1.22 \\ \frac{1.22 - 1}{2} + \frac{30}{100} &= 0.41 \\ \alpha &= 0.185 < 0.41 \rightarrow \text{Vérifiée}\end{aligned}$$

Par conséquent, les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

b. En travée suivant y-y :

Pour les armatures parallèles sens y-y on utilise des barres de diamètre Ø16, et on maintient le même ferrailage que le sens x-x.

Sur appui extrême :

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\begin{aligned}\mu &= \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62.33 \times 0.001}{17 \times 1 \times 0.275^2} = 0.048 \\ \mu &= 0.048 < \mu_{lim} = 0.372 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}\end{aligned}$$

Donc :

$$\begin{aligned}\alpha &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.062 \\ \beta &= 1 - 0.4\alpha = 0.9752\end{aligned}$$

Détermination des armatures tendues :

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{62.33 \times 0.001}{434.8 \times 0.9752 \times 0.275} = 5.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$\begin{aligned}A_{min} &= 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 27.5 = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_{sa} &= 5.35 > A_{min} = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sa} = 5.35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : } 10 \text{ HA12/m} = 11.31 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Espacement :

(10 Ø 12 $\rightarrow$ $S_t = 10\text{cm}$).

$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$

Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

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

Donc :

$$\alpha = 0.062$$

$$\gamma = \frac{62.33}{51.08} = 1.22$$

$$\frac{1.22 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.41$$

$$\alpha = 0.062 < 0.41 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s)

Sur appui continu :

Le ferrailage de la dalle pleine se fait en flexion simple comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{103.88 \times 0.001}{17 \times 1 \times 0.275^2} = 0.081$$

$$\mu = 0.081 < \mu_{lim} = 0.372 \rightarrow \text{Section économique pas d'armature de compression}$$

Donc :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.106$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.958$$

Détermination des armatures tendue :

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{103.88 \times 0.001}{434.8 \times 0.958 \times 0.275} = 9.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 100 \times 27.5 = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sa} = 9.1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.3 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sa} = 9.1 \text{ cm}^2 \rightarrow 10 \text{ HA } 12/\text{m} = 11.31 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$(10 \text{ } \emptyset 12 \rightarrow S_t = 10\text{cm}).$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq \min (3h ; 33) \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec ;

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

Donc :

$$\alpha = 0.106$$

$$\gamma = \frac{103.88}{85.14} = 1.22$$

$$\frac{1.22 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.41$$

$\alpha = 0.106 < 0.41 \rightarrow$ Vérifiée

Donc, les armatures calculées à E.L.U sont maintenues. Aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau \leq \bar{\tau}_u$$

Avec ; τ : contrainte de cisaillement $\rightarrow \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$

T_u : effort tranchant $\rightarrow T_u = \frac{q}{(2 \times l_y) + l_x}$

$$T_u = \frac{5614.72}{(2 \times 8) + 8} = 233.95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{233.95}{1 \times 0.275} = 0.85 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u$: contrainte admissible de cisaillement $\rightarrow \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Pour le schéma du ferrailage de la dalle, nous avons utilisé le logiciel AutoCAD.

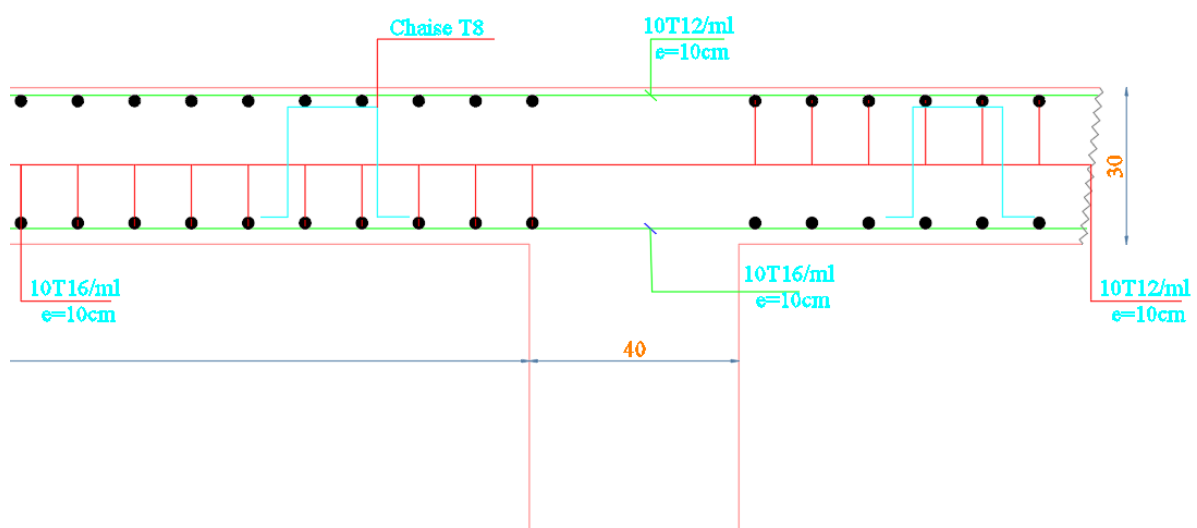


Figure V.3: Ferrailage de la dalle pleine du RDC

Vérification de poinçonnement :

Il est nécessaire de vérifier la résistance au poinçonnement de cette dalle car la charge concentrée est importante.

Condition : $Q_u < 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

Avec : Q_u : charge de calcul pour l'état limite ultime

h : épaisseur total de la dalle.

U_c : périmètre de contour au niveau du feuillet moyen.

Ou : $U_c = 2(a+b+2h) = 2(8+8+2 \cdot 0.3) = 32.12 \text{ m}$

$Q_u < 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$

$5614.7 < 0.045 \cdot 32.12 \cdot 0.3 \cdot 30000 / 1.5 = 8672.4 \implies$ condition vérifiée

Il n'y a pas un risque de poinçonnement dans la dalle.

V.2. Etudes des escaliers :**V.2.1. Introduction :**

L'escalier est un élément essentiel dans un bâtiment, puisqu'il joue le rôle d'une liaison entre les différents niveaux de ce dernier et assure la circulation verticale. Il est réalisé en béton armé coulé sur place. Il comporte un palier intermédiaire qui sépare les volées (paillasse).

V.2.2. Caractéristiques géométriques des escaliers :

Les principales caractéristiques des escaliers sont :

H : hauteur totale de l'étage $H = 9 \text{ m}$

h : hauteur de la marche $h = 17 \text{ cm}$

n : nombre des marches $n = 48$

n_v : nombre des volées $n_v = 3$

Nombre des marches de volée = 16

g : giron de volée $g = 30 \text{ cm}$

d_p : palier de départ $d_p = 60 \text{ cm}$

d_r : palier de repos $d_r = 150 \text{ cm}$

α : pente de volée $\alpha = 30^\circ$

Le schéma ci-dessous représente les éléments d'un escalier :

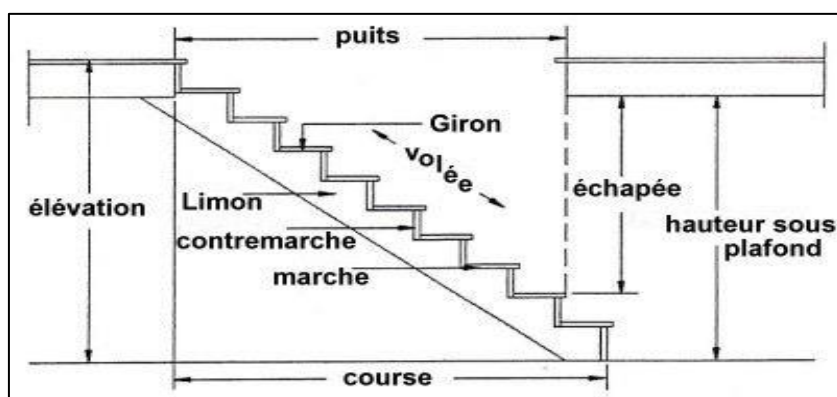


Figure V.4: Éléments d'un escalier

V.2.2.3. Evaluation des charges :

- Charge et surcharge de la paillasse :

$$G_{\text{paillasse}} = \gamma_b \times z = 25 \times \frac{e}{\cos \alpha}$$

Où,

e : épaisseur de la paillasse

α : pente de l'escalier

Tableau V.4: Charge et surcharge de la paillasse d'un niveau courant

Volée			
Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Revêtements carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Poids propre des marches	2200	0,17*1/2	187
Poids propre de la paillasse	2500	0,25/cos($\alpha=30^\circ$)	721.69
Garde-corps métallique			15
Charge permanente			1063.69
Charge d'exploitation			250

La charge du palier est mentionnée dans le tableau suivant :

Tableau V.5: Charge permanente de palier d'un niveau courant

Palier			
Désignation	Poids volumique (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kg/m ²)
Revêtements carrelage	2200	0,02	44
Lit de sable	1800	0,02	36
Mortier de pose	2000	0,02	40
Enduit en plâtre	1000	0,02	20
Dalle en béton armé	2500	0,2	625
Charge permanente			756
Charge d'exploitation			250

a. Combinaisons des charges :

À l'ELU :

- Paillasse : $Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \rightarrow Q_u = 18.11 \text{ kN/m}^2$
- Palier : $Q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \rightarrow Q_u = 13.96 \text{ kN/m}^2$

À l'ELS :

- Paillasse : $Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 13.14 \text{ kN/m}^2$
- Palier : $Q_s = G + Q \rightarrow Q_s = 10.06 \text{ kN/m}^2$

La figure suivante représente le schéma de calcul de l'escalier d'un niveau courant :

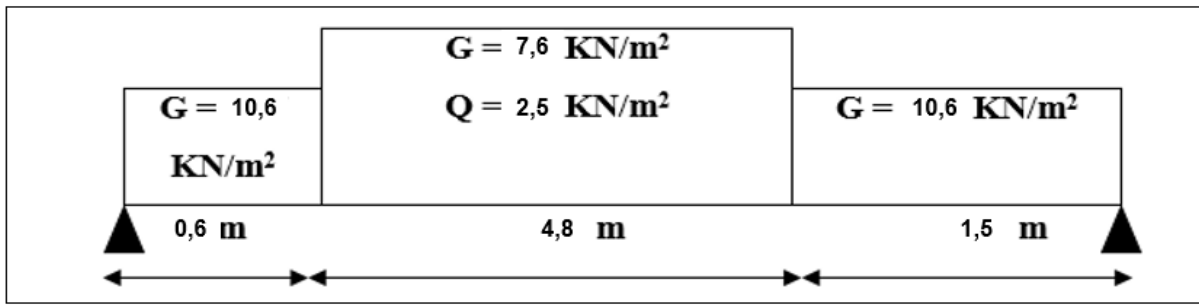


Figure V.5: Modèle de calcul de l'escalier d'un niveau courant

b. Charge équivalente uniforme :

- Charge équivalente à l'ELS :

$$Q_{s, \text{équi}} = \frac{\sum L_i \times Q_i^s}{\sum L_i} = \frac{2.4 \times 13.14 + 10.06 \times 2.1}{2.4 + 0.6 + 1.5} = 11 \text{ kN/m}$$

- Charge équivalente à l'ELU:

$$Q_{u, \text{équi}} = \frac{\sum L_i \times Q_i^u}{\sum L_i} = \frac{2.4 \times 15.36 + 10.73 \times 2.1}{2.4 + 0.6 + 1.5} = 16.85 \text{ kN/m}$$

V.2.2.4. Evaluation des sollicitations:

Pour l'évaluation des sollicitations pour un escalier, nous avons utilisé la méthode forfaitaire.

a. À l'ELU :

- Moment statique M_0 :

$$M_0 = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{16.85 \times 6.9^2}{8} = 100 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis M_a :

$$M_a = 0.2M_0 = 20 \text{ kN/m}$$

- Moments en travée :

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

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \rightarrow \text{Travée de rive}$$

Avec,

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{G + Q}{Q} = \frac{25.76 + 2.5}{2.5} = 11.3 \rightarrow \alpha = 0.088$$

$$M_w = M_e = M_a = 20 \text{ kN/m}$$

Il vient :

$$M_t = \max \begin{cases} 1.05 (100) - (20+20) / 2 = 85 \text{ kN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.088) \times 100 / 2 = 61.32 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le moment en travée à l'ELU est :

$$M_t = 85 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

L'effort tranchant est donné par la formule suivante :

$$T_u = \pm 2 \times \frac{M_a + M_t}{a}$$

Avec :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt[3]{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} = 6.9 \times \frac{1}{1 + \sqrt[3]{\frac{20 + 85}{20 + 85}}} = 3.45$$

Où :

L : longueur de l'escalier L = 6.9 m

$$M_w = M_e = M_a = 20 \text{ kN/m}$$

$$M_t = 85 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$T_u = 2 \times \frac{20 + 85}{3.45} = \pm 60.87 \text{ kN}$$

L'effort tranchant en travée à l'ELU est : $T_u = \pm 60.87 \text{ kN}$

b. À l'ELS :

On a :

- Moment sur appui :

$$M_a^s = M_a^u \times \frac{Q_s}{Q_u}$$

- Moment en travée :

$$M_t^s = M_t^u \times \frac{Q_s}{Q_u}$$

Avec,

Q_s : charge à l'ELS $Q_s = 11 \text{ kN.m}$

Q_u : charge à l'ELU

$$Q_u = 16.85 \text{ kN.m}$$

On obtient donc :

$$\text{Moment sur appui à l'ELS} \rightarrow M_a^s = 20 \times 0.65 = 13 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée à l'ELS} \rightarrow M_t^s = 85 \times 0.65 = 55.25 \text{ kN.m}$$

V.2.2.5. Calcul des armatures longitudinales et vérification à l'ELS :

Le ferrailage se fait en flexion simple à partir des formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si :

$\mu < \mu_{lim}$ $\rightarrow$ Section économique pas d'armature comprimée $\rightarrow A' = 0$

$\mu > \mu_{lim}$ $\rightarrow$ Section n'est pas économique $\rightarrow$ calcul des armatures de compression

Avec :

$$\mu_{lim} = 0.8 \alpha_{lim} (1 - 0.4 \alpha_{lim})$$

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{\varepsilon_{es} + 3.5 \times 10^{-3}}$$

ε_{es} : déformation de l'acier

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{434.8}{2 \times 10^5}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{434.8}{2 \times 10^5} = 2.174 \times 10^{-3}$$

Donc :

$$\alpha_{lim} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{2.174 \times 10^{-3} + 3.5 \times 10^{-3}} = 0.617$$

$$\alpha_{lim} = 0.617$$

$$\mu_{lim} = 0.8 \times 0.617 (1 - 0.4 \times 0.617) = 0.372$$

$$\mu_{lim} = 0.372$$

- Cas d'une section économique : $\mu < \mu_{lim} = 0.372$

La section des armatures longitudinales tendue est donnée par la formule suivante :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

Avec :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

Cas où la section n'est pas économique : $\mu > \mu_{\text{lim}} = 0.372$

La section d'armature comprimée est :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348(d - c)}$$

La section d'armature tendue est :

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

Avec :

c : distance d'enrobage $\rightarrow c = 3\text{cm}$

Condition de non fragilité :

Selon le BAEL 91, la section des armatures minimales est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

f_{t28} : contrainte de traction du béton à 28 jour $\rightarrow f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

f_e : limite d'élasticité de l'acier haute adhérence $\rightarrow f_e = 500 \text{ MPa}$

Donc :

$$A_{\text{min}} = 0.0012 \times b \times d$$

a. En travée :

Le ferrailage de l'escalier se fait en flexion simple avec une section rectangulaire de dimensions :

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur de la paillasse)

$b = 120 \text{ cm}$ (largeur de la paillasse)

$d = 18 \text{ cm}$ (hauteur utile)

Vérification des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{85 \times 0.001}{17 \times 1.2 \times 0.18^2} = 0.129$$

$\mu < 0.372 \rightarrow$ Section économique pas d'armature comprimée

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.173$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.931$$

Détermination des armatures longitudinales tendues en travée :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{85 \times 0.001}{434.8 \times 0.931 \times 0.18} = 11.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

La section d'armatures minimales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 120 \times 18 = 2.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 11.7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.6 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 11.7 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6HA16/m ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$)

Espacement : $S_t \leq \min(3h, 33) \text{ cm} \rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 100/6 = 16.7 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$

Armatures de répartition :

La section d'armature de répartition est donnée par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{12.06}{4} = 3.02 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\text{HA}14 \rightarrow A_{\text{rep}} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Espacement : $S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t = 16.7 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS en travée :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{85}{55.25} = 1.54$$

Donc :

$$\alpha = 0.173 \leq \frac{1.54-1}{2} + \frac{30}{100} = 0.57 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Les armatures calculées à E.L.U sont maintenues, aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

Sur appui

Vérification des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20 \times 0.001}{17 \times 1.2 \times 0.18^2} = 0.03$$

On a :

$\mu < 0.392 \rightarrow \text{Section économique, pas d'armature comprimée.}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.038$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.985$$

Détermination des armatures longitudinales tendues sur appui :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20 \times 0.001}{434.8 \times 0.985 \times 0.18} = 2.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

La section d'armatures minimales est donnée par la relation suivante :

$$A_{\min} = 0.0012 \times b \times d = 0.0012 \times 120 \times 18 = 2.59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = 2.59 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.59 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 2.59 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6HA16/m $\rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

Les armatures de répartition sont données par la relation suivante :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Choix : 6HA14} \rightarrow A_{\text{rep}} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement :

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} \rightarrow St = 16.7\text{cm} \leq 33 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS sur appui :

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

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

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{20}{13} = 1.54$$

Donc :

$$\alpha = 0.038 \leq \frac{1.54 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.57$$

La condition est vérifiée donc les armatures calculées à E.L.U sont maintenues, aucune vérification pour la contrainte de traction (σ_s).

V.2.2.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, on a donc :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec,

$\bar{\tau}$: contrainte admissible de cisaillement $\rightarrow \bar{\tau} = 1.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{60.87}{1.2 \times 0.15} = 0.282 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Pas besoin d'armatures transversales.

V.2.2.7. Condition de la flèche

Nous devons vérifier que les relations suivantes sont satisfaites :

$$\begin{aligned} \frac{h}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &\geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Où,

h : hauteur de paillasse

$$\rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

L : longueur de la volée $\rightarrow L = 690 \text{ cm}$
 M_t : moment ultime en travée $\rightarrow M_t = 85 \text{ kN.m}$
 M_0 : moment isostatique $\rightarrow M_0 = 100 \text{ kN.m}$
 A_s : section d'armature tendue en travée $\rightarrow A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

Donc :

$$\frac{h}{L} = 0.029 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.025 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.085 \rightarrow \text{Non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

La condition de la flèche n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est donc nécessaire.

a. Evaluation de la flèche

Il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$f_i + f_v < f_{adm} = \frac{L}{500} = 1.38 \text{ cm}$$

Avec,

f_i : flèche instantanée donnée par la relation :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}$$

f_v : flèche différée

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

f_{adm} : flèche admissible.

E_i : module de déformation longitudinale instantanée

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{30} = 34179.56 \text{ MPa} = 34179.56 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

E_v : module de déformation longitudinale différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa} = 11496.76 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

- Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_0 = \frac{b_0 \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

Où :

y : position de l'axe neutre donnée par l'expression suivante :

$$\frac{y^2 \times b_0}{2} + n \times A_s \times y - n \times A_s \times d = 0$$

n : coefficient d'équivalence $\rightarrow n = 15$

En remplaçant chaque terme par sa valeur respective, on obtient l'équation du deuxième degré suivante :

$$60 y^2 + 331.8 y - 4977 = 0$$

La résolution de cette équation résoudre l'équation, nous donne :

$$y = 6.75 \text{ cm}$$

Il vient :

$$I_0 = 3.49 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

- Calcul λ_i et λ_v :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho (2 + 3 \frac{b_0}{b})}$$

$$\lambda_i = 2 \text{ MPa} = 2 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0.8 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul μ_0 :

$$\mu_0 = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec,

σ_s : contrainte de traction donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_0} (d - y)$$

$$\sigma_s = 19.59 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$\mu_0 = 1 - \frac{1.75 \times 2.4 \times 10^3}{4 \times 0.012 \times 19.59 + 2.4 \times 10^3} = 0.64$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times 3.49 \times 10^{-4}}{1 + 2 \times 0.64} = 1.68 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 3.49 \times 10^{-4}}{1 + 0.8 \times 0.64} = 2.54 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

En remplaçant toutes les variables calculées dans l'équation de la flèche, on trouve :

$$f_i = \frac{55.25 \times 6.9^2 \times 10^{-3}}{10 \times 34179.56 \times 1.68 \times 10^{-5}} = 0.46 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{55.25 \times 6.9^2 \times 10^{-3}}{10 \times 11496.76 \times 2.54 \times 10^{-5}} = 0.9 \text{ cm}$$

$$f = f_i + f_v = 1.36 \text{ cm}$$

On a :

$$f = 1.36 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 1.38 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition de la flèche vérifiée}$$

Le schéma du ferrailage des escaliers est réalisé à l'aide du logiciel AutoCAD.

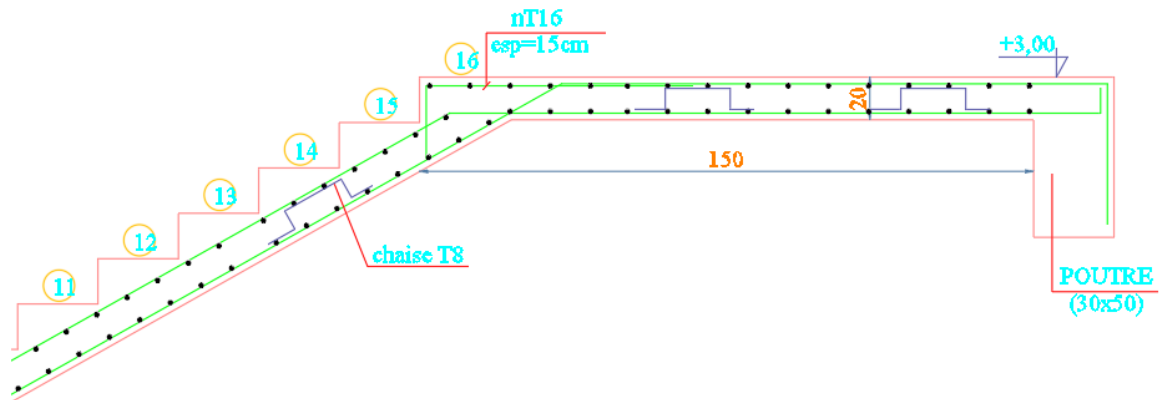


Figure V.6: Schéma du ferrailage des escaliers partie supérieur

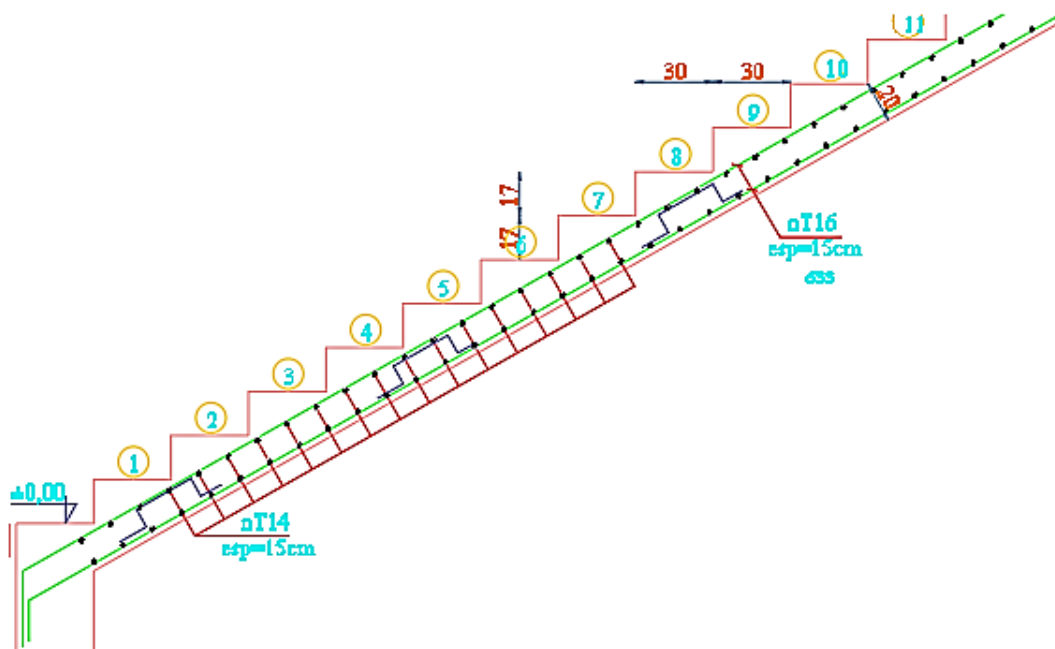


Figure V.7: Schéma du ferrailage des escaliers partie inférieur

Chapitre VI :
ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

VI.1. Etude des poutres :

Les poutres que nous allons étudier sont soumises à la flexion simple (moment fléchissant + effort tranchant). Pour ce faire, nous nous intéressons à la détermination des sollicitations maximales des poutres principales et secondaires de notre ouvrage.

Les sections d'armatures nécessaires pour équilibrer les efforts qui sollicitent ces poutres sont calculées à l'état limite ultime, puis vérifiées à l'état limite de service.

Pour la structure, nous prenons en considération les poutres principales et secondaires les plus sollicitées.

VI.1.1. Recommandations du RPA99/2003 :

Pourcentage minimal :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est pris égal à 0.5 %. Pour les poutres principale et secondaire étudiées, les minimums correspondants sont mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau VI.1: Ferrailage minimal des poutres principales et secondaires

Poutre principale	(65 × 125)	$S = 65 \times 125 = 8125 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 40.63 \text{ cm}^2$
Poutre principale	(40 × 75)	$S = 40 \times 75 = 3000 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 15 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	(40 × 75)	$S = 40 \times 75 = 3000 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 15 \text{ cm}^2$
Poutre principale	(35 × 65)	$S = 35 \times 65 = 2275 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 11.38 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	(35 × 65)	$S = 35 \times 65 = 2275 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 11.38 \text{ cm}^2$
Poutre palière	(30 × 40)	$S = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$

Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- 4 % → En zone courante
- 6 % → En zone de recouvrement

Pour les mêmes poutres que précédemment, les maxima figurent dans le tableau qui suit.

Tableau VI.2: Ferrailage maximal des poutres principales et secondaires

Poutre	(cm ²)	Zone courante	Zone de recouvrement
Poutre principale	(65 × 125)	$A_{\max} = 325 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 487.5 \text{ cm}^2$
Poutre principale	(40 × 75)	$A_{\max} = 120 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 180 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	(40 × 75)	$A_{\max} = 120 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 180 \text{ cm}^2$
Poutre principale	(35 × 65)	$A_{\max} = 91 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 136.5 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	(35 × 65)	$A_{\max} = 91 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 136.5 \text{ cm}^2$
Poutre palière	(30 × 40)	$A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$

Ancrage des armatures longitudinales :

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être réalisé avec des crochets à 90°.

La longueur minimale de recouvrement est prise égale à 40 Ø en zone I.

VI.1.2. Etude des poutres de la structure :

On prend les valeurs maximales pour chaque type de poutre principale et secondaire dans les différent combinaison ELU, ELS et ELA.

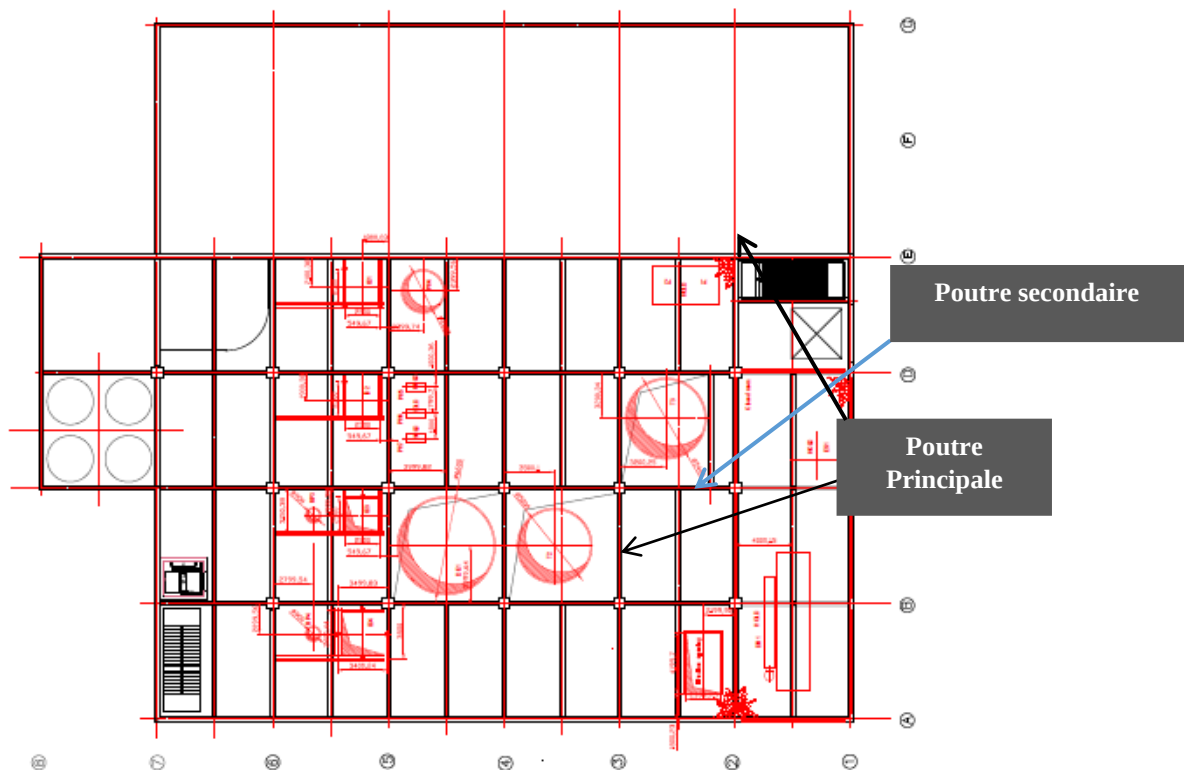


Figure VI.1: Poutres principale et secondaire

VI.1.2.1. Evaluation des sollicitations :

Les sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

- À l'état limite ultime : $1.35 G + 1.5 Q$
- À l'état limite de service : $G + 1.5$
- Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$

Les sollicitations, déterminées au moyen du logiciel ROBOT, sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Moments sur appui et en travée des poutres

Poutre (cm ²)	Moment en appui (Kn.m)			Moment en travée (Kn.m)		
	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}	M _{ELU}	M _{ELS}	M _{ACC}
P.P (65 × 125)	-3025	-2205,98	-2442,21	2917,61	2127,45	2142
P.P (40 × 75)	-2339,9	-1607,6	-1775,19	1433,94	985,15	987,9
P.S (40 × 75)	-2480,1	-1972	-2130,44	1849,22	1255,31	1266,95
P.P (35 × 65)	-357,35	-260,74	-391,43	204,93	149,83	-195,7
			265,11			132,6
P.S (35 × 65)	-336,89	-245,68	263,3	221,23	161,69	131,65
			-309,6			-154,8
P. pal (30 × 40)	-96	-69,83	-120,35	116	84,36	-60
			122,72			61,36

VI.1.2.2. Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales d'une poutre rectangulaire se fait en flexion simple comme pour les poutres de planchers. On utilise le logiciel de robot expert pour déterminer l'armature longitudinal.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$\mu < \mu_{lim}$: section économique, pas d'armature de compression.

$\mu > \mu_{lim}$: besoin d'armature de compression.

$\mu_{lim} = 0.392 \rightarrow$ Pour des FeE500

a. Détermination des armatures :

Si $\mu < \mu_{lim} = 0.392$ (section économique), on a :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

Si $\mu > \mu_{\text{lim}} = 0.392$ (pas de section économique), on a :

Section des armatures comprimées :

$$A' = \frac{M_u - 0.392 \times b \times d^2 \times f_{bu}}{348 (d - c)}$$

Section des armatures tendues :

$$A_s = A' - \frac{b \times d \times f_{bc}}{651}$$

Condition de non fragilité :

La section minimale des armatures est donnée par la relation suivante :

$$A_{\text{min}} = 0.0012 \times b \times d$$

Espacement :

La condition de l'espacement est donnée par la relation suivante :

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

b. Ferrailage des poutres principales :

Les résultats du ferrailage des poutres principales figurent dans les tableaux suivants :

Tableau VI.4: Ferrailage des poutres principales (65 × 125)

Poutre Principale (65 × 125) (cm ²)	Appui	Travée
$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}_{\text{BAEL}}$	8.1	
$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}_{\text{RPA}}$	40.63	
$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	63.5	61
$A_{\text{adoptée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	6 HA25 + 12HA20 (renfort)	6 HA25 + 12HA20 (renfort)
	67.15	67.15
$A' \text{ (cm}^2\text{)}$	6 HA25	6 HA25
	29.45	29.45
Armature de construction	6 HA25	6 HA25

Tableau VI.5: Ferrailage des poutres principales (40 × 75)

Poutre Principale (40 × 75) (cm ²)	Appui	Travée
$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}_{\text{BAEL}}$	3	
$A_{\text{min}} \text{ (cm}^2\text{)}_{\text{RPA}}$	15	
$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	75.1	47.7

$A_{adoptée} (cm^2)$	4 HA25 + 8HA25 (renfort)+6 HA20	8 HA25+ 4 HA20
	77.75	51.84
$A' (cm^2)$	46.8	15.6
$A_{adoptée} (cm^2)$	8 HA25+ 4 HA20	4 HA25
	51.84	19.63
Armature de construction	4 HA25	4 HA25

Remarque :

A cause de la grande quantité de ferrailage dans les poutres de section 40*75 on augmente la section a 40*80 pour vérifier la condition A_s max.

Tableau VI.6: Ferrailage des poutres principales (35 × 65)

Poutre Principale (35 × 65) (cm ²)	Appui	Travée
$A_{min} (cm^2)_{BAEL}$	2.3	
$A_{min} (cm^2)_{RPA}$	11.38	
$A_t (cm^2)$	14.4	8
$A_{adoptée} (cm^2)$	3 HA20 + 3HA20 (renfort)	3 HA20
	18.84	9.42
$A' (cm^2)$	8.9	6.5
$A_{adoptée} (cm^2)$	3 HA20	3 HA20
Armature de construction	3 HA20	3 HA20

c. Ferrailage des poutres secondaires :

Les résultats du ferrailage des poutres secondaires figurent dans le tableau suivant :

Tableau VI.7: Ferrailage des poutres secondaires (40 × 75)

Poutre Principale (40 × 75) (cm ²)	Appui	Travée
$A_{min} (cm^2)_{BAEL}$	3	
$A_{min} (cm^2)_{RPA}$	15	
$A_t (cm^2)$	79.1	60.6
$A_{adoptée} (cm^2)$	6 HA25 + 8 HA25 (renfort)+4HA20	12 HA25+ 2 HA20
	77.75	65.19
$A' (cm^2)$	65	28.8
$A_{adoptée} (cm^2)$	12 HA25+ 2 HA20	6 HA25
	65.19	29.45
Armature de construction	6 HA25	6 HA25

Remarque :

A cause de grande quantité de ferrailage dans les poutres de section 40*75 on fait augmenter la section a 40*80 pour vérifier la condition de A_s max.

Tableau VI.8: Ferrailage des poutres secondaires (35 × 65)

Poutre Principale (35 × 65) (cm ²)	Appui	Travée
A_{min} (cm ²) BAEL	2.3	
A_{min} (cm ²) RPA	11.38	
A_t (cm ²)	13.5	8.6
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3 HA20 + 3HA20 (renfort)	3 HA20
	18.84	9.42
$A'(cm^2)$	8.8	5.1
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3 HA20	3 HA20
	9.42	9.42
Armature de construction	3 HA20	3 HA20

Tableau VI.9: Ferrailage des poutres Palière (30 × 40)

Poutre Palière (30 × 40) (cm ²)	Appui	Travée
A_{min} (cm ²) BAEL	2.3	
A_{min} (cm ²) RPA	6	
A_t (cm ²)	6.9	7.9
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3 HA16 + 2HA14 (renfort)	3 HA16 + 2HA14
	9.11	9.11
	18.84	9.42
$A'(cm^2)$	7.1	3.4
$A_{adoptée}$ (cm ²)	3 HA16 + 2HA14	3 HA16
	9.11	6.03
Armature de construction	3 HA20	3 HA20

VI.1.2.3. Calcul des armatures transversales des poutres :**a. Vérification au cisaillement du béton :**

Il faut vérifier que la contrainte tangentielle du béton est inférieure au minimum des deux valeurs suivantes :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

Les résultats de cette vérification figurent dans le tableau suivant :

Tableau VI.10: Vérification de l'effort tranchant

Poutre (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Vérification
P.P (65 × 125)	1253.77	1.71	4	Vérifiée
P.P (40 × 80)	966.9	3.36	4	Vérifiée
P.S (40 × 80)	860.53	2.99	4	Vérifiée
P.P (35 × 65)	209	1.02	4	Vérifiée
P.S (35 × 65)	209	1.02	4	Vérifiée
P.pal(30 × 40)	120.4	1.94	4	Vérifiée

b. Calcul des armatures transversales des poutres :

La quantité d'armatures transversales minimales, selon le RPA99/2003, est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec,

S_t : espacement des armatures transversales

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\varnothing ; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow$ En zone nodale

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow$ En zone courante

Où :

h : hauteur de la poutre

$\varnothing$: diamètre des armatures longitudinales

Les résultats du ferrailage des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11: Ferrailage des armatures transversales.

Poutres (cm ²)	S_t Zone nodale (cm)	S_t Zone courante (cm)	$A_{t \min}$ (cm ²)	A_t Choisie	A_t (cm ²)	Vérification
P.P (65 × 125)	10	15	2.93	T10	3.58	Vérifiée
P.P (40 × 80)	10	15	1.8	T10+T8	2.58	Vérifiée
P.S (40 × 80)	10	15	1.8	T10+T8	2.58	Vérifiée
P.P (35 × 65)	10	15	1.58	T10+T8	2.58	Vérifiée
P.S (35 × 65)	10	15	1.58	T10+T8	2.58	Vérifiée
P.pal(30 × 40)	10	15	1.35	T8	2.01	Vérifiée

Les schémas du ferrailage des poutres sont présentés par les figures.

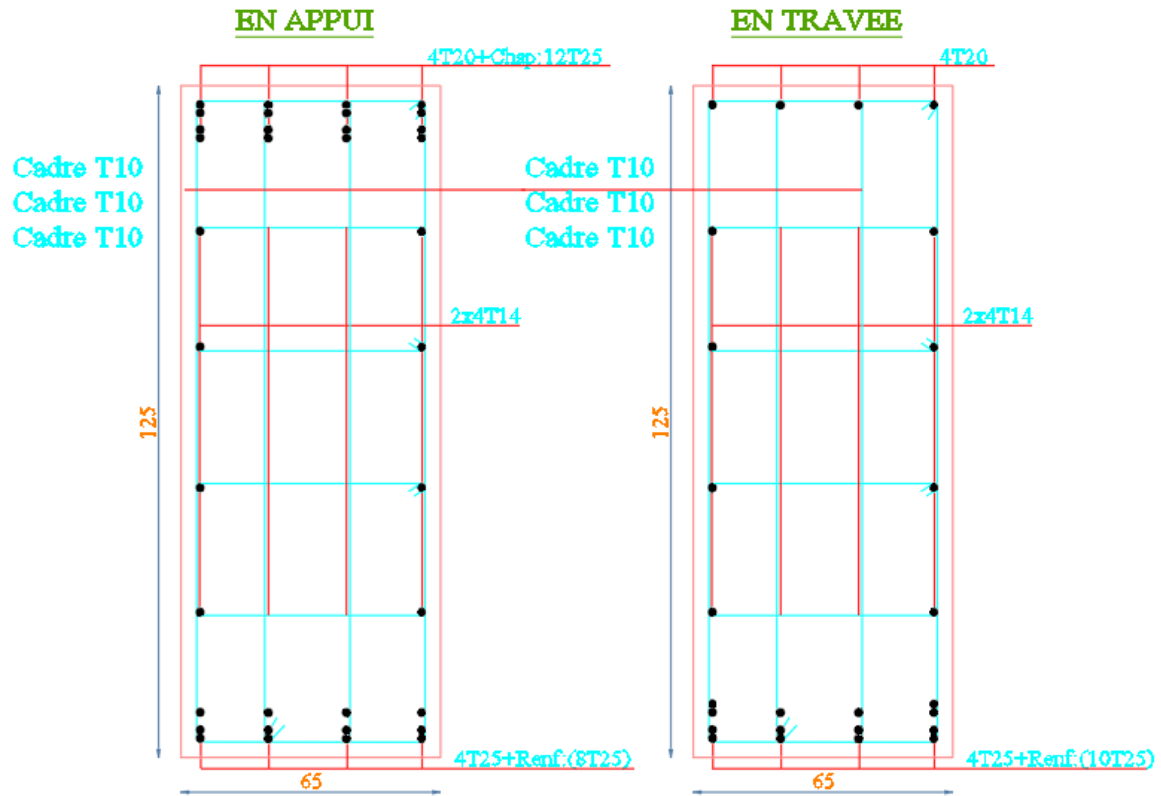


Figure VI.2: Schéma du ferrailage de la poutre principale 125*65

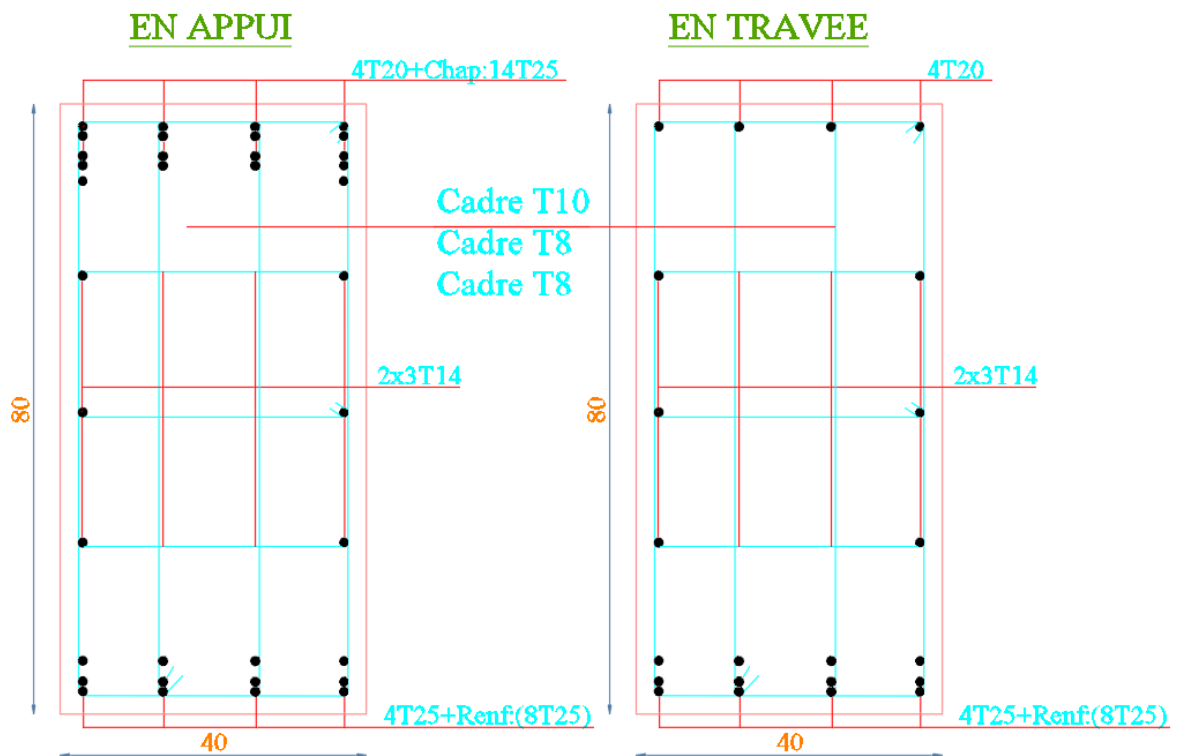


Figure VI.3: Schéma du ferrailage de la poutre principale 40*80

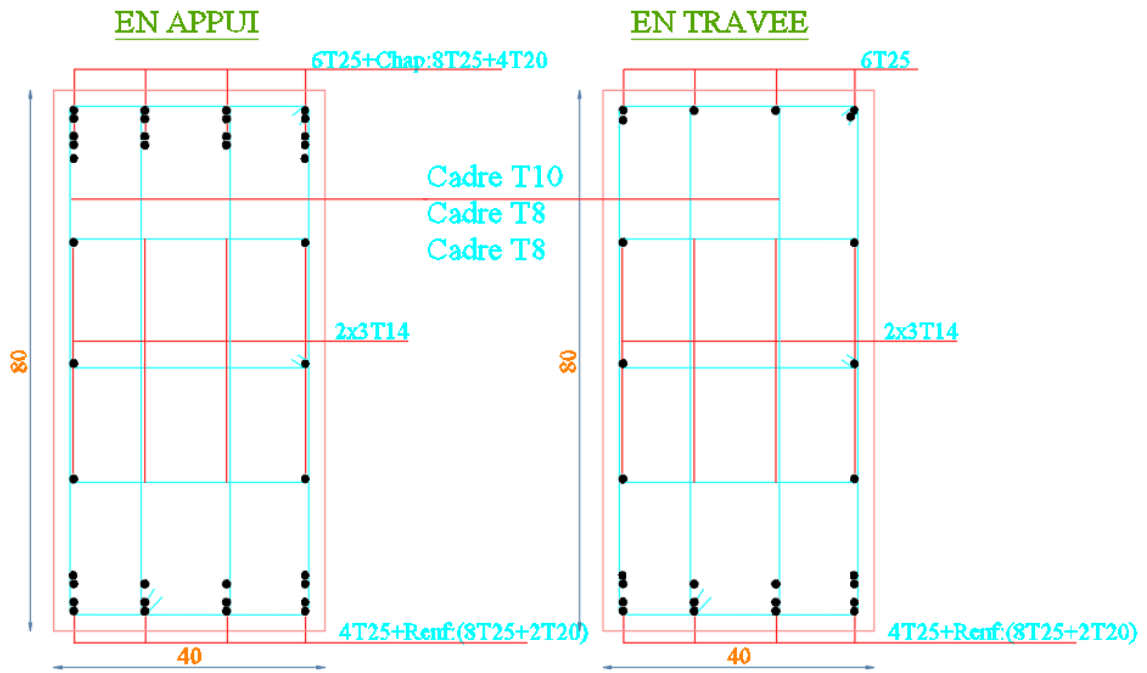


Figure VI.4: Schéma du ferrailage de la poutre secondaire 40*80

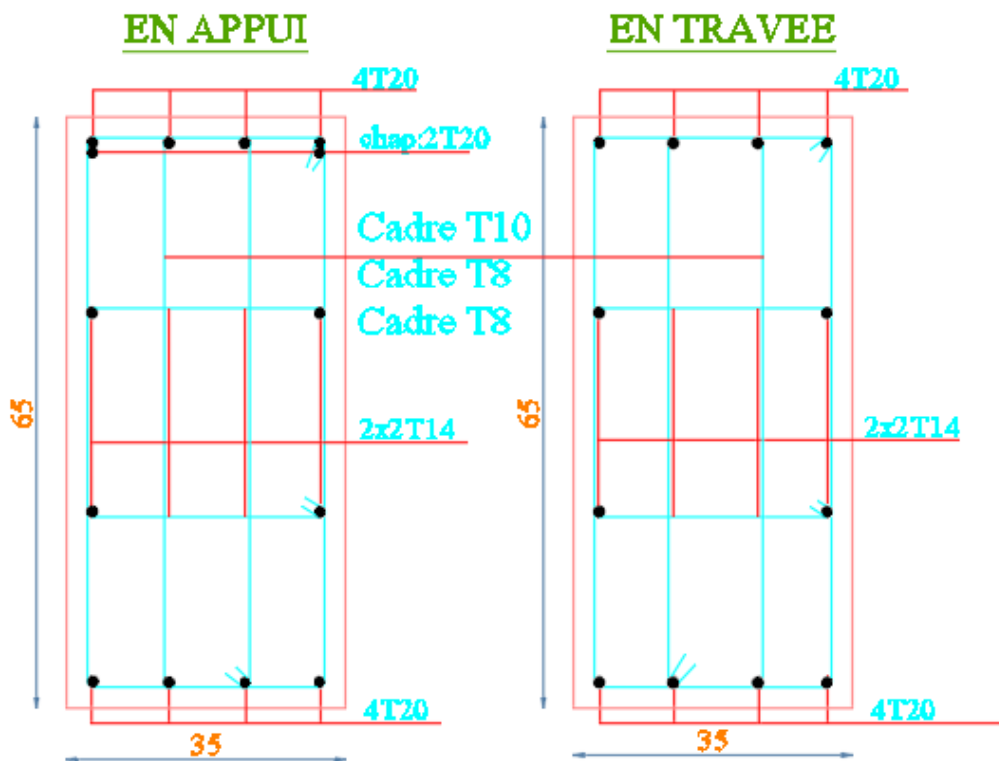


Figure VI.5: Schéma du ferrailage de la poutre principale 65*35

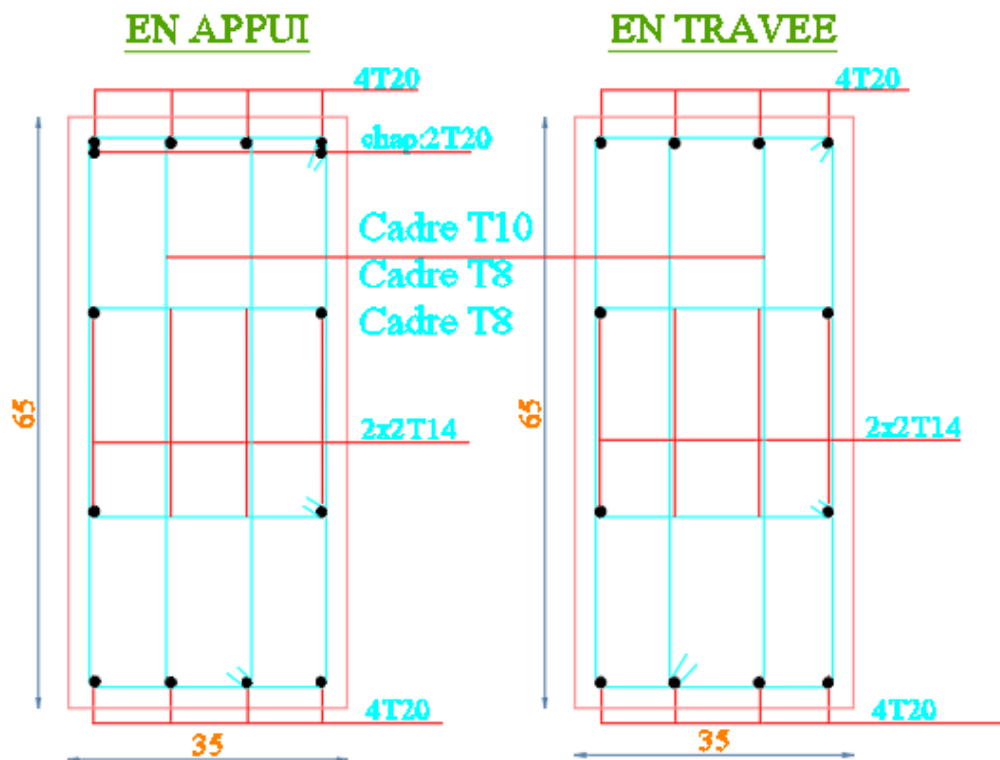


Figure VI.6: Schéma du ferrailage de la poutre secondaire 35*65

VI.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations. Ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux directions : longitudinale et transversale. Pour cette raison, ils sont calculés en flexion composée déviée. Les calculs se font à l'état limité ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

VI.2.1. Recommandations du RPA 99/2003 :

Les poteaux sont calculés en flexion composée suivant les deux directions en tenant compte des combinaisons vues plus haut. Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

En zone I, le pourcentage minimal est pris égal à 0,7 % de la section du poteau. Les ferrailages minimaux des poteaux étudiés figurent dans le tableau ci-après.

Tableau VI.12: Ferrailage minimal des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	(100 × 100)	$S = 100 \times 100 = 10000 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 70 \text{ cm}^2$
Poteaux	(95 × 95)	$S = 95 \times 95 = 9025 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 63.18 \text{ cm}^2$
Poteaux	(90 × 90)	$S = 90 \times 90 = 8100 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 56.7 \text{ cm}^2$

Poteaux	(80× 80)	$S = 80 \times 80 = 6400 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 44.8 \text{ cm}^2$
Poteaux	(70× 70)	$S = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 34.3 \text{ cm}^2$
Poteaux	(60× 60)	$S = 60 \times 60 = 3600 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 25.2 \text{ cm}^2$
Poteaux	(50× 50)	$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 17.5 \text{ cm}^2$
Poteaux	(45×45)	$S = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2$	$A_{\min} = 14.18 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 % → En zone courante
- 6 % → En zone de recouvrement

Les ferraillements maximaux des poteaux étudiés figurent dans le tableau ci-après.

Tableau VI.13: Ferrailage maximal des armatures longitudinales des poteaux

La

Poteaux (cm²)	Zone courante	Zone de recouvrement
(100 × 100)	$A_{\max} = 400 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 600 \text{ cm}^2$
(95× 95)	$A_{\max} = 361 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 541.5 \text{ cm}^2$
(90× 90)	$A_{\max} = 324 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 486 \text{ cm}^2$
(80× 80)	$A_{\max} = 256 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 384 \text{ cm}^2$
(70× 70)	$A_{\max} = 196 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 294 \text{ cm}^2$
(60× 60)	$A_{\max} = 144 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 216 \text{ cm}^2$
(50× 50)	$A_{\max} = 100 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 150 \text{ cm}^2$
(45×45)	$A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$	$A_{\max} = 121.5 \text{ cm}^2$

longueur minimale de recouvrement est prise égale à 40 Ø en zone I.

VI.2.2. Evaluation des charges des poteaux:

Les sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

- À l'état limite ultime : $1.35 G + 1.5 Q$
- À l'état limite de service : $G + 1.5 Q$
- Situation accidentelle : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$

Tableau VI.14: Evaluation des charges des poteaux 100

Poteaux 100	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	12211,59	-17,91	-55,19
Q _{ACC}	3847,92	-83,32	347,62
Q _{ACC}	7313,64	338,76	-24,2

Tableau VI.15: Evaluation des charges des poteaux 95

Poteaux 95	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	10442,22	40,27	-152,19
Q _{ACC}	4518,22	237,32	323,66
Q _{ELU}	8477,04	556,77	6,06

Tableau VI.16: Evaluation des charges des poteaux 90

Poteaux 90	F_x(kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	8832,71	-168,5	75,92
Q _{ACC}	4220,43	-27,81	457,99
Q _{ACC}	6080,18	562,49	-0,05

Tableau VI.17: Evaluation des charges des poteaux 80

Poteaux 80	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	6992,69	14,27	471,63
Q _{ELU}	1613,62	13,39	1697,68
Q _{ELU}	3094,51	1396,79	4,31

Tableau VI.18: Evaluation des charges des poteaux 70

Poteaux 70	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	3926,13	-130,55	86,24
Q _{ACC}	930,46	-93,48	863,87
Q _{ACC}	727,38	1026,32	-552,43

Tableau VI.19: Evaluation des charges des poteaux 60

Poteaux 60	F_x (kN)	M_y(kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	2354,55	-12,19	-45,61
Q _{ACC}	13,71	48,62	471,23
Q _{ELU}	478,85	366,37	28

Tableau VI.20: Evaluation des charges des poteaux 50

Poteaux 50	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ELU}	805,01	-7,9	-74
Q _{ACC}	74,83	159,23	299,98
Q _{ELU}	448,91	253,2	-6,93

Tableau VI.21: Evaluation des charges des poteaux 45

Poteaux 45	F_x (kN)	M_y (kN.m)	M_z (kN.m)
Q _{ACC}	1772,24	-5,24	-45,03
Q _{ELU}	744,29	6,51	161,88
Q _{ACC}	398,65	243,54	-8,5

VI.2.3. Armatures longitudinales des poteaux :

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion composée déviée par l'utilisation du logiciel robot expert.

Tableau VI.22: Ferrailage des poteaux (1)

Poteaux(cm²)	100×100	95×95	90×90
A _{smin} (cm ²)	70	63.18	56
A _{s1} (cm ²)	6.3	5.6	5.1
A _{s2} (cm ²)	3.7	3.40	3
A _s (cm ²)	20	18	16.2

$A_{adoptée} (cm^2)$	20HA25	20HA25	20HA20
	98.17	98.17	62.83

Tableau VI.23: Ferrailage des poteaux (2)

Poteaux(cm^2)	80×80	70×70	60×60
$A_{smin} (cm^2)$	44.8	34.3	25
$A_{s1} (cm^2)$	17.3	23.9	7.8
$A_{s2} (cm^2)$	22.6	9.1	9
$A_s (cm^2)$	59	56	33.6
$A_{adoptée} (cm^2)$	20HA20	20HA20	12HA20
	69.9	69.9	37.7

Tableau VI.24: Ferrailage des poteaux (3)

Poteaux(cm^2)	50×50	45×45
$A_{smin} (cm^2)$	17.5	14.18
$A_{s1} (cm^2)$	8.5	7.7
$A_{s2} (cm^2)$	9.6	1
$A_s (cm^2)$	36.2	17.4
$A_{adoptée} (cm^2)$	12HA20	12HA16
	37.7	24.3

VI.2.4. Armatures transversales des poteaux :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois du poteau. Leur principal rôle consiste à reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux et à empêcher le déplacement transversal du béton.

VI.2.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA 99/2003, il faut :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

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

Où,

$$\rho_d = 0.075 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.040 \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 5$$

λ_g : élancement géométrique

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

l_f : longueur de flambement

Les résultats de cette vérification à l'ELS sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.25 : Vérification de l'effort tranchant suivant y

Poteau(cm ²)	Ty (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
(100 × 100)	28,03	0,00028	6,3	0,075	0,075	OK
(95× 95)	71,6	0,00079	4,42105	0,04	0,04	OK
(90× 90)	193	0,00238	4,66667	0,04	0,04	OK
(80× 80)	332	0,00519	5,25	0,04	0,04	OK
(70× 70)	584	0,01192	6	0,075	0,075	OK
(60× 60)	397	0,01103	7	0,075	0,075	OK
(50× 50)	154	0,00616	5,6	0,075	0,075	OK
(45×45)	87,49	0,00432	4,66667	0,04	0,04	OK

Tableau VI.26: Vérification de l'effort tranchant suivant z

Poteau(cm ²)	Tz (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
(100 × 100)	30,5	0,00031	6,3	0,075	0,075	OK
(95× 95)	173	0,00192	4,42105	0,04	0,04	OK
(90× 90)	276	0,00341	4,66667	0,04	0,04	OK
(80× 80)	588	0,00919	5,25	0,04	0,04	OK
(70× 70)	541	0,01104	6	0,075	0,075	OK
(60× 60)	319	0,00886	7	0,075	0,075	OK
(50× 50)	154	0,00616	5,6	0,075	0,075	OK
(45×45)	153	0,00756	4,66667	0,04	0,04	OK

VI.2.4.2. Calcul de la quantité d'armatures transversales :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{V_u \times \rho_a}{h \times f_e}$$

Avec :

ρ_a : coefficient correcteur tenant compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$\rho_a = 2.5 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5$

S_t : espacement des armatures transversales

$S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale.}$

$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante.}$

a. Quantité minimale des armatures transversales :

Elle est donnée par l'expression :

- $\frac{A_t}{b_1 \times s_t} = 0.3 \% \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5$
- $\frac{A_t}{b_1 \times s_t} = 0.8 \% \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3$
- Interpolation entre les valeurs limites du poteau $\rightarrow \text{si } 3 < \lambda_g < 5$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_{\min}$.

Les résultats du calcul des armatures transversales des poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.27: Armatures transversales des poteaux.

Poteaux(cm^2)	45×45	50×50	60×60	70*70	80*80	90*90	95*95	100*100
V_u (kN)	153	154	397	584	588	276	173	30,5
S_t (zone nodale) cm	10	10	10	10	10	10	10	10
S_t (zone courant) cm	15	20	20	20	20	20	20	25
λ_g	4.7	5.6	7	6	5.3	4.7	4.4	6,3
ρ_a	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5	3.75	3.75	2.5
$A_{t \min}$ (cm^2)	2.87	3	3.6	4.2	4.8	7.65	8.08	7.5
A_t adoptée (cm^2)	T8	T8	T10	T10	T10	T10	T10	T10
A_t (cm^2)	4.02	4.02	6.28	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
Vérification	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV	CV

Les figures suivantes représentent les schémas du ferrailage des poteaux :

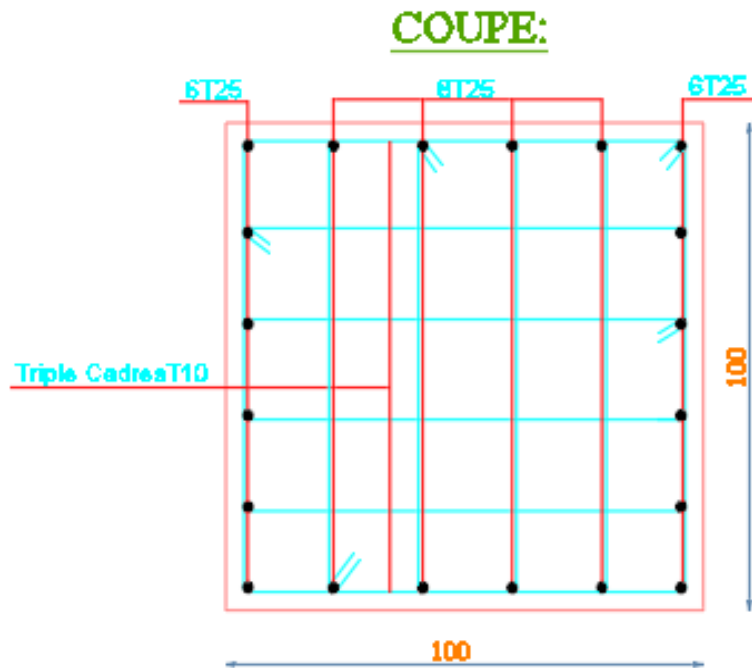


Figure VI.7: Schéma du ferrailage du poteau (100x100) cm²

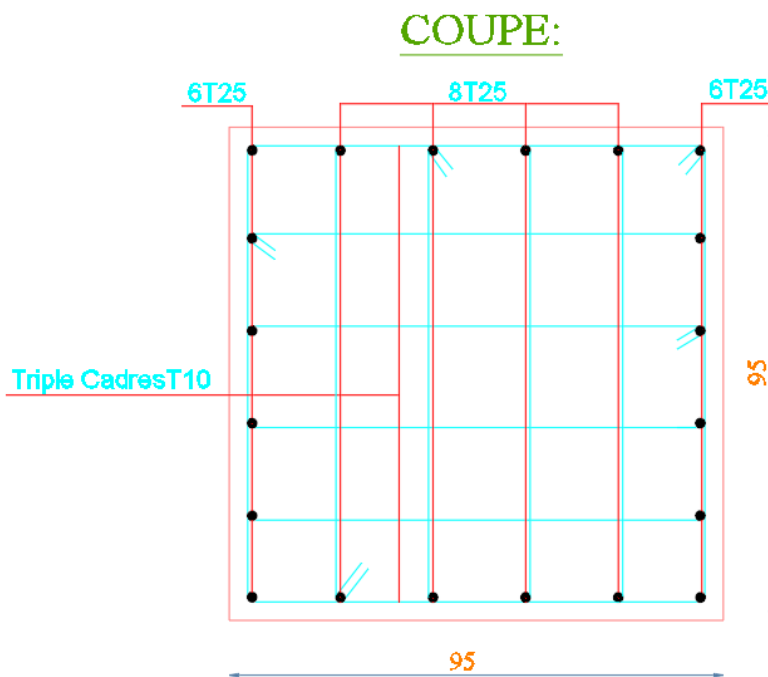


Figure VI.8: Schéma du ferrailage du poteau (95x95) cm²

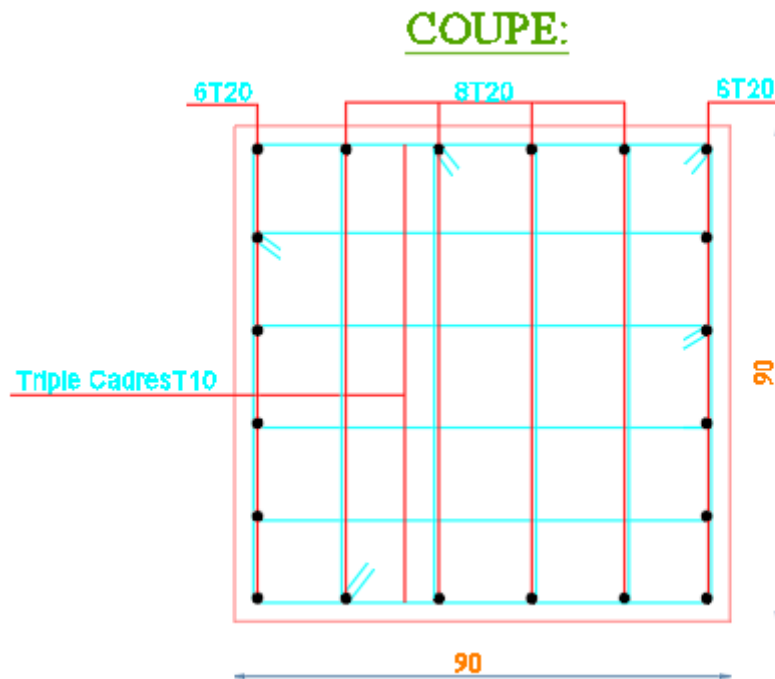


Figure VI.9: Schéma du ferrailage du poteau (90x90) cm²

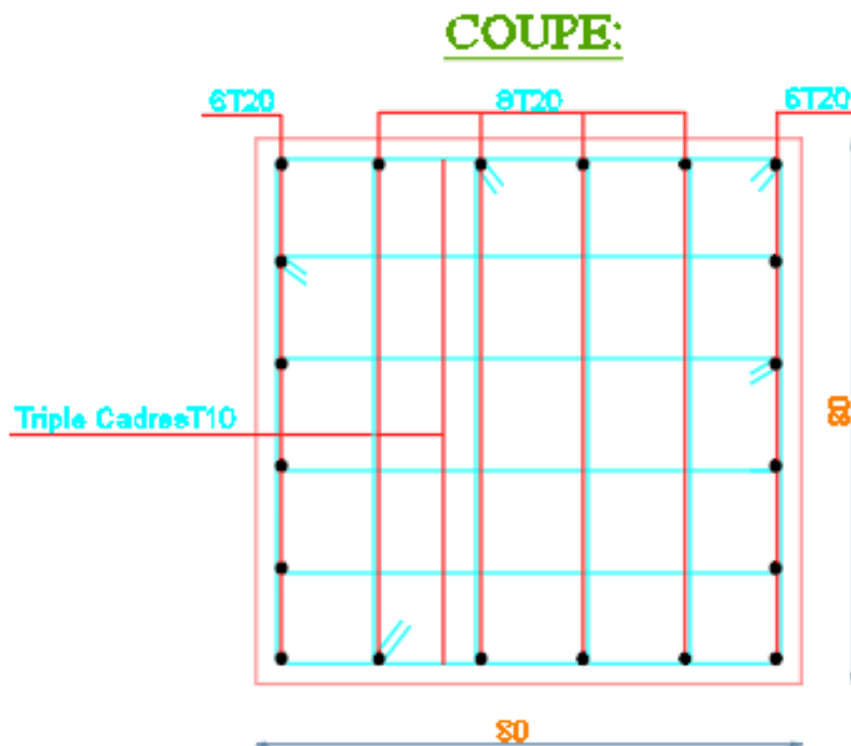


Figure VI.10: Schéma du ferrailage du poteau (80x80) cm²

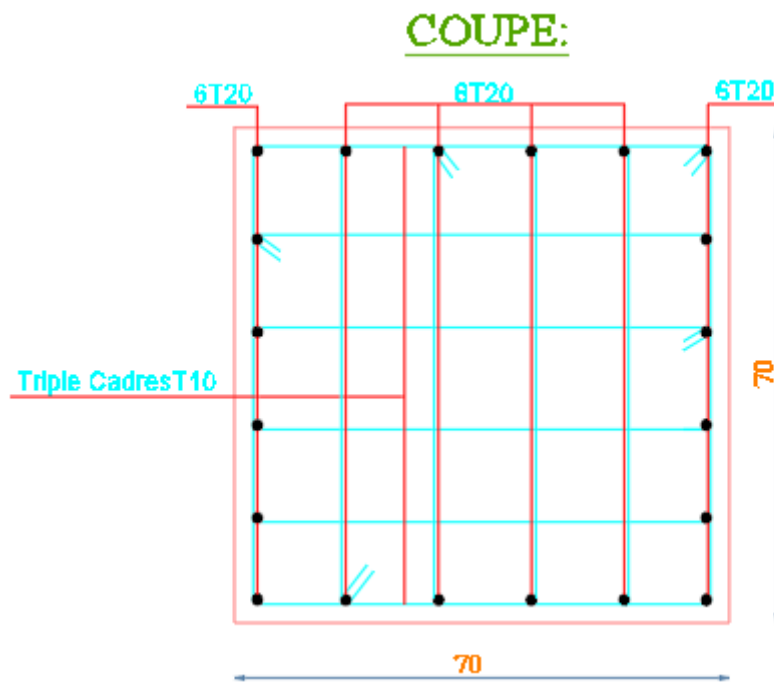


Figure VI.11: Schéma du ferrailage du poteau (70x70) cm²

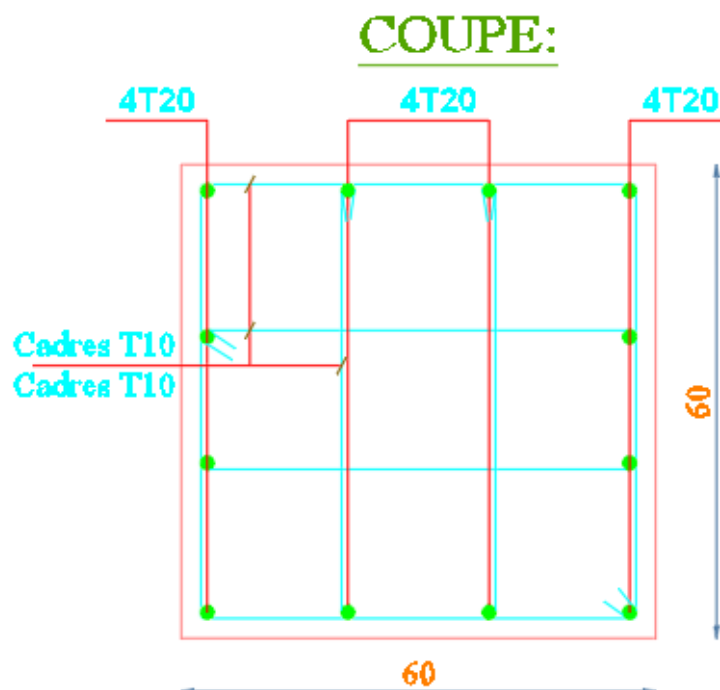


Figure VI.12: Schéma du ferrailage du poteau (60x60) cm²

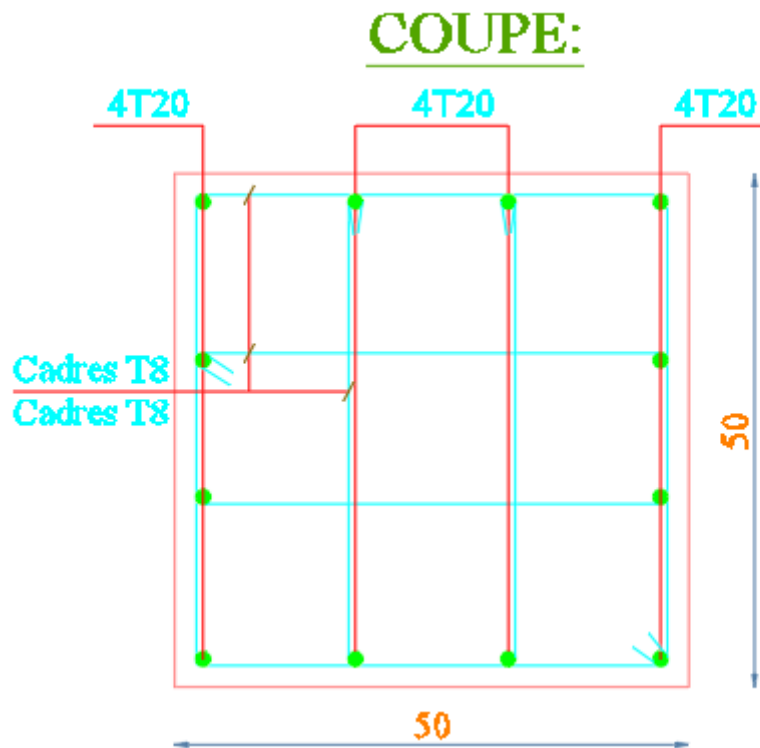


Figure VI.13: Schéma du ferrailage du poteau (50x50) cm²

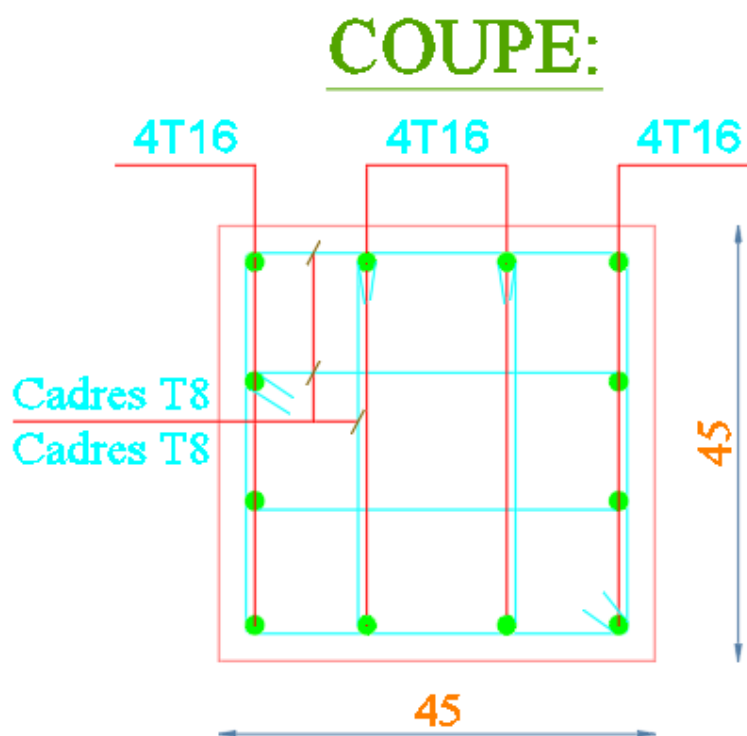


Figure VI.14: Schéma du ferrailage du poteau (45x45) cm²

VI.3. Etude d'un voile plein conformément au RPA/2003 :

L'étude s'intéresse aux voiles les plus sollicités. Ces voiles ont comme dimensions :

l : longueur l = 4 m

h : hauteur du voile. h = 6 m

a : épaisseur du voile a = 30 cm

VI.3.1. Evaluation des sollicitations :

Elles sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau.

Tableau VI.28: Evaluation des sollicitations des voiles pleins

Combinaison	Type	N (kN)	M (kN.m)	T (kN)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
ELU	ELU	-3668	216	-276.1	-3,06	-3,05
G+Q+Ex	ACC	-3616.4	199,32	201.2	-3,02	-3,01
G+Q-Ex	ACC	-2301.76	117,16	118.4	-1,92	-1,91
G+Q+Ey	ACC	-8011.32	135,92	140.6	-6,68	-6,67
G+Q-Ey	ACC	-7829.4	178,6	179.6	-6,53	-6,52
0.8G+Ex	ACC	-2892.08	107,56	150.8	-2,41	-2,41
0.8G-Ex	ACC	-1669.64	216	65.32	-1,41	-1,37
0.8G+Ey	ACC	-7396.04	199,32	89.6	-6,17	-6,16
0.8G-Ey	ACC	-7552	117,16	125.92	-6,29	-6,29

D'après ce tableau, on constate que le cas le plus défavorable correspond à la combinaison :

G+Q-Ey

Les sollicitations correspondantes sont :

$$M = 178,6 \text{ kN.m}$$

$$N = -7829.4 \text{ kN}$$

VI.3.2. Ferrailage du voile sous (G+Q-Ey) :

Le voile sera ferrillé à la traction avec la combinaison G+Q-Ey, ce qui donne :

$$M = -178,6 \text{ kN.m}$$

$$N = -7829.4 \text{ kN}$$

$$T = 179.6 \text{ kN}$$

σ_1, σ_2 : Contraintes extrêmes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega_i} \pm \frac{M v_i}{I_i}$$

Avec :

Ω : Surface du voile $\Omega = a \times L$

a : épaisseur du voile $a = 30$ cm

L : longueur du voile $L = 4$ m

I : moment d'inertie du voile $I = \frac{aL^3}{12}$

v : distance entre l'extrémité des voiles et le centre de gravité

Pour ce cas l'excentricité est égale à :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{178.6}{-7829} = -0.023 \text{ m}$$

Pour déterminer si la section du voile est partiellement comprimée ou non, il faut vérifier la condition suivante :

$$e_0 \leq \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

Tel que :

$$\left(\frac{h}{2} - d' \right) = \frac{4}{2} - 0.1 \times 4 = 1.6 \text{ m}$$

$$e_0 = -0.023 \text{ m} < \left(\frac{h}{2} - d' \right) = 1.6 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Par conséquent, la section du voile est partiellement comprimée (S.P.C).

VI.3.3. Armatures du voile :

Pour une bande de 1 mètre de largeur, les quantités d'armatures déterminées à l'aide du logiciel ROBOT sont :

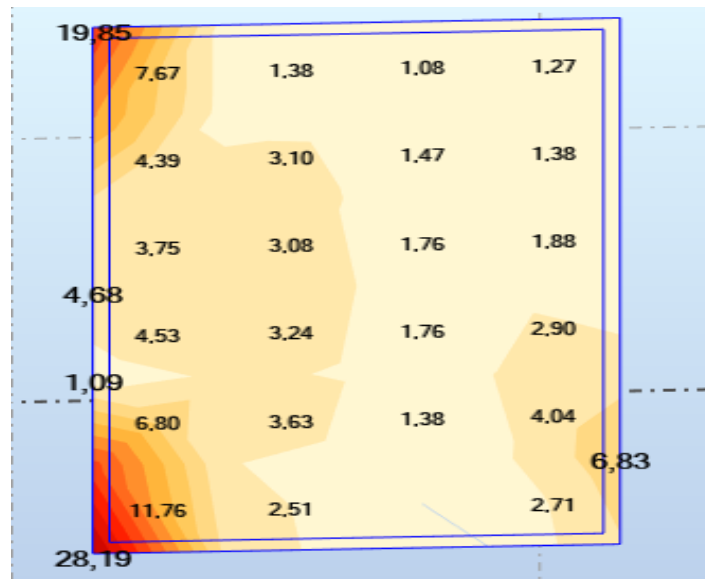


Figure VI.15 : Cartographie de ferrailage vertical du panneau le plus sollicité

Cette figure représente la quantité de ferrailage vertical nécessaire qui doit être utilisé pour chaque partie du voile par mètre linéaire, ou on constate que la section maximale de ferrailage égale à $28.19 \text{ cm}^2/\text{ml}$ se trouve au niveau du bord inférieur du voile, on prend se ferrailage juste sur une bande de 25 cm d'où le ferrailage utilisé égale à $25 \times 28.19 / 100 = 7.05 \text{ cm}^2$ et on ferraille le reste du voile avec la valeur $6.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

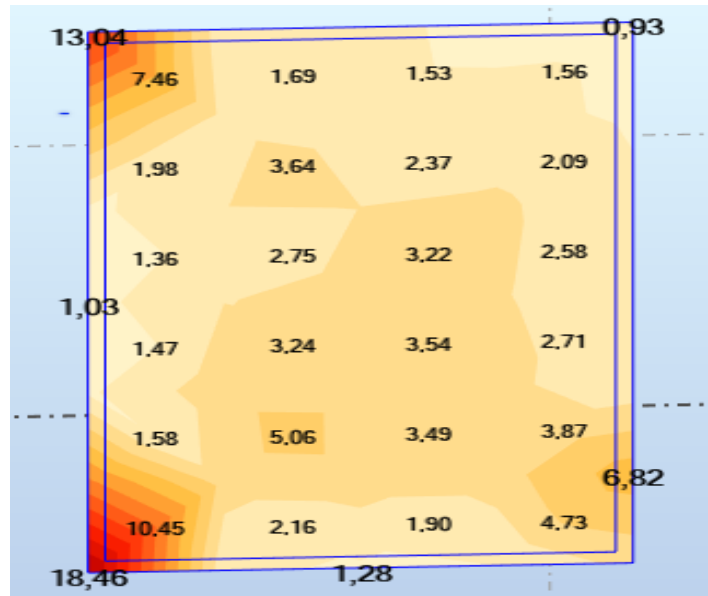


Figure VI.16 : Cartographie de ferrailage horizontal du panneau le plus sollicité

Cette figure représente la quantité de ferrailage horizontal nécessaire qui doit être utilisé pour chaque partie du voile par mètre linéaire, ou on constate que la section maximale de ferrailage égale à $18.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$ se trouve au niveau du bord inférieur du voile, on prend se ferrailage juste sur une bande de 50 cm au niveau des appuis d'où le ferrailage utilisé égale à $50 \times 18.46 / 100 = 9.23 \text{ cm}^2$ et on ferraille le reste du voile avec la valeur $6.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Armatures du bord (armatures verticales) : $A_s = 28.19 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ pour une bande de 30 cm $\rightarrow A_s = 7.05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Choix : 4 HA 16
- Armatures verticales (zone courant) : $A_v = 6.83 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Choix : 4 HA16/ml
- Armatures du bord (Armatures horizontales) : $A_{hb} = 18.46 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ pour une bande de 50 cm $\rightarrow A_s = 9.23 \rightarrow$ Choix : 5 HA16
- Armatures horizontales : $A_h = 6.82 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow$ Choix : 4 HA16/ml
- Armatures minimales verticales et horizontales : $A_{v,h \min} = 0.15 \times 30 \times 1 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour unifier la quantité d'armature utilisé dans les voiles pour des raisons d'exécution sur chantier on a utilisé un espacement de 15 cm au zone courante, on va avoir 7 barres par mètre linéaire qui vérifier la quantité d'armature trouvé.

Pour le choix des armatures du voile, le diamètre des barres ne dépasse pas 20 mm, condition imposée par le RPA99/2003. D'autre part, l'espacement des armatures verticales et horizontales doit être tel que :

$$S_t \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm}) = \min(45 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Dans notre cas, l'espacement des armatures verticales et horizontales maximal utilisé est égal à :

$$S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$$

Par ailleurs, en plus des armatures horizontales, le RPA 99/2003 exige que les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré de diamètre Ø8.

VI.3.4. Schéma de ferrailage

La figure suivante schématise le schéma de ferrailage du voile étudié.

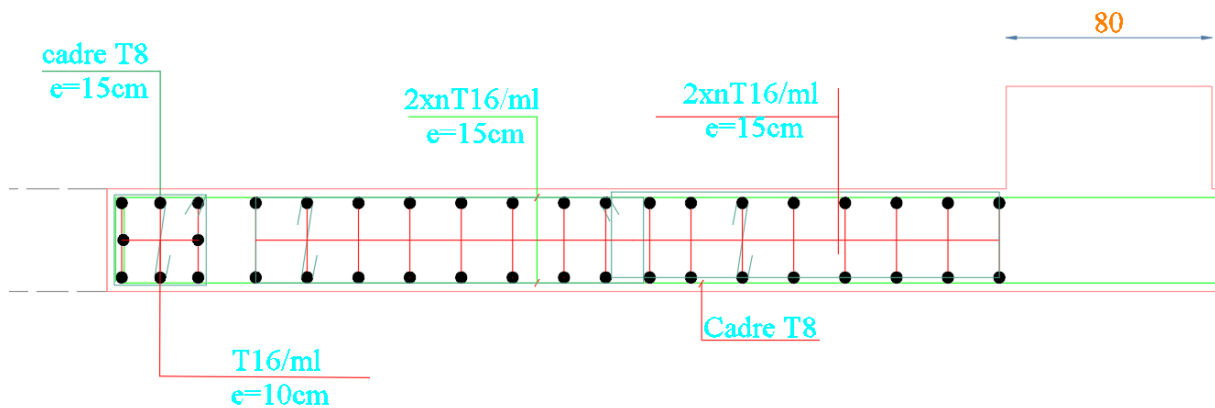


Figure VI.17: Schéma de ferrailage du voile.

VI.4. Etude des planchers :

VI.4.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les planchers sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 20, 30 et 40 cm.

VI.4.2. Dalle pleine $e_p=20\text{cm}$:

VI.4.2.1. Evaluation des sollicitations :

Elles sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les figures ci dessous.

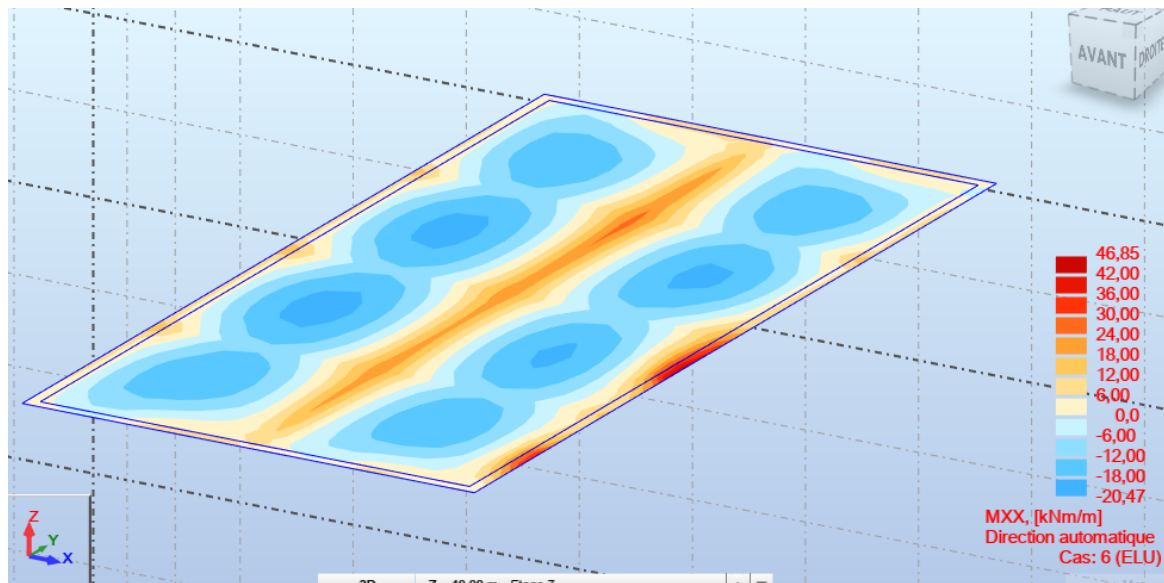


Figure VI.18 : Diagramme Moment XX à (ELU)

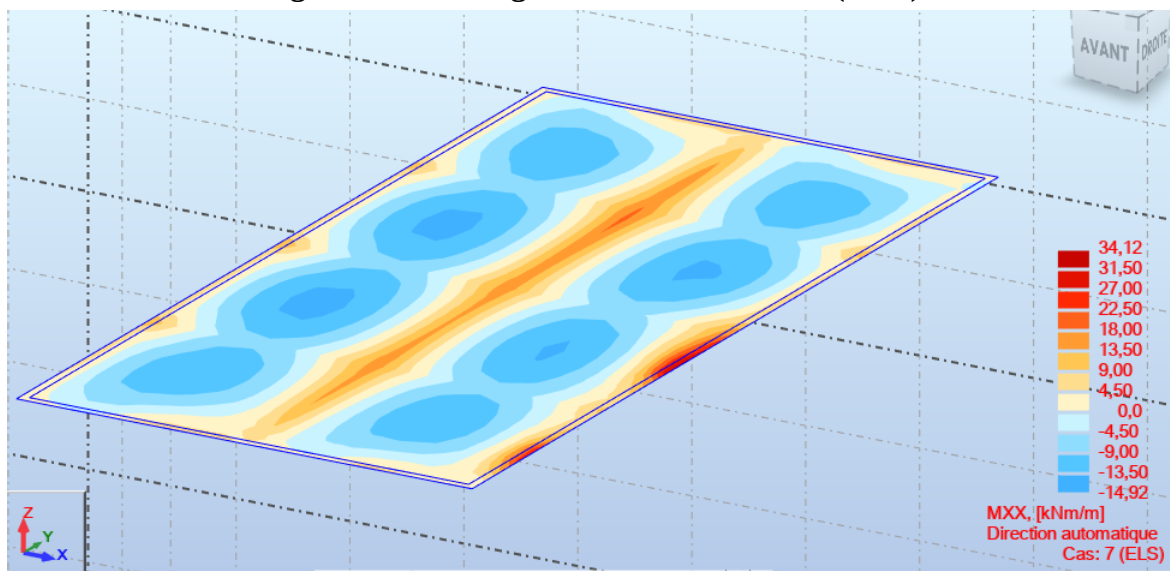


Figure VI.19 : Diagramme Moment XX à (ELS)

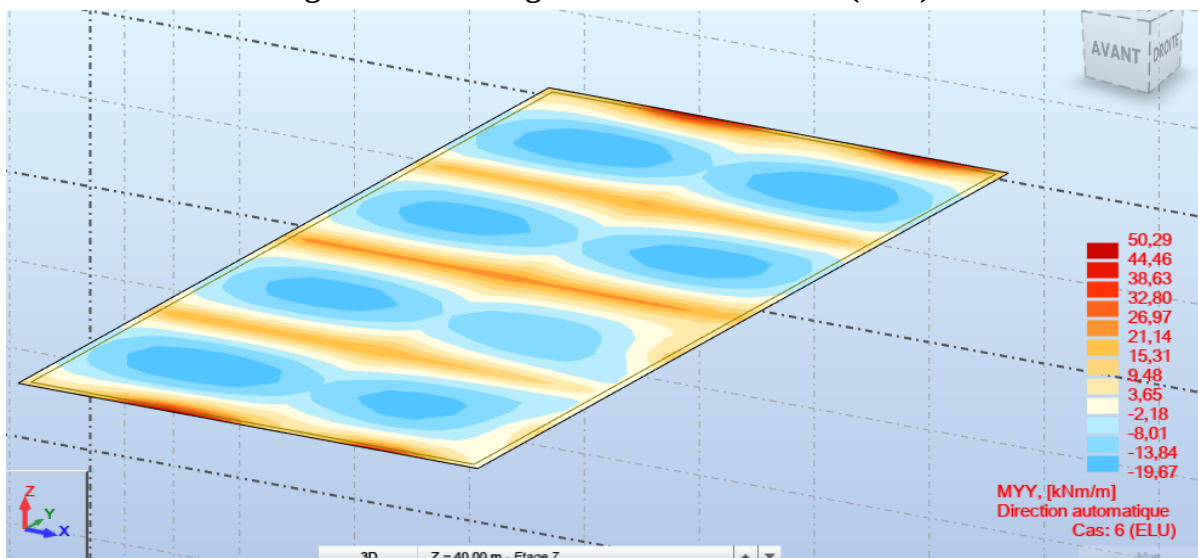


Figure VI.20 : Diagramme Moment YY à (ELU)

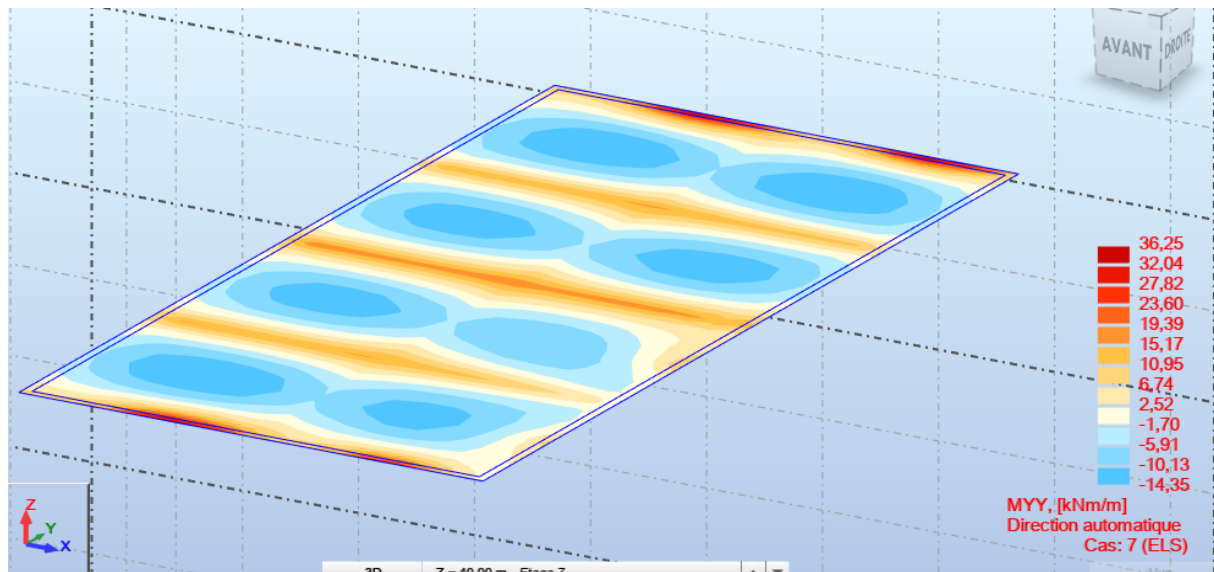


Figure VI.21 : Diagramme Moment YY à (ELS)

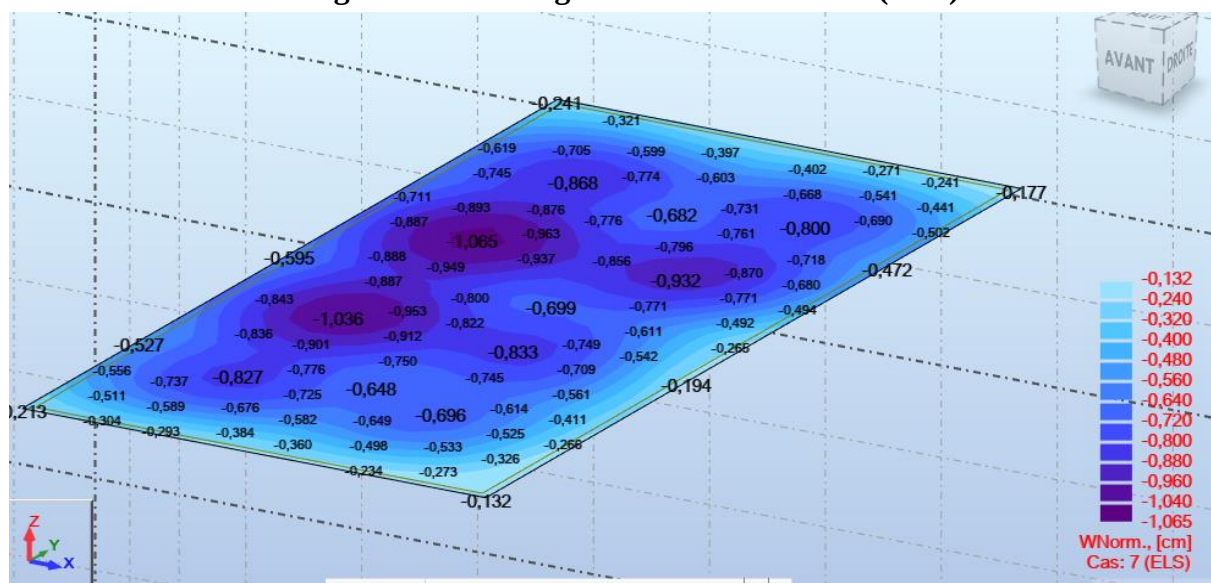


Figure VI.22: Diagramme Déplacement à (ELS)

VI.4.2.2. Ferrailage de la dalle pleine ($e_p=20\text{cm}$) :

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple par l'utilisation du logiciel SOCOTEC sur une bande de 1m.

Tableau VI.29 : Sollicitation de la dalle pleine $e_p=20\text{ cm}$

Dalle	XX		YY	
Moments	$M_{ELU}(\text{kn.m})$	$M_{ELS}(\text{kn.m})$	$M_{ELU}(\text{kn.m})$	$M_{ELS}(\text{kn.m})$
Valeur (Kn.m)	47	35	51	37

Ce tableau représente les valeurs des moments maximaux dans la dalle dans les 2 sens XX et YY dans les deux états limite ultime (G+Q) et service ($1.35G + 1.5Q$), ils ont été pris à partir des images précédentes.

SENS XX:

Figure VI.23 : Figure représente les donné géométrique et caractéristique de la dalle

RESULTAT :

Figure VI.24: les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle

SENS YY:

DALLE PLEINE EP20cm sens yy - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : DALLE PLEINE EP=20cm sens yy
 Nom du fichier : DALLE PLEINE EP20cm sens yy

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 30 MPa Coeff. agier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 500 MPa

Géométrie
 Largeur : b 1 m
 Hauteur : h 0.2 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

☒ Calcul aux ELU
 Effort normal : Nu 0 kN
 Moment fléchissant Mu 51 kN*m
Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1.5
 sécurité de l'acier : γ_s 1.15

☒ Calcul aux ELS
 Effort .. : Ns 0 kN
 Moment .. : Ms 37 kN*m
Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 16 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VI.25 : Figure représente les donné géométrique et caractéristique de la dalle

RESULTAT:

DALLE PLEINE EP20cm sens yy - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 7.31 cm²
 Position de l'axe neutre : y0 = 0.02 m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	7.25 MPa	18 MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	-157.5 MPa	500 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	18 MPa

Position de l'axe neutre : y0 = 0.07 m

Figure VI.26 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle

Tableau VI.30: Ferrailage de la dalle pleine ep=20

Ferrailage	XX	YY
A_s (cm ²)	6.79	7.31
$A_{adoptée}$ (cm ²)	7 T14 10.78	7 HA14 10.78

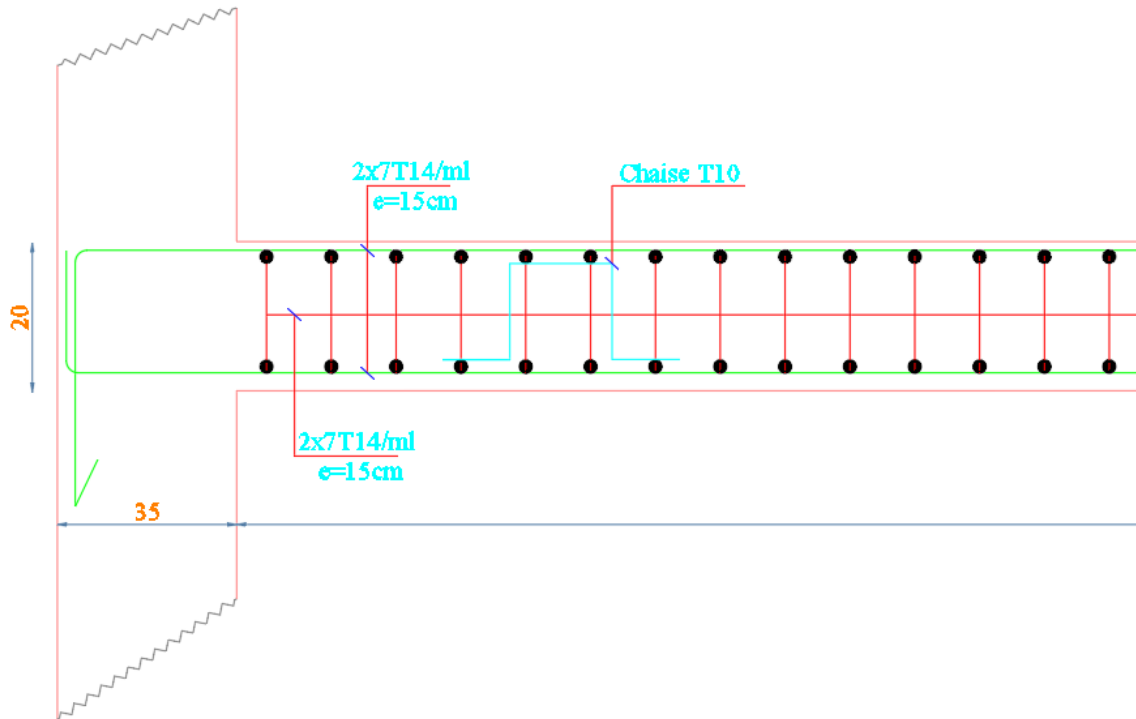


Figure VI.27: Schéma de ferrailage de la dalle de la terrasse.

VI.4.3. Dalle pleine $e_p=30$ cm :

VI.4.3.1. Evaluation des sollicitations :

Elles sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les figures ci-dessous :

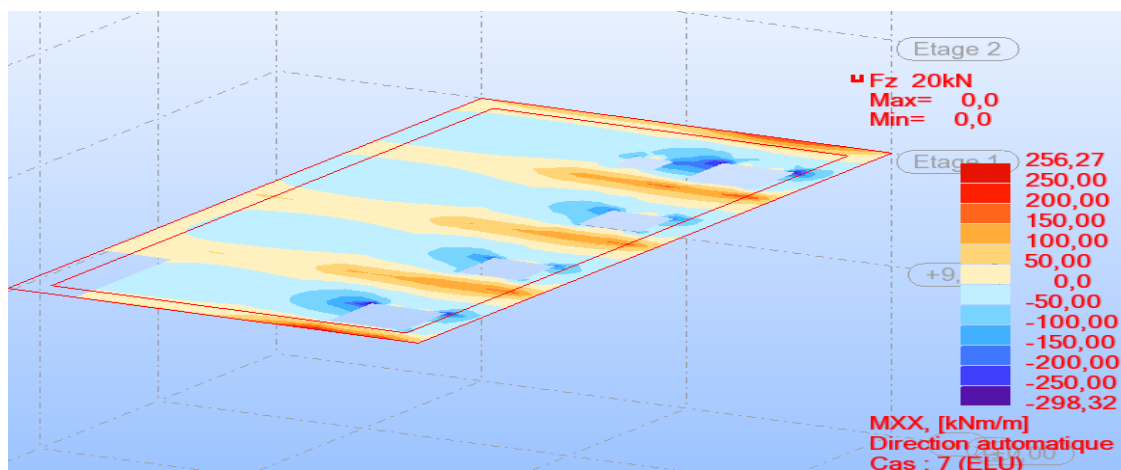


Figure VI.28 : Diagramme Moment XX à (ELU)

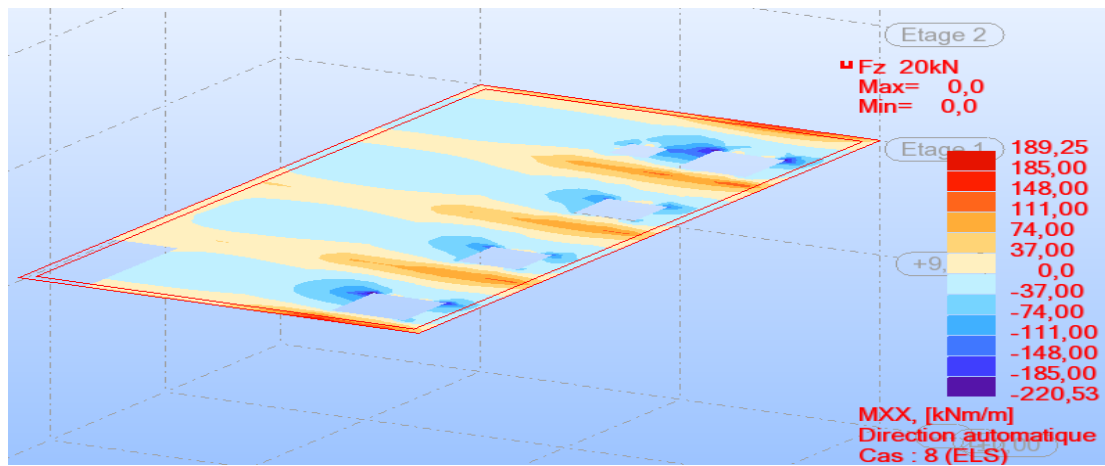


Figure VI.29 : Diagramme Moment XX à (ELS)

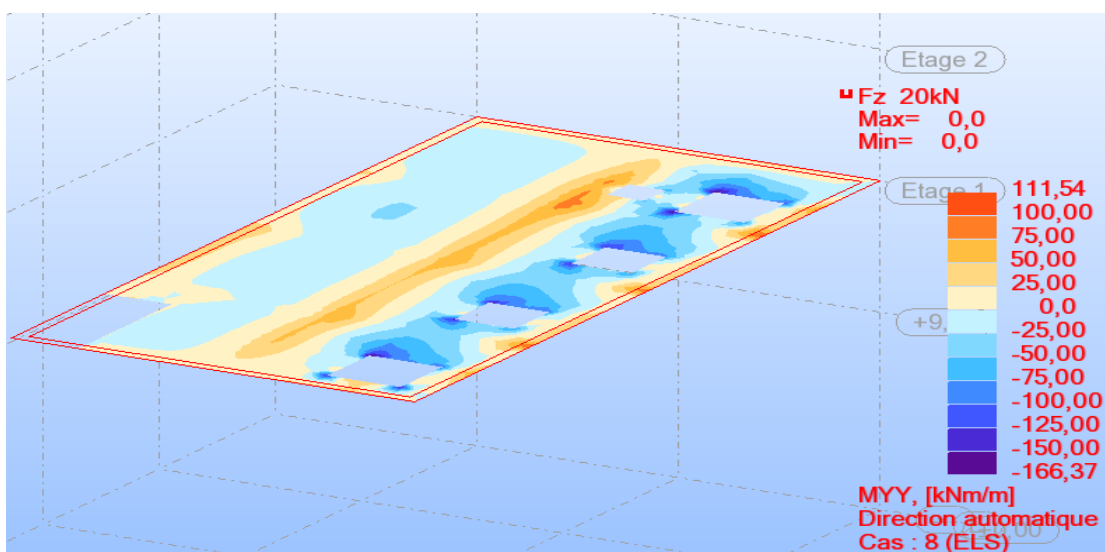


Figure VI.30 : Diagramme Moment YY à (ELS)

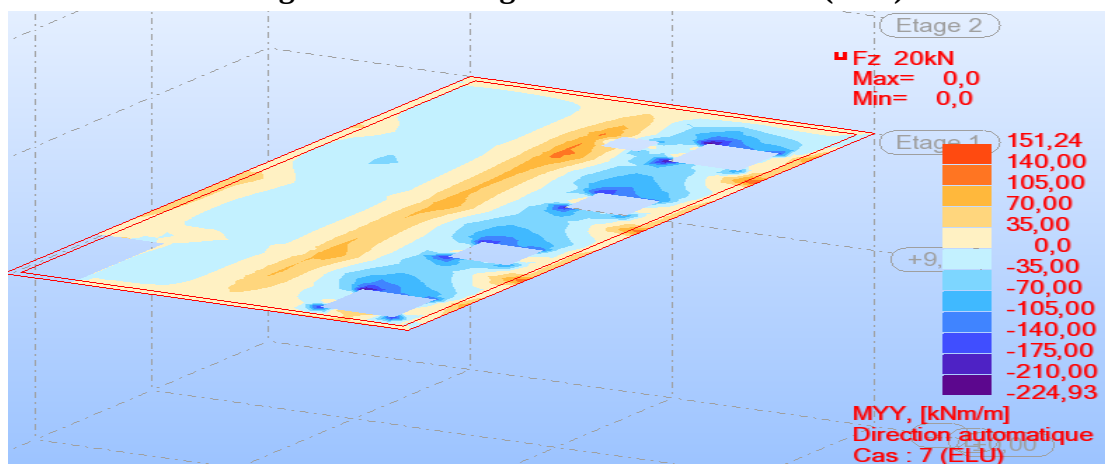


Figure VI.31 : Diagramme Moment YY à (ELU)

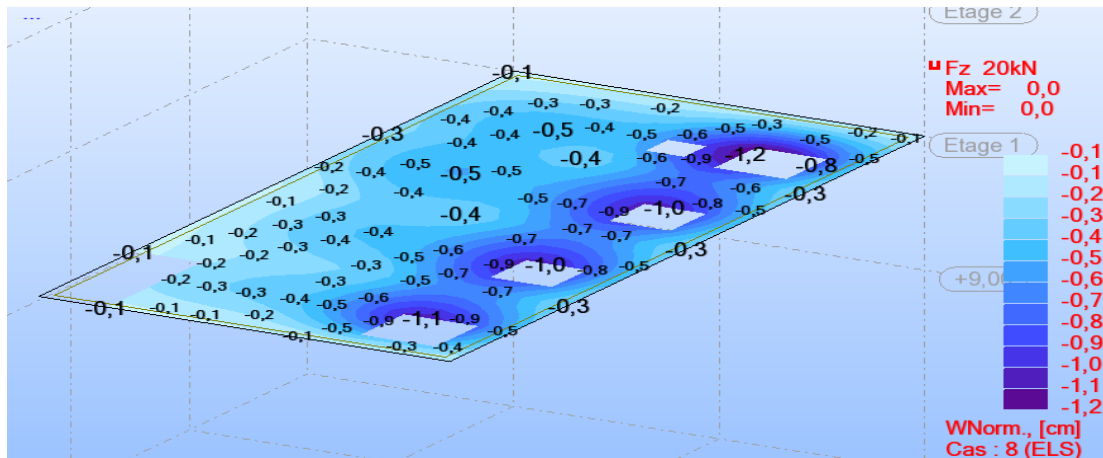


Figure VI.32 : Diagramme Déplacement à (ELS)

VI.4.2.2. Ferrailage de la dalle pleine ($e_p=30\text{cm}$) :

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple par l'utilisation du logiciel SOCOTEC.

Tableau VI.31 : Sollicitation de la dalle pleine $e_p=30\text{ cm}$

Dalle	XX		YY	
Moments	$M_{ELU}(\text{kn.m})$	$M_{ELS}(\text{kn.m})$	$M_{ELU}(\text{kn.m})$	$M_{ELS}(\text{kn.m})$
Valeur (kN.m)	300	221	225	167

Ce tableau représente les valeurs des moments maximaux dans la dalle dans les 2 sens XX et YY dans les deux états limite ultime (G+Q) et service ($1.35G + 1.5Q$), ils ont été pris à partir des images précédentes.

SENS XX :

Figure VI.33 : les donné géométrique et caractéristique de la dalle

RESULTAT :

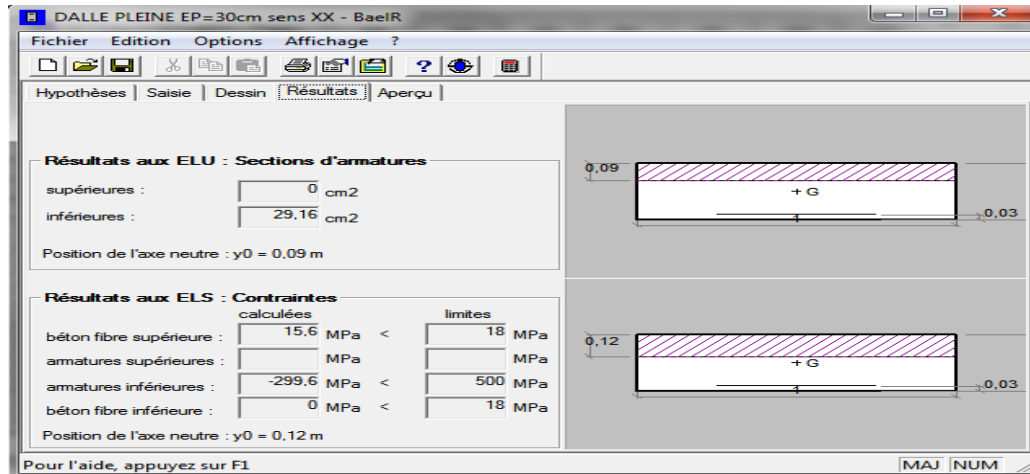


Figure VI.34 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle

SENS YY :

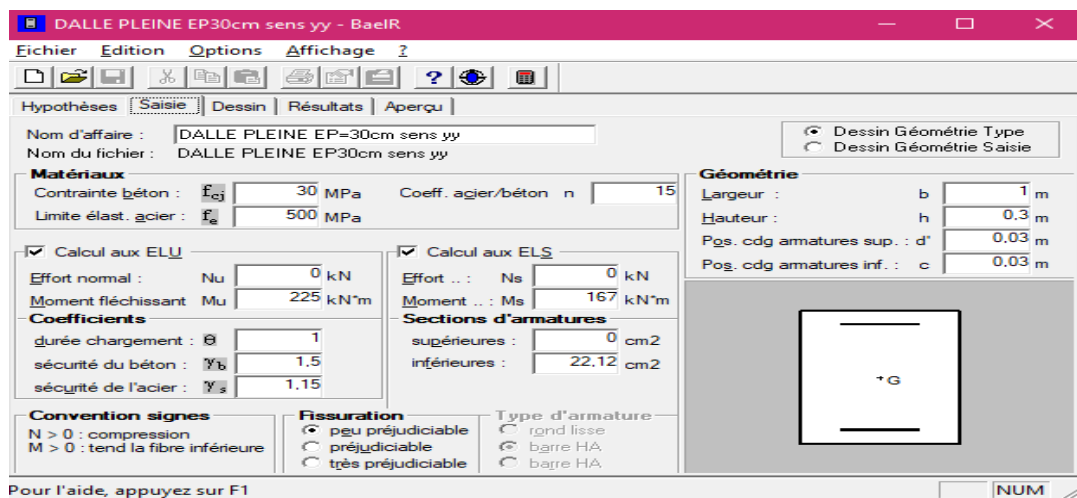
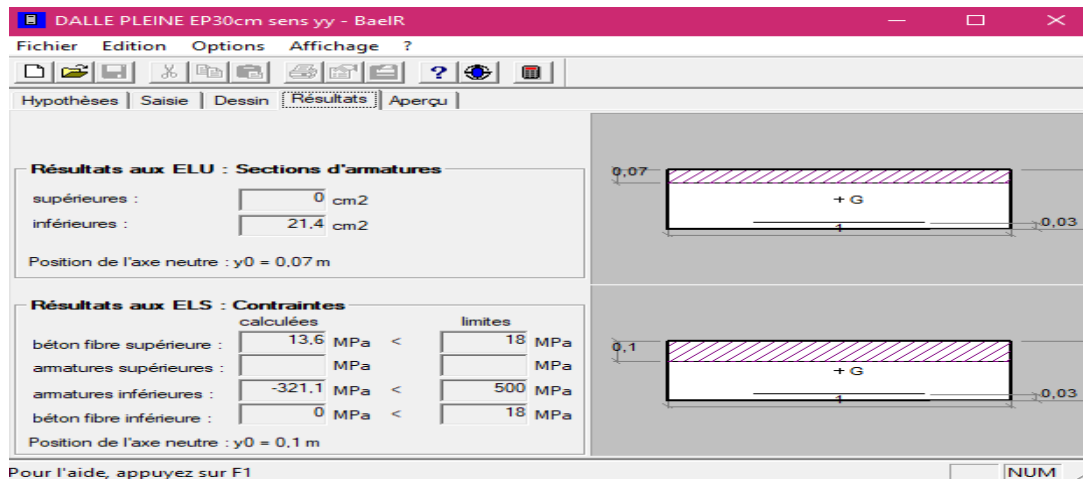
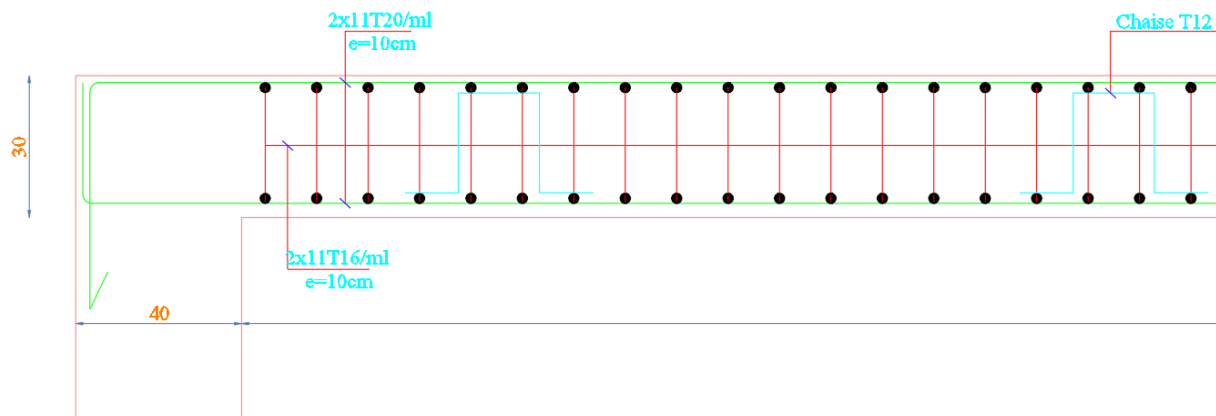


Figure VI.35 : les donné géométrique et caractéristique de la dalle

RESULTAT :**Figure VI.36 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle****Tableau VI.32 : Ferrailage de la dalle pleine $e_p = 30$ cm**

Ferrailage	XX	YY
A_s (cm ²)	29.16	21.4
$A_{adoptée}$ (cm ²)	11 T20 34.56	11 HA16 22.12

**Figure VI.37 : Schéma de ferrailage de la dalle au niveau courant.****VI.4.4. Dalle pleine $e_p = 40$ cm :**

Pour cette partie, on a une dalle qui contient de grande ouverture, ça va faire affaibli la résistance de la dalle à supporter les charges et pose des problèmes pour la vérification de la flèche et les contraintes, pour cela on a opté pour les solutions suivantes : faire augmenter l'épaisseur de la dalle et la quantité de ferrailage.

VI.4.4.1. Evaluation des sollicitations :

Elles sont déterminées à l'aide du logiciel ROBOT. Les résultats obtenus sont mentionnés dans les figures ci-dessous :

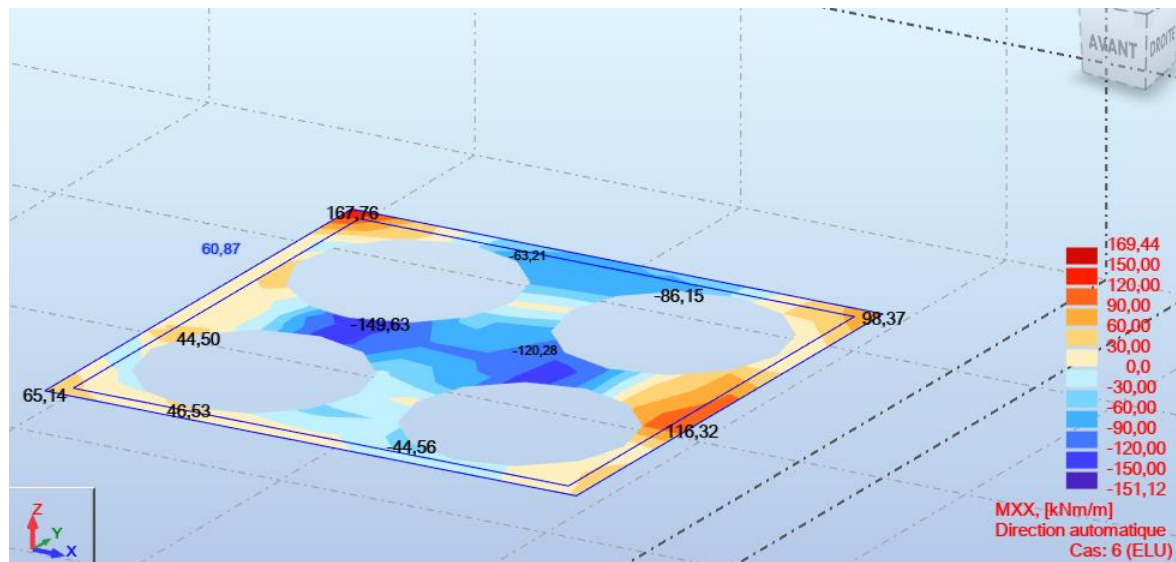


Figure VI.38 : Diagramme Moment XX à (ELU)

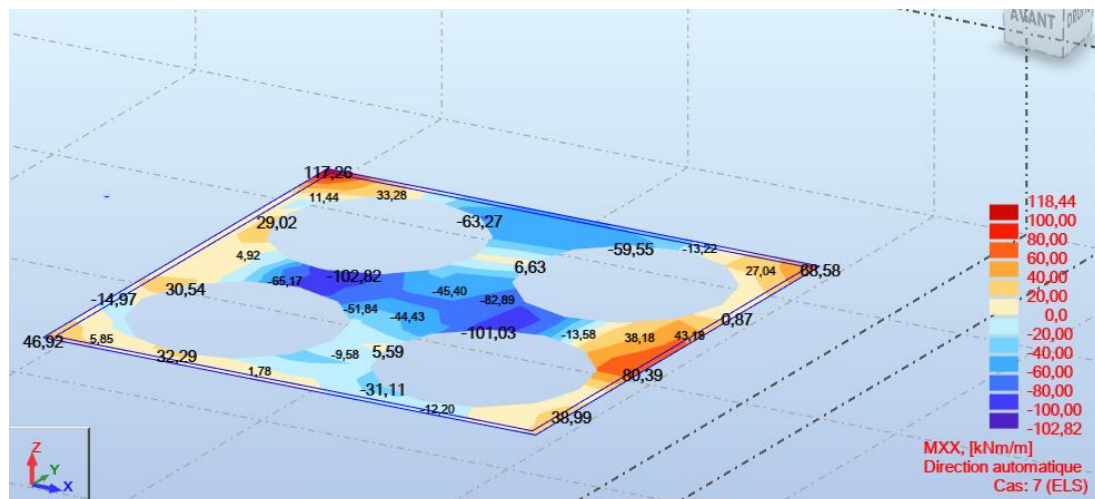


Figure VI.39 : Diagramme Moment XX à (ELS)

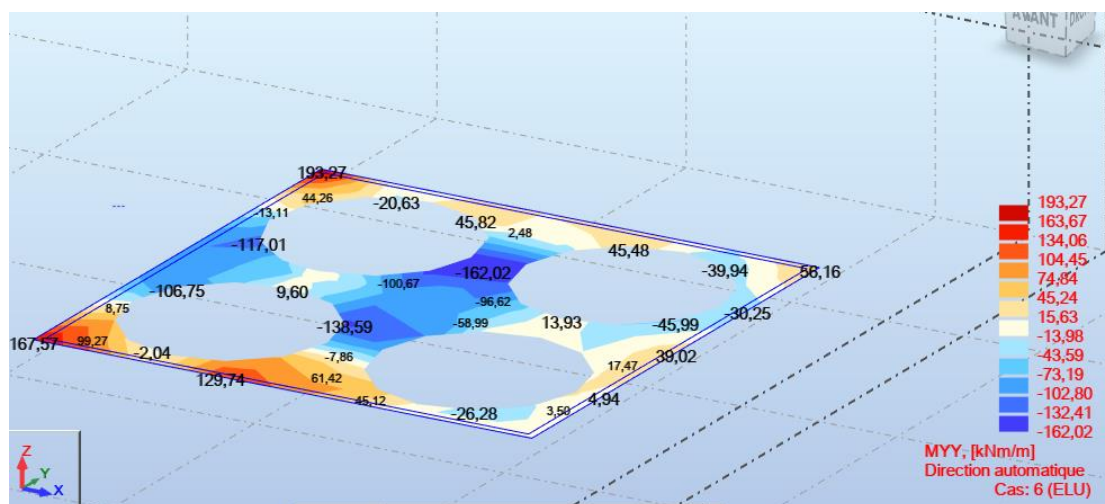


Figure VI.40 : Diagramme Moment YY à (ELU)

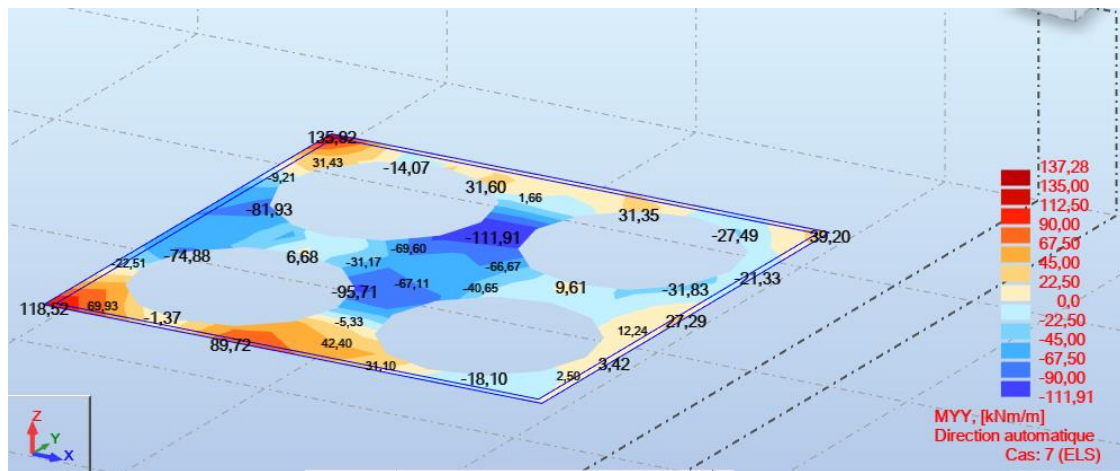


Figure VI.41 : Diagramme Moment YY à (ELS)

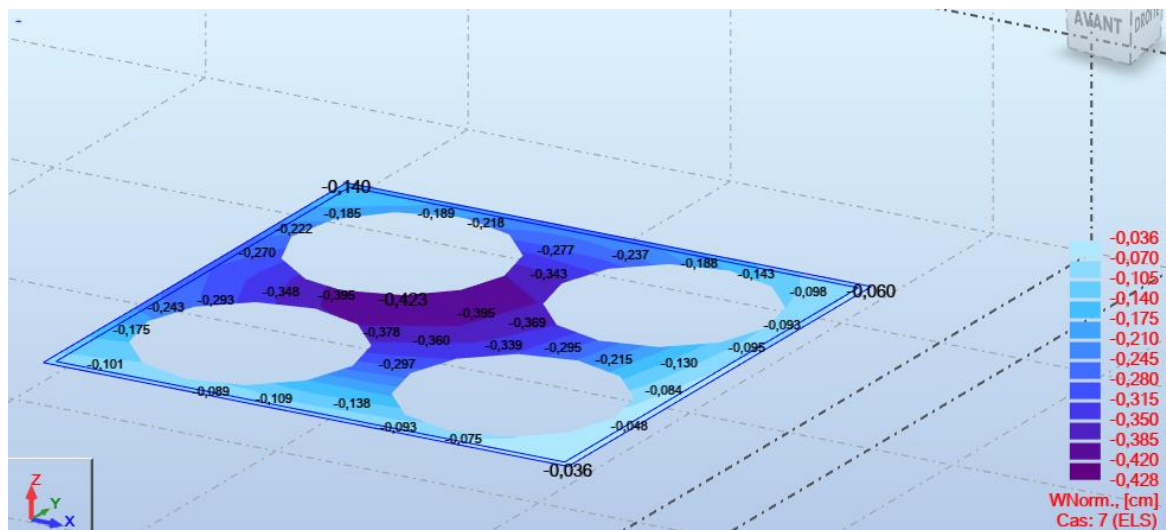


Figure VI.42 : Diagramme Déplacement à (ELS)

VI.4.4.2. Ferrailage de la dalle pleine ($e_p=40\text{cm}$) :

Le calcul des armatures longitudinales se fait en flexion simple par l'utilisation du logiciel SOCOTEC.

Tableau VI.33 : Sollicitation de la dalle pleine $e_p = 40\text{ cm}$

Dalle	XX		YY	
Moments	$M_{ELU}(\text{kn.m})$	$M_{ELS}(\text{kn.m})$	$M_{ELU}(\text{kn.m})$	$M_{ELS}(\text{kn.m})$
Valeur (kN.m)	170	119	194	138

Ce tableau représente les valeurs des moments maximaux dans la dalle dans les 2 sens XX et YY dans les deux états limite ultime (G+Q) et service (1.35G +1.5Q) , ils ont été pris à partir des images précédentes.

SENS XX :

DALLE PLEINE EP40cm sens xx - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : EP=40cm sens xx
 Nom du fichier : DALLE PLEINE EP40cm sens xx

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cj} 25 MPa Coeff. agier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 500 MPa

Géométrie
 Largeur : b 1 m
 Hauteur : h 0.4 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

☒ Calcul aux ELU
 Effort normal : N_u 0 kN
 Moment fléchissant : M_u 170 kN*m
Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1.5
 sécurité de l'acier : γ_s 1.15

☒ Calcul aux ELS
 Effort .. : N_s 0 kN
 Moment .. : M_s 119 kN*m
Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 25.13 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VI.43 : les donné géométrique et caractéristique de la dalle

RESULTATS :

DALLE PLEINE EP40cm sens xx - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 11.09 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.04$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	5.48 MPa	15 MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	-145.5 MPa	500 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.13$ m

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VI.44 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle

SENS YY :

DALLE PLEINE EP40cm sens yy - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire : DALLE PLEINE EP=40cm sens yy
 Nom du fichier : DALLE PLEINE EP40cm sens yy

Matériaux
 Contrainte béton : f_{cd} 25 MPa Coeff. acier/béton n 15
 Limite élast. acier : f_e 500 MPa

Géométrie
 Largeur : b 1 m
 Hauteur : h 0.4 m
 Pos. cdg armatures sup. : d' 0.03 m
 Pos. cdg armatures inf. : c 0.03 m

☒ Calcul aux ELU
 Effort normal : Nu 0 kN
 Moment fléchissant Mu 194 kN*m
Coefficients
 durée chargement : θ 1
 sécurité du béton : γ_b 1.5
 sécurité de l'acier : γ_s 1.15

☒ Calcul aux ELS
 Effort .. : Ns 0 kN
 Moment .. : Ms 138 kN*m
Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 30 cm²

Convention signes
 N > 0 : compression
 M > 0 : tend la fibre inférieure

Fissuration
☒ peu préjudiciable
☐ préjudiciable
☐ très préjudiciable

Type d'armature
☐ rond lisse
☒ barre HA
☐ barre HA

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VI.45 : les données géométriques et caractéristiques de la dalle

RESULTAT :

DALLE PLEINE EP40cm sens yy - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures
 supérieures : 0 cm²
 inférieures : 12.75 cm²
 Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.05$ m

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	5.99 MPa	15 MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	-142.7 MPa	500 MPa
béton fibre inférieure :	0 MPa	15 MPa

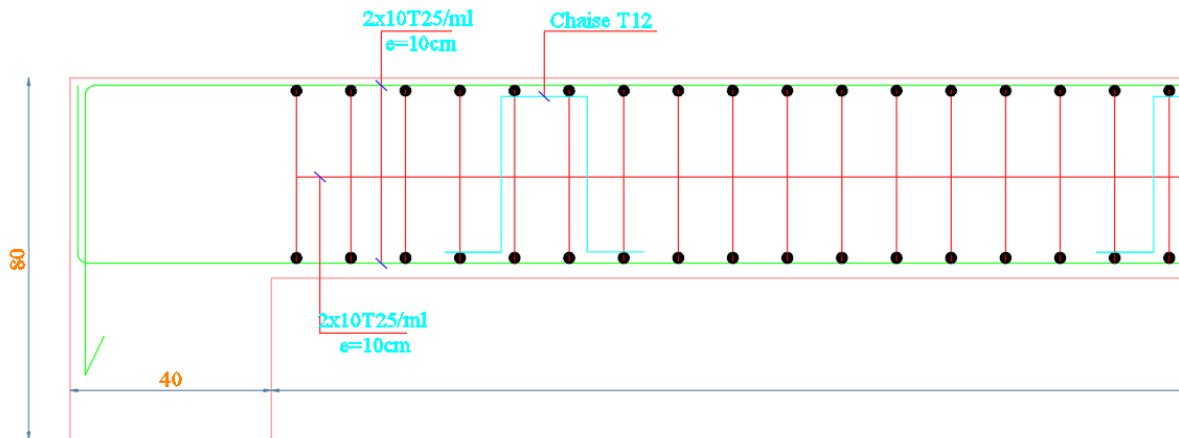
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0.14$ m

Pour l'aide, appuyez sur F1

Figure VI.46 : les résultats de section d'armature et contrainte de la dalle

Tableau VI.34 : Ferrailage de la dalle pleine $e_p = 40$ cm

Ferrailage	YY	XX
A_s (cm ²)	29.16	20.91
$A_{adoptée}$ (cm ²)	10 T25 49.9	10 HA25 49.9

Figure VI.47: Schéma de ferrailage de la dalle $e_p = 40$ cm

Chapitre VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

En général, les efforts transmis aux semelles de fondations sont :

- Un effort normal
- Une force horizontale engendrée par une action sismique ou climatique
- Un moment pouvant agir dans n'importe quelles directions.

Les fondations superficielles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur
- Les semelles continuent sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers.

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation

VII.2. Calcul Des Fondations :

VII.2.1. Combinaisons de charges.

Pour le dimensionnement et le ferrailage des différents types de fondations citées au part avant, on prend les sollicitations les plus défavorables pour les deux états limites (ultime, service) $(1.35 G + 1.5 Q, G + Q)$ et on doit vérifier la capacité portant pour les sollicitations sismiques.

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

VII.2.2. Choix du type de fondations.

Le sol d'assise a une bonne capacité portante à **1.2 m** de profondeur, on va donc choisir des fondations superficielles, sachant que notre structure est en voiles porteurs on aura donc les possibilités suivantes :

- ✓ Semelles filantes.
- ✓ Radier général.

Pour choisir le type de fondation approprié on doit vérifier la surface totale nécessaire pour la semelle, on doit donc calculer l'effort transmis au sol.

VII.3. Etude des fondations :

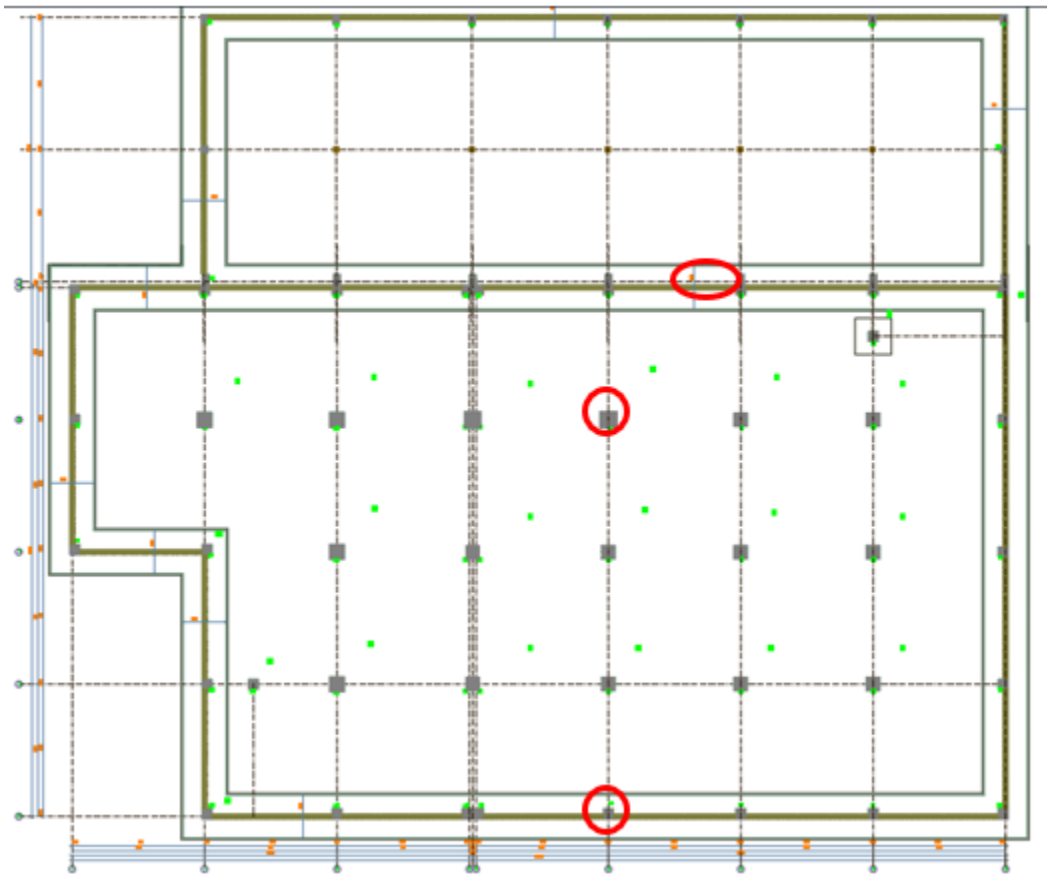


Figure VII.1: semelle étudiée dans la structure

Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite ultime ($1.35 G + 1.5 Q$) et de service ($G + Q$) sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

Tableau VII.1: sollicitation totale à la base du bloc

Combinaison	N [kN]	M_x [kN.m]	M_y [kN.m]
<i>ELU</i>	304235,43	5844675,19	8541785,86
<i>ELS</i>	221309,27	4249817,45	6211173,87

La surface totale nécessaire pour la semelle est :

$$S_{n\ ELU} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{304235.43}{400} = 760.59 \text{ m}^2$$

$$S_{n\ ELS} = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{221309.27}{400} = 553.27 \text{ m}^2$$

Avec la contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 4 \text{ bar}$

La surface totale du bloc est : $S_{b1} = 48 \times 48 + 8 \times 8 = 2368 \text{ m}^2$

On prend la valeur maximale du $S_n \Rightarrow \frac{S_{n\ ELU}}{S_{b1}} = \frac{760.6}{2368} = 0.32 < 0.5$

Le types de fondations choisi est :

- ✓ Semelles isolées sous poteaux
- ✓ Semelles filantes sous voiles

VII.3.1. Calcul des semelles isolées :

VII.3.1.1. Semelle de rive nœud 40 :

On choisit la semelle la plus sollicitée et on généralise les résultats

Données :

N : Effort normal max

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

a : côté du Poteau

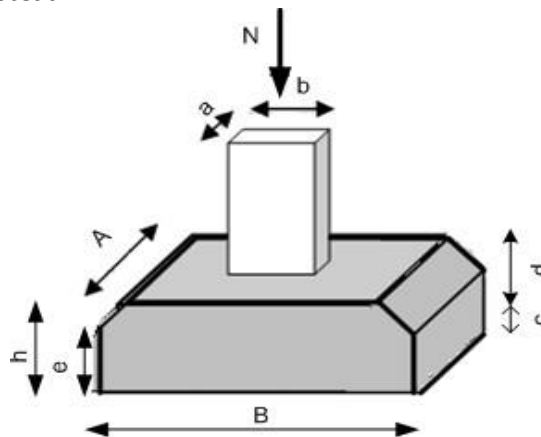


Figure VII.2 : semelle isolée sous poteau

c : l'enrobage de la semelle

$$\sigma = \frac{N}{A^2} \leq \sigma_{sol} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

Avec

A : côté de la semelle carrée

$$h \geq \frac{A - a}{4}$$

$$e \geq \frac{h}{2} \text{ à } \frac{h}{3}$$

Sollicitation de calcul

Tableau VII.2: sollicitation transmit au semelle s1

Combinaison	N [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
<i>ELU</i>	3163.8	-88.05	4.01
<i>ELS</i>	2317.07	-64.22	2.68

b) Prédimensionnement :

Tableau VII.3 : Prédimensionnement de la semelle isolée S1

Semelle	N(KN)	a(m)	σ_{sol} (KN/m ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	h(m)	e(m)
S1	3163.8	0.80	400	2.81	3	0.6	0.25

c) Vérification des contraintes :

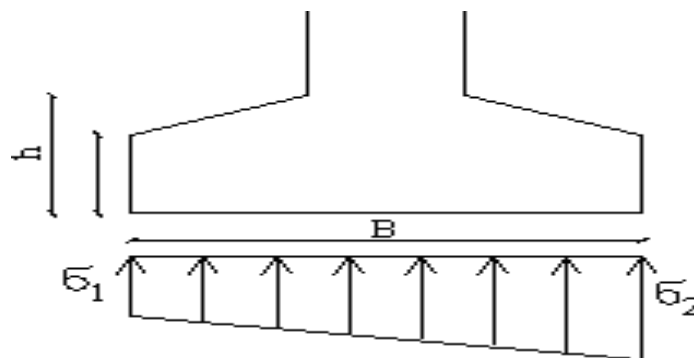


Figure VII.3 : diagramme des contraintes

La contrainte admissible du sol égale $\sigma_{sol} = 400 \text{ KN/m}^2$

L'excentricité de la résultante des efforts est :

Le cas le plus défavorable est pour $M_x=88.05 \text{ kN.m}$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{88.05}{3163.8} = 0.028 \text{ m}$$

$$e_0 \leq \frac{A}{6} = 0.47 \text{ m}$$

Dans ce cas, la contrainte au sol est totalement en compression et son diagramme est un diagramme trapézoïdal

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{6e_0}{A} \right) \\ \text{et} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{A^2} \left(1 - \frac{6e_0}{A} \right) \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{2}$$

$$\text{A.N: } \sigma_{\max} = 371.22 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{\min} = 331.85 \text{ KN/m}^2 ; \quad \sigma_{\text{moy}} = 351.54 \text{ KN/m}^2$$

Et on doit vérifier que :

$$\sigma_{\text{moy}} \leq k \sigma_{\text{sol}} \quad D.T.R - BC - 2.33.1$$

Avec $k = 1,33$ sollicitation comportant le vent

$$\sigma_{\text{moy}} \leq 1.33 \times \sigma_{\text{sol}}$$

Tableau VII.4 : Vérification des contraintes

Semelle	N [KN]	M [KN.m]	A [m]	e_0 [m]	A/6 [m]	Diag	σ_M [KN/m ²]	1.33 σ_{sol} [KN/m ²]	Observe
S1	3163.8	88.05	3	0.028	0.47	Trap	351.54	532	Vérifié

d) Vérification de la capacité portante :

$$\sigma_{\text{moy}} \leq k\sigma_{\text{sol}} \quad D.T.R - BC - 2.33.1$$

Avec : $k=1.5$ sollicitation comportant le séisme

$$\sigma_m = \frac{N}{A^2} \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right) \leq 1.5\sigma_{\text{sol}}$$

Tableau VII.5: vérification de la capacité portante pour la semelle de rive

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	e_0 (m)	σ_m KN/m ²	$1.5 \sigma_{\text{sol}}$ KN/m ²	Vérification
$G + Q + E$	2064,53	47,81	0.023	234.67	600	C.V
$G + Q - E$	2931,12	180,17	0.061	345.55	600	C.V
$0.8G + E$	1409,93	67,79	0.048	164.18	600	C.V
$0.8G - E$	2276,52	177,50	0.078	272.68	600	C.V

e) Ferrailage :

On a :

$$e_0 = \frac{88.05}{3163.8} = 0.028m \leq \frac{A}{24} = 0.125 m$$

On utilise la méthode des bielles en remplaçant la charge N par une charge fictive N_1

$$N_1 = N \left(1 + \frac{3e_0}{A} \right)$$

$$N_1 = 3252.39 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s}$$

$$A_s = 37.4 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté : **20HA16**

Armatures de répartitions : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{37.4}{4} = 9.35 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté : **10HA12**

f) Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\begin{aligned}\bar{\sigma}_s &= 215.56 \text{ MPa} \\ A_{\text{ser}} &= \frac{N_{\text{ser}} (A - a)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_s} \\ A_{\text{ser}} &= 48.27 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'ELS, $A_{\text{ser}} = 48.27 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté : **30HA16** avec un espacement de **10cm**

Armatures de répartitions : $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{48.27}{4} = 12.07 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté : **15HA12** avec un espacement de **20 cm**.

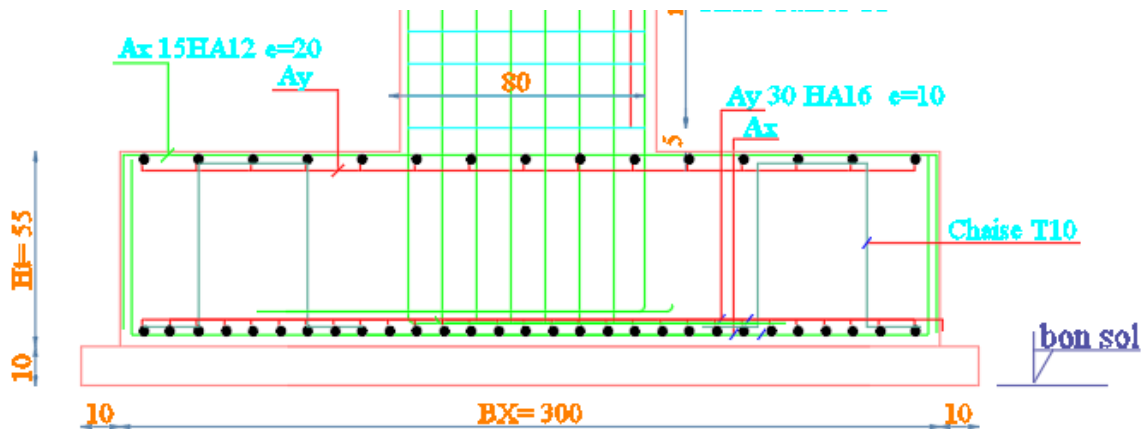


Figure VII.4: Ferrailage de la semelle de rive

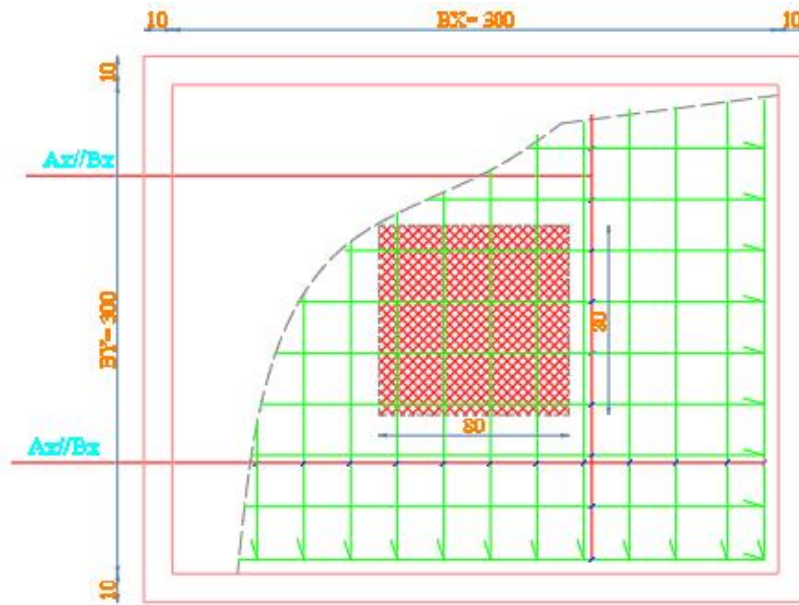


Figure VII.5 : Ferrailage de la semelle de rive

h) Vérification du Poinçonnement :

Si la contrainte du sol est inférieure ou égale à 2 bars on doit vérifier que :

$$h - c \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_b}}$$

Avec :

N : Effort normal.

h : Hauteur de la semelle.

d : Hauteur utile de la semelle.

σ_b : Résistance admissible à la compression du béton.

A. N :

$$0.6 - 0.05 \geq 1.44 \sqrt{\frac{3163.8 \times 10^{-3}}{30}} \Rightarrow 0.55 \geq 0.47 \text{ vérifié}$$

VII.3.1.2. Semelle centrale Nœud 102 :

a. Sollicitation de calcul

Tableau VII.6 : sollicitation transmise à la semelle s2 :

Combinaison	N [kN]	M _x [kN.m]	M _y [kN.m]
<i>ELU</i>	12210.22	53.66	- 17.52
<i>ELS</i>	8689.39	39.1	- 11.86

b. Dimension de la semelle :

Tableau VII.7 : dimensionnement de la semelle isolée S2

Semelle	N (KN)	a (m)	σ_{sol} (KN/m ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	h(m)	e(m)
S2	12210.22	1	400	5.52	5.8	1.2	0.5

c. Vérification des contraintes :

Tableau VII.8 : Vérification des contraintes de la semelle isolée S2

Semelle	N	M	A	e ₀	A/6	Diag	σ_M	1.33 σ_{sol}	Observ
	[KN]	[KN.m]	[m]	[m]	[m]		[KN/m ²]	[KN/m ²]	
S2	12210.22	53.66	5.8	0.0044	0.96	Trap	362.97	532	vérifiée

d. Vérification de la capacité portante :

Tableau VII.9 : Vérification de la capacité portante de la semelle isolée S2

Combinaisons	N (KN)	M (KN.m)	e ₀ (m)	σ_m (KN/m ²)	1.5 σ_{sol} (KN/m ²)	Vérification
<i>G + Q + E</i>	8710,98	320,49	0.037	263.87	600	C.V
<i>G + Q - E</i>	8669,80	268,42	0.031	261.85	600	C.V
<i>0.8G + E</i>	4415,19	307,72	0.070	135.98	600	C.V
<i>0.8G - E</i>	4424,96	268,42	0.061	135.56	600	C.V

e. Ferrailage :

$$A_s = 146.85 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté : 30HA25 avec un espacement de 20 **cm**

$$\text{Armatures de répartitions : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{146.85}{4} = 36.71 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté : **20HA14**

f. Vérification à l'ELS :

$$A_{ser} = 188.9 \text{ cm}^2 \leq A_{su}$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'ELS, $A_{ser} = 188.9 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté : **39HA25** avec un espacement de 15**cm**

$$\text{Armatures de répartitions : } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{188.9}{4} = 47.23 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté : **39 HA14**

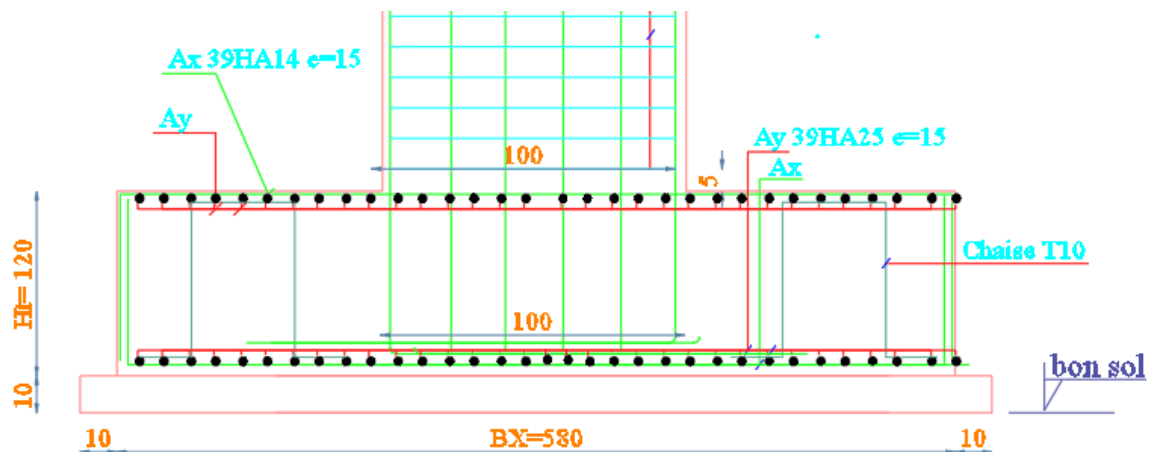


Figure VII.6 : Ferrailage de la Semelle centrale

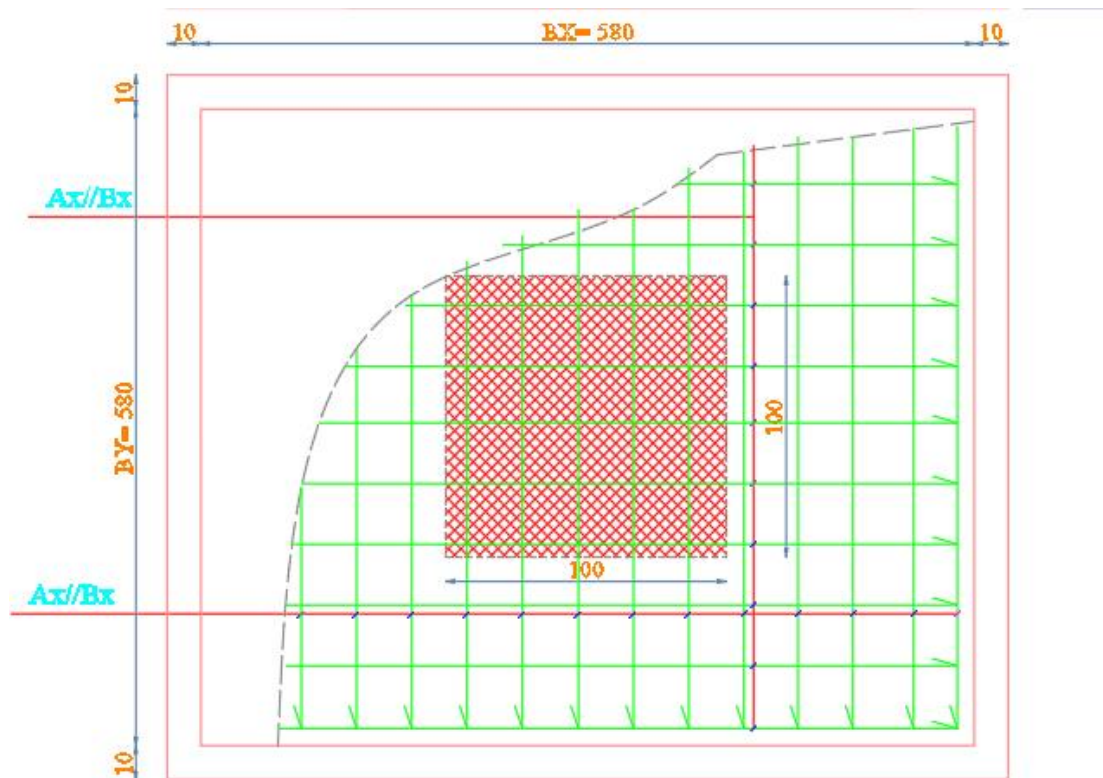


Figure VII.7 : Ferrailage de la Semelle centrale

g. Vérification du Poinçonnement :

$$h - c \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_b}} \Rightarrow 1.2 - 0.05 \geq 1.44 \sqrt{\frac{12210.22 \times 10^{-3}}{30}} \Rightarrow 1.15 \geq 0.92 \text{ vérifié}$$

VII.3.2. Calcul des semelles filantes :

a. Sollicitation de calcul

Le dimensionnement du coffrage de ces semelles s'effectuera à l'état limite ultime (1.35 G+ 1.5 Q) et de service (G+Q) sous l'effort normal maximal dans les éléments les plus chargés statiquement.

Tableau VII.10 : : sollicitation transmise à la semelle sf1

	<i>ELU</i>		<i>ELS</i>	
	N (KN)	M _x (KN.m)	N (KN)	M _x (KN.m)
Poteau nœud 56	4391.42	-422.03	3184.44	-309.12
Voile nœud 1669	1676.98	-26.13	1218.14	-19.12

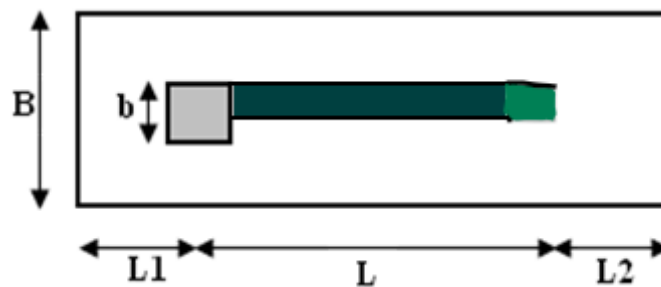
b. Dimensionnement :

Figure VII.8 : semelle filante sous poteau et 1 mur

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \times (L + L_1 + L_2)}$$

On a: $L = 4m$

$$L_1 = 1.6 \text{ m} ; L_2 = 0.6 \text{ m}$$

$$B \geq 2.44 \text{ m}$$

On prend $B = 2.5 \text{ m}$ et $h = 0.45 \text{ m}$; $e = 0.2 \text{ m}$; $e_0 = 0.07 \text{ m}$

c. Vérification de la capacité portante :

La condition à vérifier est :

$$\sigma_m = \frac{N}{B \times (L + L_1 + L_2)} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq 1.5\sigma_{sol}$$

Tableau VII.11 : Vérification de la capacité portante de la semelle filante

Combinaisons	$\sum \square$ ($\square\square$)	$\sum \square$ ($\square\square.m$)	$\square 0$ ($\square$)	$\square\square$ $\square\square/\square 2$	1.5 $\square$ sol $\square\square/\square 2$	Vérification
$G + Q + E$	6412.29	160.46	0.025	471.77	600	C.V
$G + Q - E$	5808.85	390.57	0.067	448.38	600	C.V
$0.8G + E$	4848.69	71.66	0.015	452.48	600	C.V
$0.8G - E$	4246.15	301.73	0.071	329.16	600	C.V

d. Ferrailage :

$$\begin{cases} e_0 \leq \frac{B}{6} \Rightarrow 0.007 \leq 0.42 \\ e_0 \leq \frac{B}{18} \Rightarrow 0.007 \leq 0.14 \end{cases} \Rightarrow \text{Méthode des bielles applicable}$$

$$N_1 = \frac{\sum N_i}{(L + L_1 + L_2)} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) \times 1 = 984.2 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_1(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = 15.56 \text{ cm}^2$$

e. Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{\sum N_{\text{ser}} (B - b)}{(L + L_1 + L_2) \times 8 \times d \times \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{\text{ser}} = 20.34 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera le ferrailage de l'E.L.S, $A_{\text{ser}} = 20.34 \text{ cm}^2$

Le ferrailage adopté : 16**HA14** avec un espacement de 15**cm**

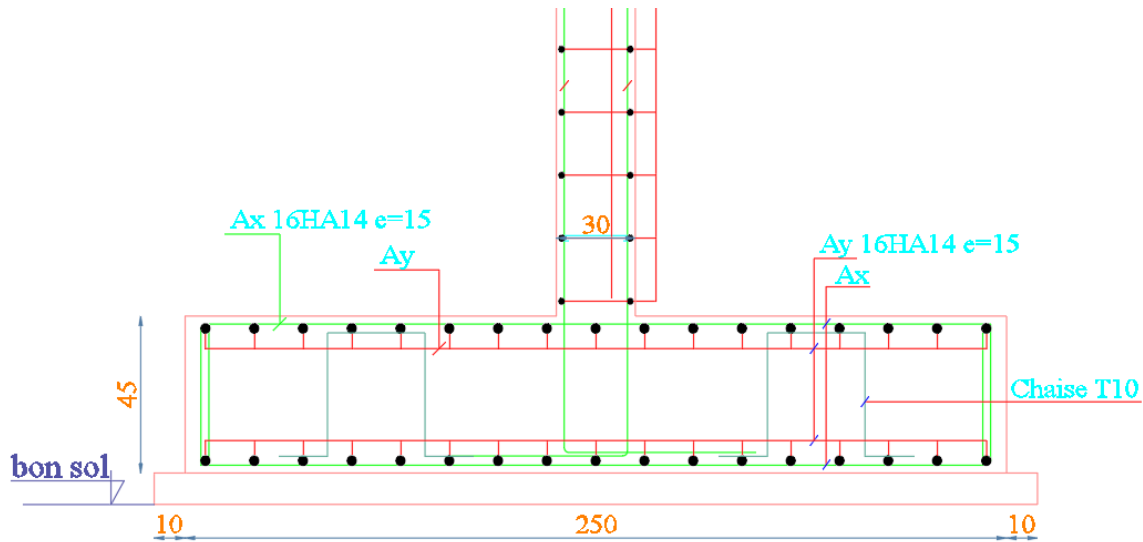


Figure VII.9 : Ferrailage de semelle filante

VII.4. Tableau récapitulatif :

Sur le tableau suivant nous récapitulons les résultats du ferrailage des semelles de notre structure :

Tableau VII.12: récapitulations les résultats du ferrailage des semelles de la structure.

		Bâtiment	
		Dimension(m^2)	Ferrailage
Semelle isolée	De rive	3×3	30HA16
	Centrale	5.8×5.8	39HA25
Semelle filante		$2.5 \times 1ml$	16HA14

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant la conception et dimensionnement des bâtiments et d'autre part, d'approfondir les connaissances déjà acquises durant notre cursus universitaire.

En effet, à travers cette étude, nous avons pu mettre en pratique les connaissances théoriques acquises, en les affinant et les approfondissant par rapport aux attentes du vaste monde qu'est le domaine du Génie Civil.

Un des principaux objectifs de cette étude était de trouver la manière la plus rationnelle de concevoir et dimensionner un bâtiment en béton armé afin qu'il puisse bien se comporter convenablement aux séismes.

Pour atteindre cette objectif, il est impératif de prévoir une bonne conception parasismique et un dimensionnement qui tient en compte de la ductilité des matériaux tout en respectant les dispositions particulières exigées par le RPA99/2003.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir d'avantage nos recherche et connaissances en Génie Civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant nos études.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul). Comme exemple, nous citerons ROBOT que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

1. C.G.S, CBA93, Office des publications universitaires, 1994.
2. C.G.S, RPA99 version 2003, Office des publications universitaires, 2003.
3. Henry Thonier, Conception et Calcul des structures de Bâtiment Tome 3, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, 1998.
4. Jean Perchat et Jean Roux, Maîtrise du BAEL 91 et des DTU associés, Eyrolles, 1999.
5. Rafik Taleb, Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 - Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions, 2017, <http://revue.ummto.dz/index.php/JMES/article/viewFile/1567/pdf>
6. Cours génie civil - Outils, livres, exercices et vidéos, <https://www.4geniecivil.com>
7. Belkacem Chaibedra, <https://www.youtube.com/channel/UCmVzlyfGIcKsfEERgzRSPw>

Cours et TD :

8. BELAOURA Mebarek. Béton Armé 1 et 2. Alger : Ecole Nationale des Travaux Publics.
9. AKNOUCHE Hassan. Batiment: Ecole Nationale des Travaux Publics.
10. BAOUCHE Nadjia. Constructions parasismiques. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.
11. OUMOUSSA Maryam. Calcule des fondations. Alger : Ecole Nationale des Travaux Publics.
12. BOURAHILA Noureddine. Dynamique des structures 2. Alger : Ecole Nationale Polytechnique.

Logiciels :

13. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021, (Analyse et calcul des structures)
14. AutoCAD 2020 - Français (French), (Dessin).
15. EXPERT BA 2010, (Ferrailage).
16. SOCOTEC
17. Office WORD et EXCEL, (Traitement de texte et calcul).

ANNEXES

Méthode statique équivalente

1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Cette méthode peut être utilisée pour les structures régulières ou légèrement irrégulières lorsque les conditions suivantes sont vérifiées :

- La structure ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation (Fig.1).
- Le bâtiment doit comporter au moins trois plans de contreventement de rigidité comparable, par exemple, trois voiles ou trois portiques (mais ne pas associer les voiles et les portiques).
- La rigidité des planchers doit être plus importante que celle des contreventements verticaux.
- Le bâtiment doit vérifier les conditions de régularité en plan et en élévation.

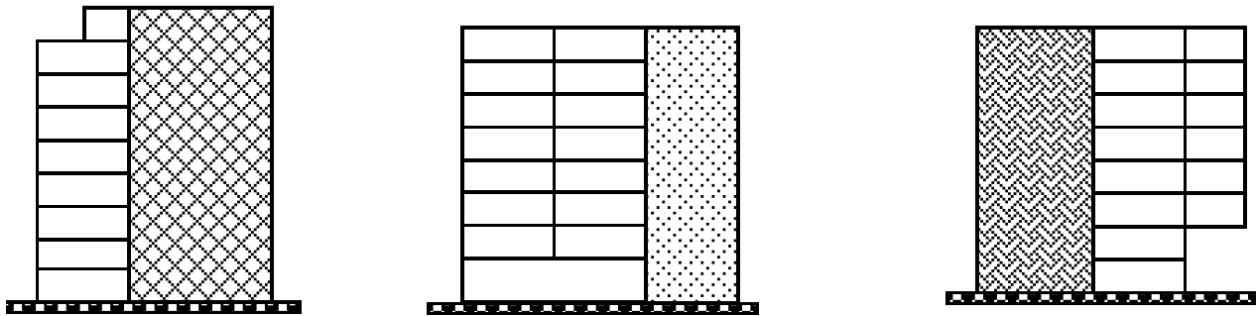


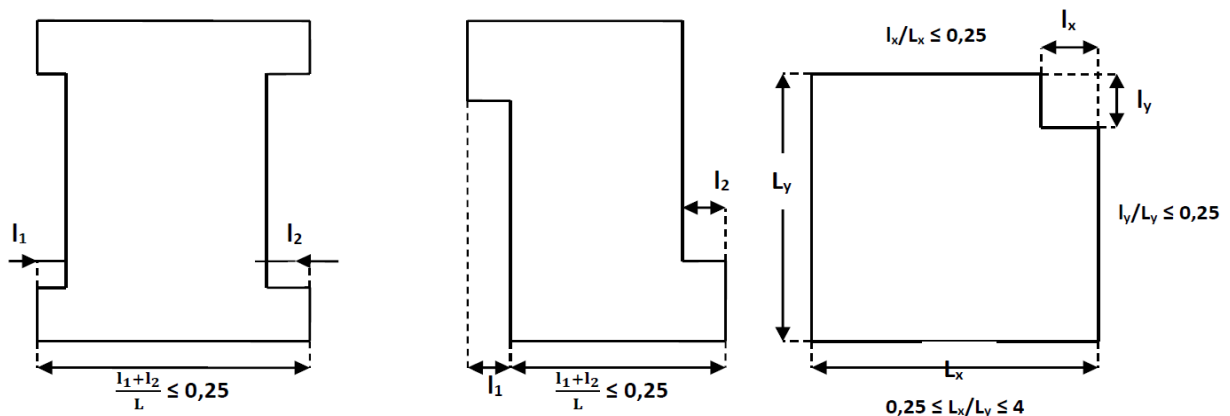
Figure 1 : Structures avec des éléments verticaux discontinus.

1.1. Régularité en plan

Le bâtiment doit présenter une forme sensiblement symétrique suivant les deux directions et vérifier les critères ci-dessous (Fig.2) :

$\lambda = L_x/L_y \leq 4$ pour des bâtiments réguliers et légèrement irréguliers, λ représente l'élancement géométrique.

Pour les bâtiments réguliers et légèrement irréguliers, les décrochements en plan ne doivent pas excéder dans chaque direction de calcul $0,25 L_x$ ou $0,25 L_y$.

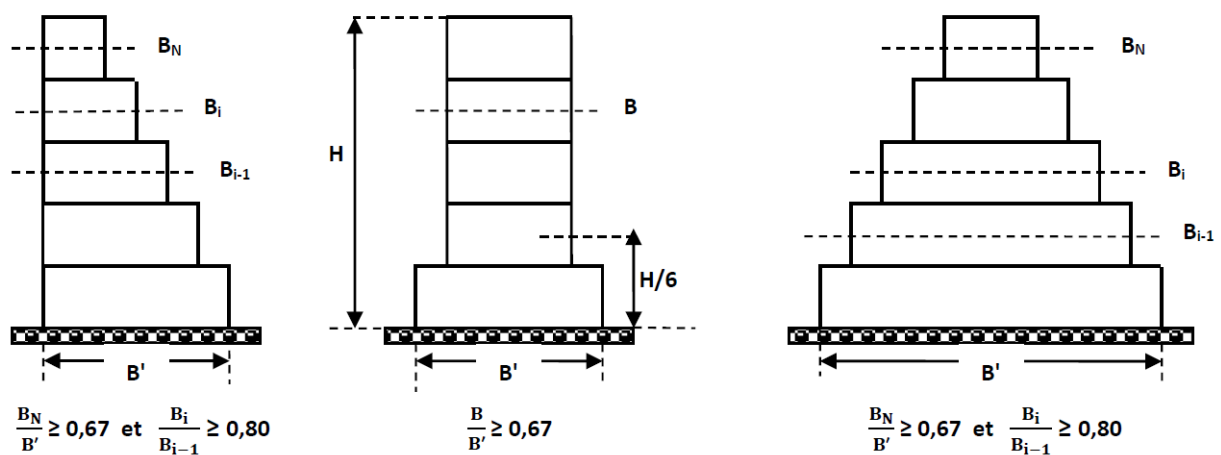


Annexe 1.1 : Limites de la régularité en plan

1.2. Régularité en élévation

Le bâtiment doit présenter une continuité assez régulière (Fig.3) en élévation suivant les deux directions. Il est dit régulier en élévation si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Pas de discontinuité dans le système de contreventement vertical.
- Pas de variation brusque de la rigidité en élévation. De plus, la masse des différents niveaux doit rester constante ou diminuer progressivement.
- Le rapport masse/rigidité de deux niveaux successifs ne doit dépasser 25 % dans chaque direction de calcul.
- Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan de deux niveaux successifs ne doit dépasser 20 % suivant les deux directions de calcul avec $L \leq 1,5$ (L : plus grande dimension latérale et l : plus petite dimension du bâtiment).



Annexe 1.2: Limites de la régularité en élévation

2. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux de la structure.

3. Modélisation de la structure

Dans chacune des deux directions de calcul, la modélisation de la structure se fait comme ce qui suit :

- Modèle plan avec des masses concentrées au centre de gravité des planchers.
- Un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement puissent être découplés.
- Rigidité latérale des éléments de contreventement calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie armée.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est pris en considération pour le calcul de la résultante des forces sismiques.
- L'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment où : La structure est représentée par un modèle plan encastré à sa base avec des masses concentrées au niveau des centres de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale.
- La rigidité latérale des éléments de contreventement vertical est calculée à partir des sections non fissurées.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est pris en considération.

4. Calcul de la résultante sismique à la base V

Si les conditions précédentes sont vérifiées, le RPA 99/2003 permet de calculer l'effort tranchant à la base de la construction suivant les deux directions orthogonales par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

Où,

A : coefficient d'accélération du sol dans une zone donnée et pour une classe de construction donnée caractérisant l'intensité du séisme.

Les valeurs de A sont données par le tableau suivant (RPA99/2003) :

Annexe 1.3: Valeurs de A en fonction du groupe d'usage et de la zone

Groupe d'usage	Zone			
	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

D : facteur d'amplification dynamique moyen tenant compte de l'effet dynamique de la sollicitation sismique sur la construction. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{2/3} \rightarrow T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Annexe 1.4: Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 2 : T1, T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

R : coefficient de comportement global de la structure dépendant du type de contreventement.

Q : facteur de qualité fonction de l'hyperstatique de la structure, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et du contrôle en cours de construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfaisant ou non. Sa valeur est donnée au tableau ci-après.

Annexe 1.5: Valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

W : poids total de la structure, égal à la somme des poids w_i (poids propre + charges d'exploitation) calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est vaut :

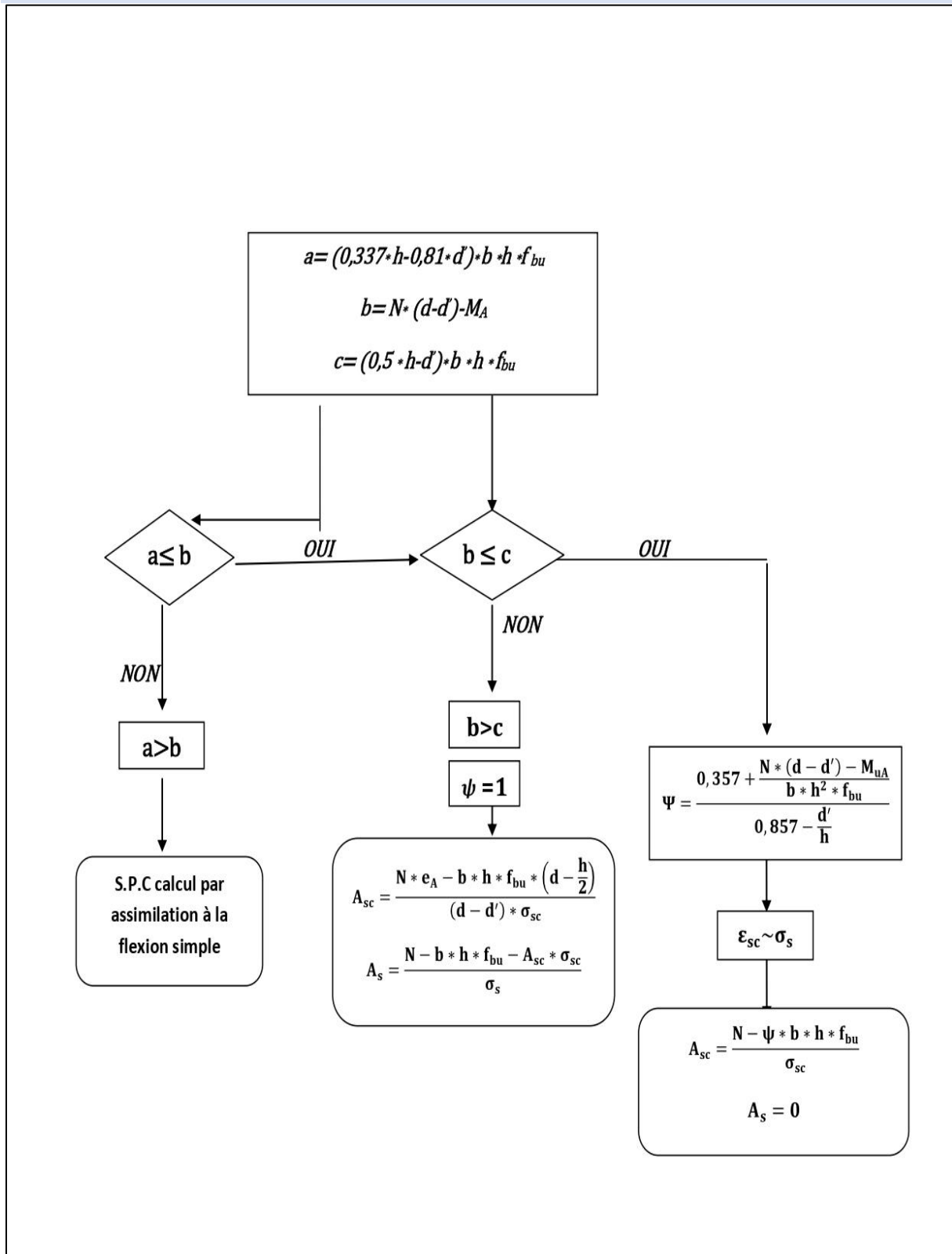
$\beta = 0,20$ pour une charge habitation ou bureau

$\beta = 0,30$ pour des salles de réunion, d'exposition, de sport, ...

$\beta = 0,40$ pour des salles de classe, restaurants, ...

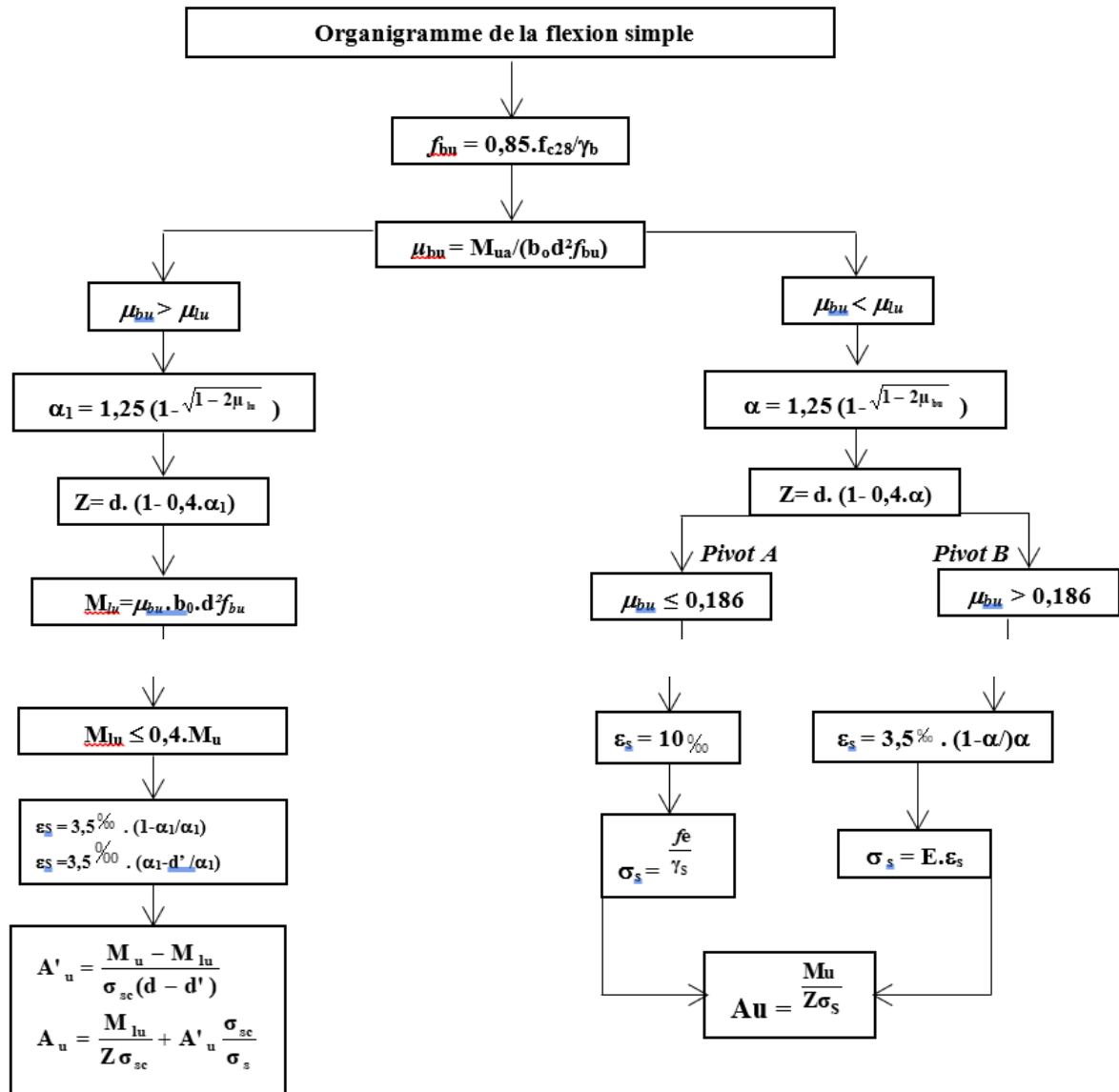
$\beta = 0,60$ autre usage n'est pas mentionné ...

ORGANIGRAME DE LA METHODE DE CALCUL EN FLEXION COMPOSEE :



Annexe 2.1 : ORGANIGRAME DE LA METHODE DE CALCUL EN FLEXION
COMPOSEE

ORGANIGRAME DE LA METHODE DE CALCUL EN FLEXION SIMPLE :

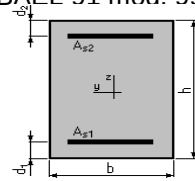


Annexe 2.2 : ORGANIGRAME DE LA METHODE DE CALCUL EN FLEXION SIMPLE

FERRAILLAGE DES POUTRES
Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre principale 65 * 125
Nappe supérieure

11. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 65,0$ (cm) $h = 125,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-3025,00
Etat Limite de Service	0,00	-2205,98
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	-2442,21

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 0,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 63,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,80$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -3025,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 31,3$ (cm)Bras de levier : $Z = 109,5$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,44$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -2205,98$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,32

Position de l'axe neutre : $y = 46,9$ (cm)Bras de levier : $Z = 106,4$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 13,6$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 326,4$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -2442,21$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,44 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 27,6$ (cm)Bras de levier : $Z = 111,0$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,92$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple Nappe Inférieure

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod-94

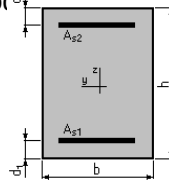
2. Section :

$b = 65,0$ (cm)

$h = 125,0$ (cm)

$d_1 = 3,0$ (cm)

$d_2 = 3,0$ (cm)



3. Moments appliqués :

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	2917,61	0,00
Etat Limite de Service	2127,45	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	2142,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 61,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 0,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 7,9$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,77$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :

Cas ELU $M_{max} = 2917,61$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 30,0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 110,0$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,26$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Cas ELS $M_{max} = 2127,45$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,35

Position de l'axe neutre : $y = 46,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 106,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 13,3$ (MPa)

Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 327,1$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier :

$\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)

Cas ELA $M_{max} = 2142,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,59 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 26,5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 111,4$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,77$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

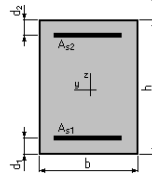
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre principale 40 * 80
Nappe supérieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 40,0$ (cm) $h = 80,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-2339,85
Etat Limite de Service	0,00	-1607,60
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	-1775,19

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 46,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 75,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 0,0$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 3,96$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -2339,85$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 22,6$ (cm)Bras de levier : $Z = 67,9$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8,41$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -1607,60$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,04

Position de l'axe neutre : $y = 35,1$ (cm)Bras de levier : $Z = 65,3$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 17,2$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 308,3$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 236,3$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -1775,19$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,53 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 20,0$ (cm)Bras de levier : $Z = 69,0$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

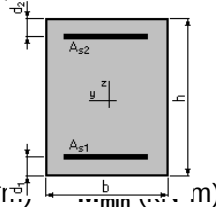
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre principale 40 * 80
Nappe Inférieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 40,0$ (cm) $h = 80,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	
Etat Limite Ultime (fondamental)	1433,94	0,00
Etat Limite de Service	985,15	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	987,90	0,00

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 47,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 15,6$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 2,06$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU $M_{max} = 1433,94$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 25,7$ (cm)Bras de levier : $Z = 66,7$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 7,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS $M_{max} = 985,15$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,11

Position de l'axe neutre : $y = 34,2$ (cm)Bras de levier : $Z = 65,6$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 16,2$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 305,2$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 222,2$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{max} = 987,90$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,69 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 22,6$ (cm)Bras de levier : $Z = 68,0$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8,41$ (‰)

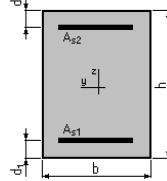
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre secondaire 40 * 80
Nappe supérieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 40,0$ (cm) $h = 80,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :** M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental) 0,00 -2480,13

Etat Limite de Service 0,00 -1972,00

Etat Limite Ultime (Accidentel) 0,00 -2130,44

4. Résultats :**Sections d'Acier :**Section théorique $A_{s1} = 65,0$ (cm²)Section théorique $A_{s2} = 79,1$ (cm²)Section minimum $A_{s\ min} = 0,0$ (cm²)Théorique $\rho = 4,68$ (%)Minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)**Analyse par Cas :****Cas ELU** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -2480,13$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,02 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 15,4$ (cm)Bras de levier : $Z = 70,9$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,49$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 401,0$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -1972,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00

Position de l'axe neutre : $y = 33,3$ (cm)Bras de levier : $Z = 65,9$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 18,0$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 353,4$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 245,7$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -2130,44$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 16,2$ (cm)Bras de levier : $Z = 70,5$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,66$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

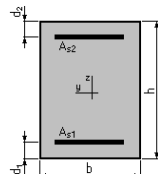
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 432,6$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre secondaire 40 * 80
Nappe Inférieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 40,0$ (cm) $h = 80,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	1849,22	0,00
Etat Limite de Service	1255,31	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	1266,95	0,00

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 60,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 28,8$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 3,1$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 2,90$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU** $M_{max} = 1849,22$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 25,4$ (cm)Bras de levier : $Z = 66,9$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 7,12$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 1255,31$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,07

Position de l'axe neutre : $y = 34,9$ (cm)Bras de levier : $Z = 65,4$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 16,8$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 302,7$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 229,8$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA** $M_{max} = 1266,95$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,69 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 22,4$ (cm)Bras de levier : $Z = 68,1$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8,55$ (‰)

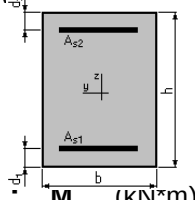
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre principale 35 * 65
Nappe supérieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 01 mod 99

2. Section : $b = 35,0$ (cm) $h = 65,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-357,35
Etat Limite de Service	0,00	-260,74
Etat Limite Ultime (Accidentel)	265,11	-391,43

4. Résultats :**Sections d'Acier**

Section théorique	$A_{s1} = 8,9$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 14,4$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,2$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1,07$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -357,35$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,02 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8,9$ (cm)Bras de levier : $Z = 58,4$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,69$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 224,0$ (MPa)**Cas ELS $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -260,74$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,55

Position de l'axe neutre : $y = 19,8$ (cm)Bras de levier : $Z = 55,4$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 10,1$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 322,3$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 128,3$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{max} = 265,11$ (kN*m) $M_{min} = -391,43$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8,6$ (cm)Bras de levier : $Z = 58,6$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,61$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

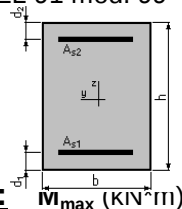
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 209,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre principale 35 * 65
Nappe Inférieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 35,0$ (cm) $h = 65,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	204,93	0,00
Etat Limite de Service	149,83	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	132,60	-195,70

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 8,0$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s min} = 2,2$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,67$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU $M_{max} = 204,93$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,01 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 5,9$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 59,7$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,05$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 102,3$ (MPa)**Cas ELS $M_{max} = 149,83$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,52
 Position de l'axe neutre : $y = 15,7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 56,8$ (cm)
 Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 7,4$ (MPa)
 Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)
 Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 328,5$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 89,8$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{max} = 132,60$ (kN*m) $M_{min} = -195,70$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 5,5$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 59,8$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 0,97$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

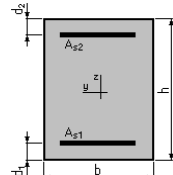
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 54,2$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre secondaire 35 * 65
Nappe supérieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 35,0$ (cm) $h = 65,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-336,89
Etat Limite de Service	0,00	-245,68
Etat Limite Ultime (Accidentel)	263,30	-309,60

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 8,8$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 13,5$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 2,2$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1,03$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -336,89$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,02 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8,5$ (cm)Bras de levier : $Z = 58,6$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,59$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 205,3$ (MPa)**Cas ELS $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -245,68$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,55

Position de l'axe neutre : $y = 19,2$ (cm)Bras de levier : $Z = 55,6$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 9,7$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 323,3$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 122,9$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{max} = 263,30$ (kN*m) $M_{min} = -309,60$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 8,1$ (cm)Bras de levier : $Z = 58,7$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,51$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

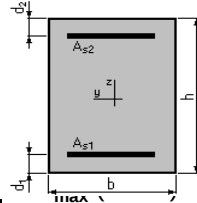
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 190,6$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre secondaire 35 * 65
Nappe Inférieure

. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 35,0$ (cm) $h = 65,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

Etat Limite Ultime (fondamental)	221,23	0,00
Etat Limite de Service	161,69	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	131,65	-154,80

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 8,6$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 5,1$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 2,2$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 0,63$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU $M_{\max} = 221,23$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,01 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6,5$ (cm)Bras de levier : $Z = 59,4$ (cm)Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1,18$ (‰)Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 127,2$ (MPa)**Cas ELS $M_{\max} = 161,69$ (kN*m) $M_{\min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,52

Position de l'axe neutre : $y = 16,6$ (cm)Bras de levier : $Z = 56,5$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8,0$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 328,5$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 98,7$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s \lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{\max} = 131,65$ (kN*m) $M_{\min} = -154,80$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6,1$ (cm)Bras de levier : $Z = 59,6$ (cm)Déformation du béton : $\varepsilon_b = 1,08$ (‰)Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 10,00$ (‰)

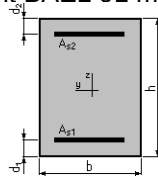
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 26,3$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre palière 30 * 40
Nappe supérieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 30,0$ (cm) $h = 40,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :** M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-96,00
Etat Limite de Service	0,00	-69,83
Etat Limite Ultime (Accidentel)	122,72	-120,35

4. Résultats :**Sections d'Acier :**

Section théorique	$A_{s1} = 7,1$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 6,9$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s\ min} = 1,2$ (cm ²)		
Théorique	$\rho = 1,26$ (%)		
Minimum	$\rho_{min} = 0,10$ (%)		

Analyse par Cas :**Cas ELU** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -96,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,09 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 5,1$ (cm)Bras de levier : $Z = 35,0$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,60$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 131,6$ (MPa)**Cas ELS** $M_{max} = 0,00$ (kN*m) $M_{min} = -69,83$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,66

Position de l'axe neutre : $y = 11,1$ (cm)Bras de levier : $Z = 33,3$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 8,6$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 300,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 93,6$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA** $M_{max} = 122,72$ (kN*m) $M_{min} = -120,35$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 5,0$ (cm)Bras de levier : $Z = 35,0$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 1,57$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

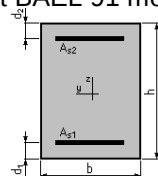
Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 119,5$ (MPa)**Calcul de Section en Flexion Simple**

Calcul de Section en Flexion Simple
Poutre palière 30 * 40
Nappe Inférieure

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section : $b = 30,0$ (cm) $h = 40,0$ (cm) $d_1 = 3,0$ (cm) $d_2 = 3,0$ (cm)**3. Moments appliqués :**

Etat Limite Ultime (fondamental)

 M_{max} (kN*m) M_{min} (kN*m)

Etat Limite de Service

Etat Limite Ultime (Accidentel)

116,00

84,36

61,36

0,00

0,00

-60,00

4. Résultats :**Sections d'Acier :**Section théorique $A_{s1} = 7,9$ (cm²)Section théorique $A_{s2} = 3,4$ (cm²)Section minimum $A_{s\ min} = 1,2$ (cm²)Théorique $\rho = 1,02$ (%)Minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)**Analyse par Cas :****Cas ELU $M_{max} = 116,00$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,02 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6,5$ (cm)Bras de levier : $Z = 34,4$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,15$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 233,0$ (MPa)**Cas ELS $M_{max} = 84,36$ (kN*m) $M_{min} = 0,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,55

Position de l'axe neutre : $y = 12,7$ (cm)Bras de levier : $Z = 32,8$ (cm)Contrainte maxi du béton : $\sigma_b = 11,2$ (MPa)Contrainte limite : $0,6 f_{cj} = 18,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 321,9$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 128,1$ (MPa)Contrainte limite de l'acier : $\sigma_{s\ lim} = 500,0$ (MPa)**Cas ELA $M_{max} = 61,36$ (kN*m) $M_{min} = -60,00$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A

Position de l'axe neutre : $y = 6,2$ (cm)Bras de levier : $Z = 34,5$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,00$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)Comprimée : $\sigma'_s = 5,0$ (MPa)

FERRAILLAGE DES DALLES PLEINE**Calcul de Section en Flexion simple**

Logiciel développé par 	BaeIR - Version 1.02.035	20/06/2022
	DALLE PLEINE EP=20cm sens xx	
	DALLE PLEINE EP20cm sens xx	Page 1 / 2

Données saisies :

Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0,2 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	47 kN*m

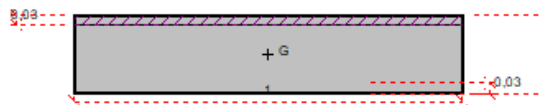
Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	35 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	16 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	6,79 cm ²

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	6,79 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,03$ m**Résultats des calculs aux ELS**

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	6,86 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-149 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,07$ m

Calcul de Section en Flexion simple

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	20/06/2022
	DALLE PLEINE EP=20cm sens yy	
	DALLE PLEINE EP20cm sens yy	Page 1 / 2

Données saisies :

Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0,2 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	30 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

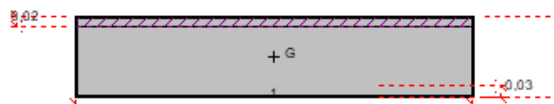
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	51 kN*m

Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	37 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	16 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	7,31 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,02$ mRésultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	7,25 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-157,5 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,07$ m

Calcul de Section en Flexion simple

Calcul de Section en Flexion simple

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	20/06/2022
	DALLE PLEINE EP=30cm sens xx	
	DALLE PLEINE EP30cm sens xx	Page 1 / 2

Données saisies :

Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0,3 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	30 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

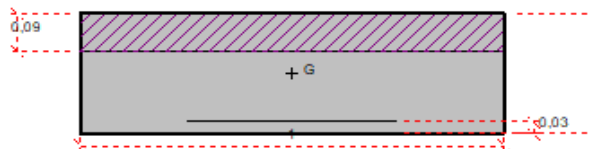
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	300 kN*m

Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	221 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	31,42 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	29,92 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,09$ mRésultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	16,1 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-305,5 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,12$ m

Calcul de Section en Flexion simple

	BaelR - Version 1.02.035	20/06/2022
	DALLE PLEINE EP=30cm sens yy	
	DALLE PLEINE EP30cm sens yy	Page 1 / 2

Données saisies :

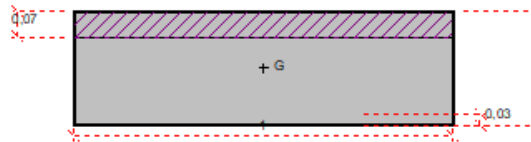
Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0,3 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	30 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	225 kN*m
Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	167 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	22,12 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	21,4 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,07$ m



Résultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	13,6 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-321,1 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	18 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	18 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,1$ m

Calcul de Section en Flexion simple

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	20/06/2022
	DALLE PLEINE EP=40cm sens xx	
	EP 40cm sens XX	Page 1 / 2

Données saisies :

Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0,4 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15

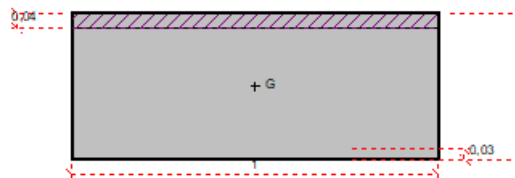
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	170 kN*m

Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	119 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	25,13 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	11,09 cm ²

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,04$ mRésultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	5,48 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-145,5 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa

Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,13$ m

Calcul de Section en Flexion simple

Logiciel développé par 	BaelR - Version 1.02.035	20/06/2022
	DALLE PLEINE EP=40cm sens yy	
	DALLE PLEINE EP40cm sens yy	Page 1 / 2

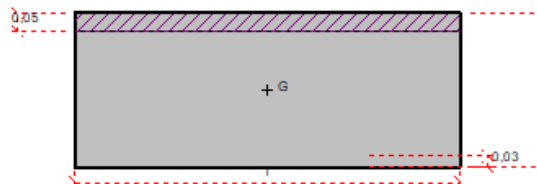
Données saisies :

Largeur section :	1 m
Hauteur section :	0,4 m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,03 m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,03 m
Contrainte du béton : f_{cj}	25 MPa
Limite élastique de l'acier : f_s	500 MPa
Coefficient d'équivalence acier/béton :	15
Coefficient de durée d'application des charges : θ	1
Coefficient de sécurité du béton : γ_b	1,5
Coefficient de sécurité de l'acier : γ_s	1,15
Effort normal ELU :	0 kN
Moment fléchissant ELU :	194 kN*m
Effort normal ELS :	0 kN
Moment fléchissant ELS :	138 kN*m
Section armatures supérieures ELS :	0 cm ²
Section armatures inférieures ELS :	30 cm ²

Fissuration peu préjudiciable

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0 cm ²
Section des armatures inférieures :	12,75 cm ²

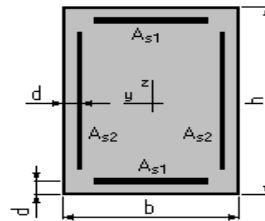
Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,05$ mRésultats des calculs aux ELS

Contrainte de la fibre supérieure du béton :	5,99 MPa
Contrainte des armatures inférieures :	-142,7 MPa
Contrainte de la fibre inférieure du béton :	0 MPa
Contrainte admissible de la fibre supérieure du béton :	15 MPa
Contrainte admissible des armatures inférieures :	500 MPa
Contrainte admissible de la fibre inférieure du béton :	15 MPa

Position de l'axe neutre : $y_0 = 0,14$ m

FERRAILLAGE DES POTEAUX**Calcul de Section en Flexion composé déviée**
Poteau 100 * 100**1. Hypothèses:****Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)**

- Fissuration non préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section: $b = 100,0$ (cm) $h = 100,0$ (cm) $d = 3,0$ (cm)**3. Efforts appliqués:**

Cas N^0	Type	N (kN)		M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	12211,59		-17,91	-55,19
2.	ELA	3847,92	-83,32	347,62	
3.	ELA	7313,64	338,76	-24,20	

4. Résultats :**Sections d'Acier :**Section théorique $A_{s1} = 6,3$ (cm²)Section théorique $A_{s2} = 3,7$ (cm²)Section minimum $A_{s\ min} = 20,0$ (cm²)Section maximum $A_{s\ max} = 500,0$ (cm²)Théorique $\rho = 0,20$ (%)Minimum $\rho_{min} = 0,10$ (%)maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)**Analyse par Cas :****Cas N^0 1 : Type ELU** **N = 12211,59 (kN)** **$M_y = -17,91$ (kN*m)** **$M_z = -55,19$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,36 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 162,6$ (cm)Bras de levier : $Z = 60,1$ (cm)Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,02$ (‰)Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)Contrainte de l'acier: comprimée: $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)**Cas N^0 2: Type ELA** **N = 3847,92 (kN)** **$M_y = -83,32$ (kN*m)** **$M_z = 347,62$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 4,63 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 113,7$ (cm)Bras de levier: $Z = 64,3$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,03$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 5,4$ (MPa)comprimée: $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)**Cas N^0 3: Type ELA** **N = 7313,64 (kN)** **$M_y = 338,76$ (kN*m)** **$M_z = -24,20$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,71 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 116,9$ (cm)Bras de levier: $Z = 52,7$ (cm)Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,22$ (‰)Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 95 * 95

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

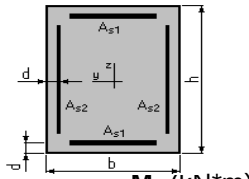
- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 95,0$ (cm)

$h = 95,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	10442,22	40,27	-152,19
2.	ELA	4518,22	237,32	323,66
3.	ELU	8477,04	556,77	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 5,6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 3,4$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 18,1$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 451,3$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,20$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N^0 1: Type ELU $N = 10442,22$ (kN) $M_y = 40,27$ (kN*m) $M_z = -152,19$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,41 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 119,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 47,5$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,11$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^0 2: Type ELA $N = 4518,22$ (kN) $M_y = 237,32$ (kN*m) $M_z = 323,66$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 3,57 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 117,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 69,8$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,29$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 58,3$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Cas N^0 3 : Type ELU $N = 8477,04$ (kN) $M_y = 556,77$ (kN*m) $M_z = 0,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,64 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 103,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 50,6$ (cm)

Déformation du béton : $\varepsilon_b = 3,29$ (‰)

Déformation de l'acier : $\varepsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 90 * 90

1. Hypothèses:

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

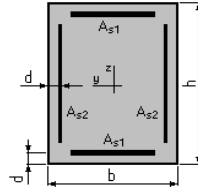
- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 90,0$ (cm)

$h = 90,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	8832,71	-168,50	75,92
2.	ELA	4220,43	-27,81	457,99
3.	ELA	6080,18	562,49	-0,05

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 5,1$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 3,0$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 16,2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 405,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 0,20$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU **N = 8832,71 (kN)** **$M_y = -168,50$ (kN*m)** **$M_z = 75,92$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,48 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 116,2$ (cm)

Bras de levier : $Z = 48,8$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,19$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA **N = 4220,43 (kN)** **$M_y = -27,81$ (kN*m)** **$M_z = 457,99$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 3,19 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 90,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 54,9$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,09$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 18,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 6080,18 (kN)** **$M_y = 562,49$ (kN*m)** **$M_z = -0,05$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 2,32 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 90,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 50,7$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,48$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 80 * 80

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

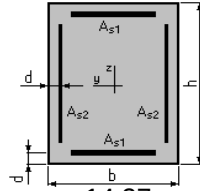
- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 80,0$ (cm)

$h = 80,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	6992,69	14,27	471,63
2.	ELU	1613,62	13,39	1697,68
3.	ELU	3094,51	1396,79	4,31

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 17,3$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 22,6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 12,8$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 320,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,25$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,10$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU **N = 6992,69 (kN)** **$M_y = 14,27$ (kN*m)** **$M_z = 471,63$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,64 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 91,1$ (cm)

Bras de levier : $Z = 42,0$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,26$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 1613,62 (kN)** **$M_y = 13,39$ (kN*m)** **$M_z = 1697,68$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 22,3$ (cm)

Bras de levier : $Z = 68,9$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 8,76$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU **N = 3094,51 (kN)** **$M_y = 1396,79$ (kN*m)** **$M_z = 4,31$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,23 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 38,5$ (cm)

Bras de levier : $Z = 61,8$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 3,52$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 70 * 70

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

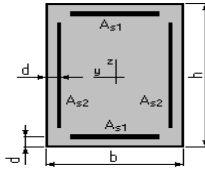
- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:

$b = 70,0$ (cm)

$h = 70,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	3926,13	-130,55	86,24
2.	ELA	930,46	-93,48	863,87
3.	ELA	727,38	1026,43	-552,43

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 23,9$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 9,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 11,2$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 245,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,34$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,11$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1 : Type ELU **N = 3926,13 (kN)** **$M_y = -130,55$ (kN*m)** **$M_z = 86,24$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 2,42 Pivot : C

Position de l'axe neutre : $y = 102,6$ (cm)

Bras de levier : $Z = 46,6$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,37$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA **N = 930,46 (kN)** **$M_y = -93,48$ (kN*m)** **$M_z = 863,87$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,47 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 23,9$ (cm)

Bras de levier : $Z = 62,5$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 7,28$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 727,38 (kN)** **$M_y = 1026,43$ (kN*m)** **$M_z = -552,43$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 33,4$ (cm)

Bras de levier : $Z = 74,0$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 6,11$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 500,0$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 60 * 60

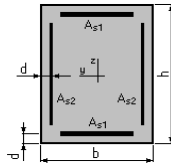
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 60,0$ (cm)
 $h = 60,0$ (cm)
 $d = 3,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	2354,55	-12,19	-45,61
2.	ELA	13,71	48,62	471,23
3.	ELU	478,85	366,37	28,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique	$A_{s1} = 8,7$ (cm ²)	Section théorique	$A_{s2} = 9,0$ (cm ²)
Section minimum	$A_{s \min} = 9,6$ (cm ²)	Section maximum	$A_{s \max} = 180,0$ (cm ²)
Théorique	$\rho = 0,99$ (%)		
Minimum	$\rho_{\min} = 0,13$ (%)	maximum	$\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU N = 2354,55 (kN) $M_y = -12,19$ (kN*m) $M_z = -45,61$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 2,87 Pivot : C
 Position de l'axe neutre : $y = 81,7$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 32,2$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,17$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELA N = 13,71 (kN) $M_y = 48,62$ (kN*m) $M_z = 471,23$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : A
 Position de l'axe neutre : $y = 11,0$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 55,8$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 2,20$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 10,00$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 500,0$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma'_s = 310,6$ (MPa)

Cas N° 3 : Type ELU N = 478,85 (kN) $M_y = 366,37$ (kN*m) $M_z = 28,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,43 Pivot : B
 Position de l'axe neutre : $y = 18,9$ (cm)
 Bras de levier : $Z = 52,9$ (cm)
 Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)
 Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 7,93$ (‰)
 Contrainte de l'acier :
 Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)
 Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 50 * 50

1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 30,0$ (MPa) Acier : $f_e = 500,0$ (MPa)

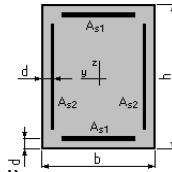
- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

$b = 50,0$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N^0	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	805,01	-7,90	-74,00
2.	ELU	74,83	159,23	299,98
3.	ELU	448,91	253,20	-6,93

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 8,5$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 9,6$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 8,0$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 125,0$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,44$ (%)

Minimum $\rho_{\min} = 0,16$ (%)

maximum $\rho_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N^0 1: Type ELU N = 805,01 (kN) $M_y = -7,90$ (kN*m) $M_z = -74,00$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 4,60 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 48,8$ (cm)

Bras de levier : $Z = 31,9$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,31$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 62,1$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^0 2 : Type ELU N = 74,83 (kN) $M_y = 159,23$ (kN*m) $M_z = 299,98$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 22,7$ (cm)

Bras de levier : $Z = 52,4$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 6,46$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma'_s = 434,8$ (MPa)

Cas N^0 3 : Type ELU N = 448,91 (kN) $M_y = 253,20$ (kN*m) $M_z = -6,93$ (kN*m)

Coefficient de sécurité : 1,58 Pivot : B

Position de l'axe neutre : $y = 18,0$ (cm)

Bras de levier : $Z = 40,7$ (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 5,90$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Calcul de Section en Flexion composé déviée Poteau 45 * 45

1. Hypothèses :

Béton : fc28 = 30,0 (MPa)

Acier : fe = 500,0 (MPa)

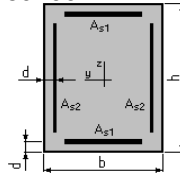
- * Fissuration non préjudiciable
- * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section :

b = 45,0 (cm)

h = 45,0 (cm)

d = 5,0 (cm)



3. Efforts appliqués :

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	1772,24	-5,24	-45,03
2.	ELU	744,29	6,51	161,88
3.	ELU	398,65	243,54	-8,50

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 10,0$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 1,1$ (cm²)

Section minimum $A_{s\ min} = 7,2$ (cm²)

Section maximum $A_{s\ max} = 101,3$ (cm²)

Théorique $\rho = 1,10$ (%)

Minimum $\rho_{min} = 0,18$ (%)

maximum $\rho_{max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas :

Cas N° 1: Type ELU **N = 1772,24 (kN)** **$M_y = -5,24$ (kN*m)** **$M_z = -45,03$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 2,06 Pivot : C

Position de l'axe neutre : y = 52,8 (cm)

Bras de levier : Z = 20,6 (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,27$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELU **N = 744,29 (kN)** **$M_y = 6,51$ (kN*m)** **$M_z = 161,88$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,67 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 23,1 (cm)

Bras de levier : Z = 32,1 (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 2,84$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

Comprimée : $\sigma_s' = 434,8$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELU **N = 398,65 (kN)** **$M_y = 243,54$ (kN*m)** **$M_z = -8,50$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité : 1,00 Pivot : B

Position de l'axe neutre : y = 11,1 (cm)

Bras de levier : Z = 36,6 (cm)

Déformation du béton : $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier : $\epsilon_s = 9,53$ (‰)

Contrainte de l'acier :

Tendue : $\sigma_s = 434,8$ (MPa)

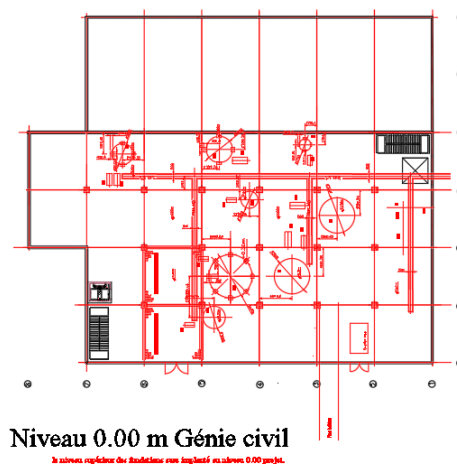
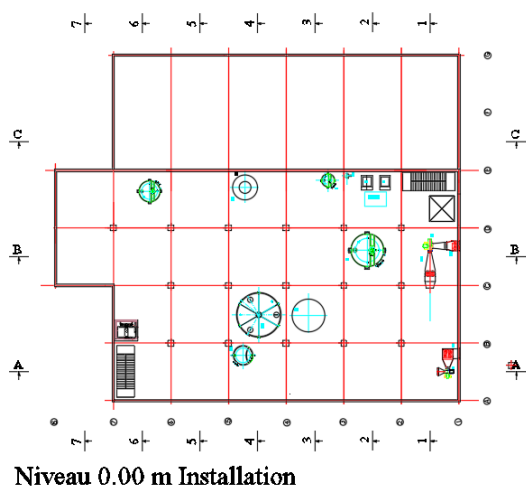
Comprimée : $\sigma_s' = 374,2$ (MPa)

CHARGES SUR PLANCHERS DE L'USINE DE SEL ALIMENTAIRE					
Désignation	Repère	Nbre	Charges en kN		Observations
			Permanente	Exploitation	
Nivea 0,00 m					
Charge sur dallage : 10 kN/m²					Toute la surface
Bac d'alimentation	T1	1	60	700	4 pieds
Bac pour filtrat	T2	1	140	2 500	
Bac pour saumure clarifiée	T3	1	150	2 600	
Bac pour filtrat	T4	1	15	140	4 pieds
Bac pour condensat	CT1	1	40	340	
Bac pour condensat	CT2	1	3	15	4 Pieds
Décanteur	DE1	1	150	1 750	8 Pieds
Préchauffeur	PH4	1	90	900	4 pieds
Ventilateur	V1	1			
Ventilateur	V2	1			
Réchauffeur d'air	AH1	1			
Filtre d'air	AF1	1			
Filtre d'air	AF2	1			
Bac pour eau	WT1	1	20	480	
Bac pour eau	WT3	1	7	80	
Préchauffeur	PH10	1			
Niveau 9.00 m					
Charge sur plancher : 5 kN/m²					Toute la surface
Décanteur tube interne	ID1	1	50	280	4Pieds
Décanteur tube interne	ID2	1	40	220	4Pieds
Décanteur tube interne	ID3	1	28	210	4Pieds
Décanteur tube interne	ID4	1	30	240	4Pieds
Préchauffeur	PH5	1			3 pieds
Préchauffeur	PH6	1			3 pieds
Préchauffeur	PH7	1			3 ^pieds
Filtre	F1	1			
Filtre	F2	1			
Sécheur	DR1	1			

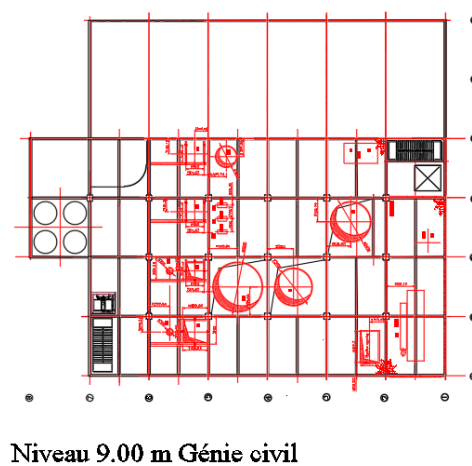
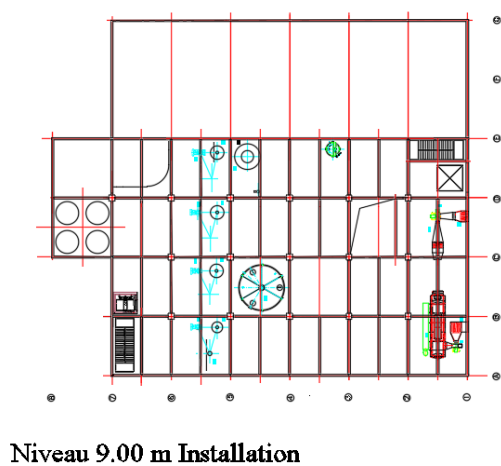
Epurateur	ES1	1			
Air cyclone	CY1	1			
Silos tampon		4	50	1 500	Charge périphérique sur ceinture
Niveau 15.00 m					
Charge sur plancher : 5 kN/m ²					Toute la surface
Cristalliseur	EV1	1	100	980	4 pieds
Cristalliseur	EV2	1	80	680	4 pieds
Cristalliseur	EV3	1	80	680	4 pieds
Cristalliseur	EV4	1	90	1 050	4 pieds
Conduit de recirculation	RP1	1	40	150	2 pieds
Conduit de recirculation	RP2	1	20	80	2 pieds
Conduit de recirculation	RP3	1	24	85	2 pieds
Conduit de recirculation	RP4	1	22	80	2 pieds
Essoreuse	CE1	1	50	60	
Convoyeur à vis	SC1	1	3	6	E pieds
Préchauffeur	PH3	1	30	280	4 pieds
Préchauffeur	PH8	1	8	16	4 pieds
Ventilateur d'air	V3	1			
Niveau 21.00 m					
Charge sur plancher : 5 kN/m ²					Toute la surface
Saturateur	SA1	1	140	1 700	8 Pieds
Saturateur	SA2	1	140	1 700	8 Pieds
Clarificateur	CL1	1	380	3 400	8 Pieds
Clarificateur	CL2	1	380	3 400	8 Pieds
Condenseur	CO1	1	70	300	4 pieds
Pompe à vide	VP1A/B	1	15	20	
Vase d'expansion	WT4	1	8	45	4 Pieds
Niveau 24.00 m					
Charge sur plancher : 5 kN/m ²					Toute la surface

Annexe 4.1 : LES CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A TOUS LES
PLANCHERS

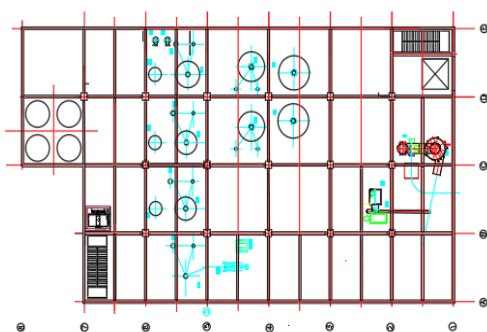
LES PLANS ARCHITECTURAL DE L'OUVRAGE



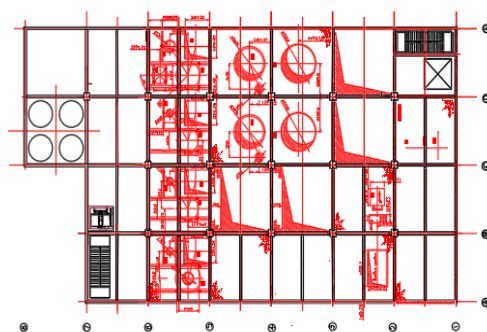
Annexe 5.1 : VUE EN PLAN NIVEAU RDC



Annexe 5.2 : VUE EN PLAN NIVEAU 9.00 m

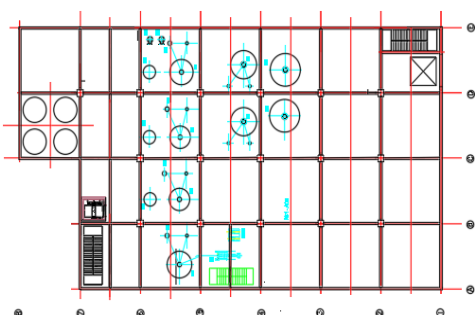


Niveau 15.00 m Installation

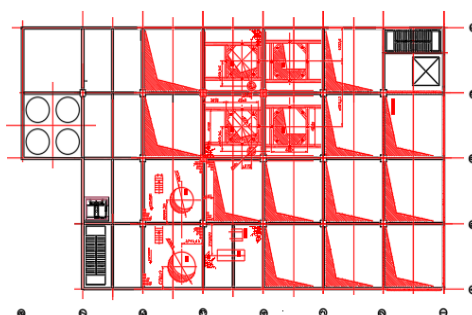


Niveau 15.00 m Génie civil

Annexe 5.3 : VUE EN PLAN NIVEAU 15.00 m

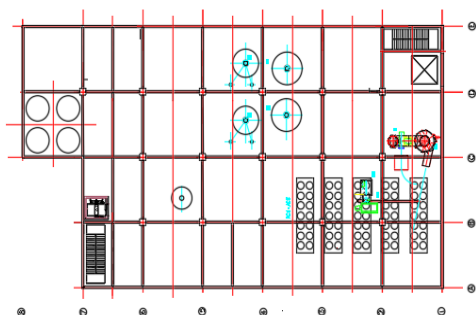


Niveau 21.00 m Installation

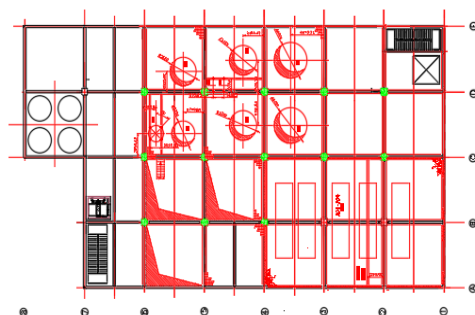


Niveau 21.00 m Génie civil

Annexe 5.4 : VUE EN PLAN NIVEAU 21.00 m

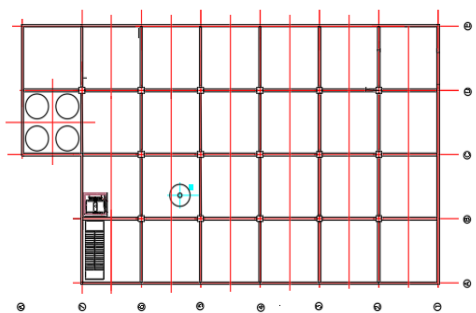


Niveau 24.00 m Installation

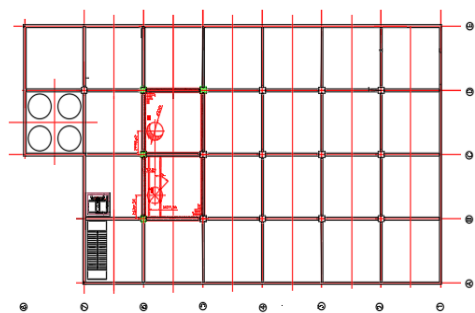


Niveau 24.00 m Génie civil

Annexe 5.5 : VUE EN PLAN NIVEAU 21.00 m

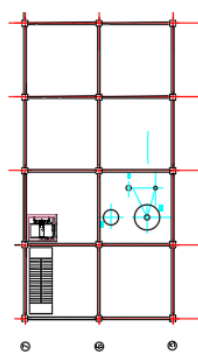


Niveau 30.00 m Installation

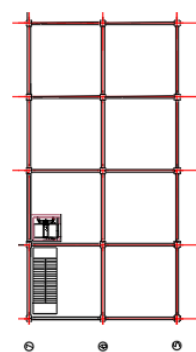


Niveau 30.00 m Génie civil

Annexe 5.6 : VUE EN PLAN NIVEAU 30.00 m

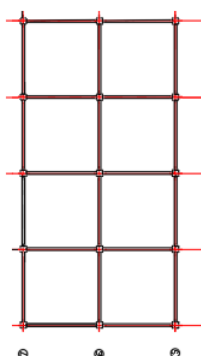


Niveau 36.00 m Installation

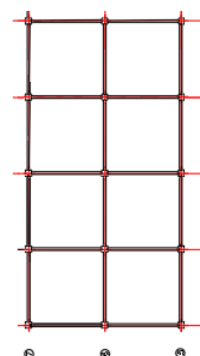


Niveau 36.00 m Génie civil

Annexe 5.7 : VUE EN PLAN NIVEAU 36.00 m



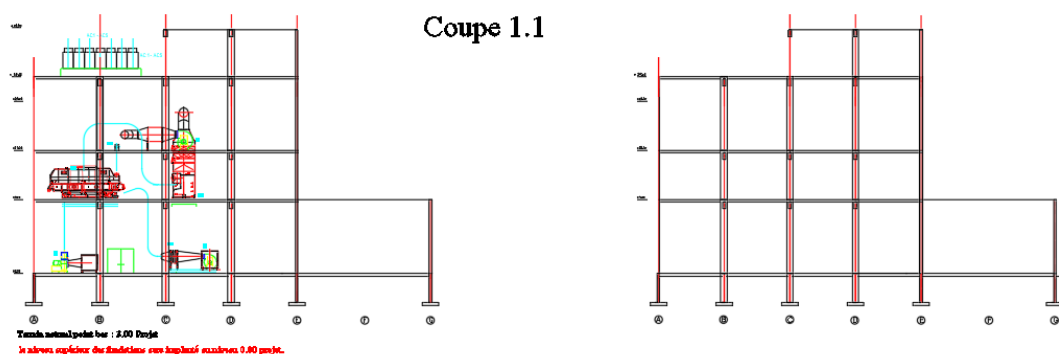
Niveau 40.00 m Installation



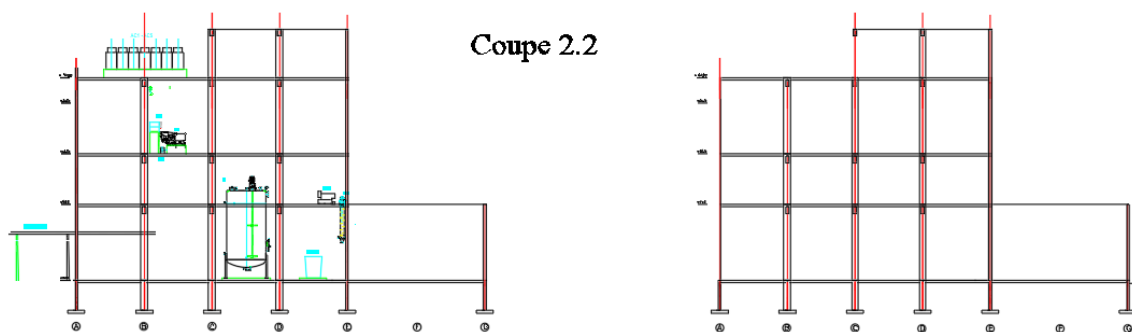
Niveau 40.00 m Génie civil

Annexe 5.8 : VUE EN PLAN NIVEAU 40.00 m

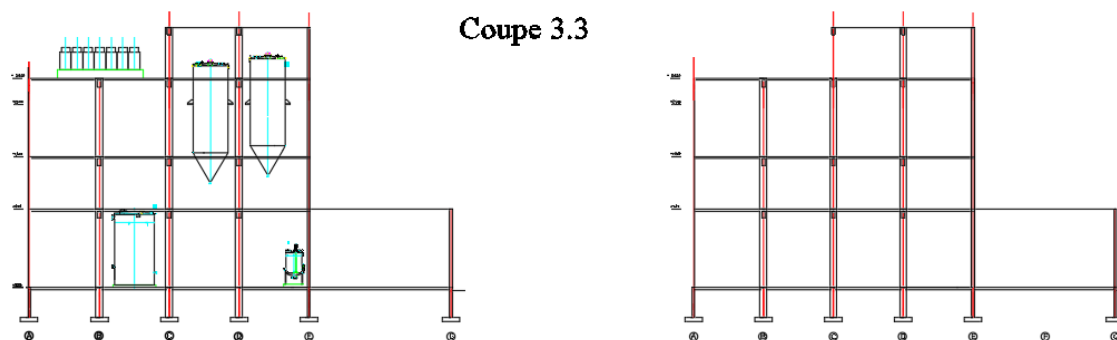
VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE



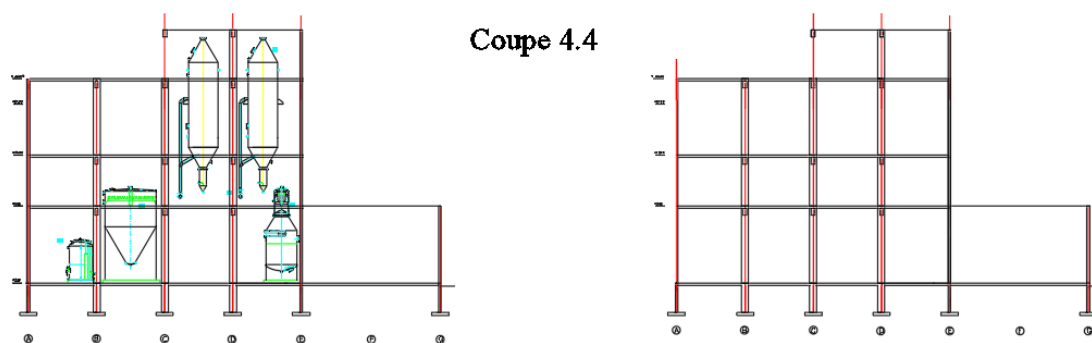
Annexe 5.9 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 1.1



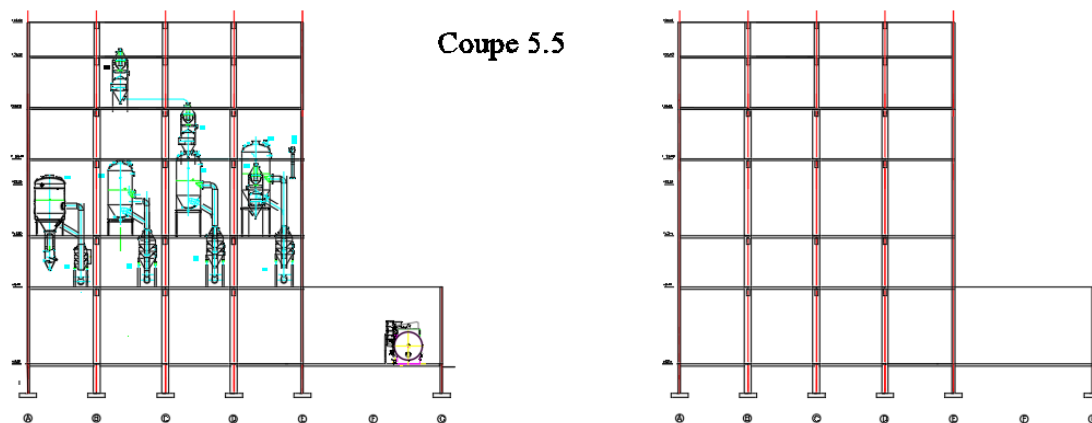
Annexe 5.10 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 2.2



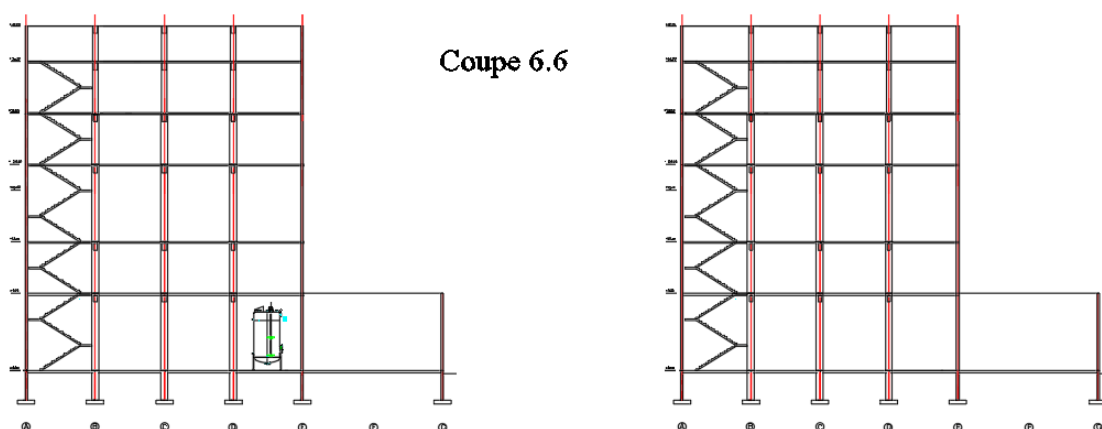
Annexe 5.11 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 3.3



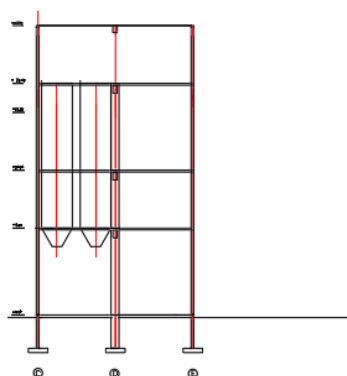
Annexe 5.12 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 4.4



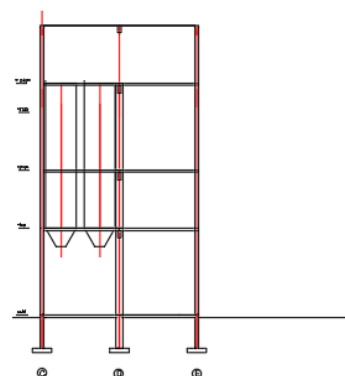
Annexe 5.13 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 5.5



Annexe 5.14 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 6.6

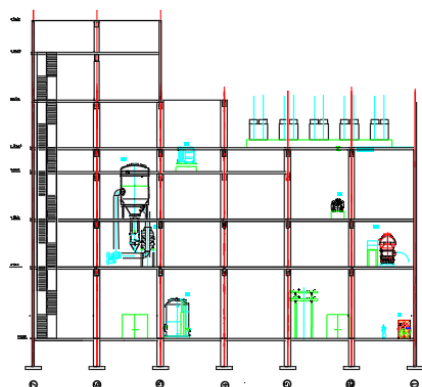


Coupe 7.7

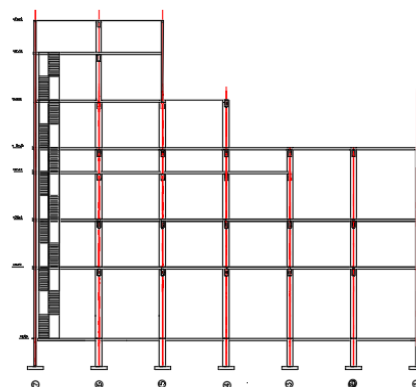


Coupe 7.7

Annexe 5.15 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE 7.7

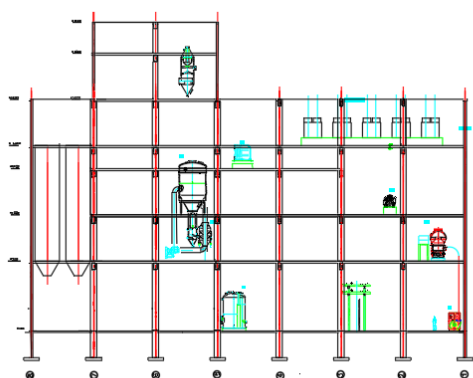


Coupe AA

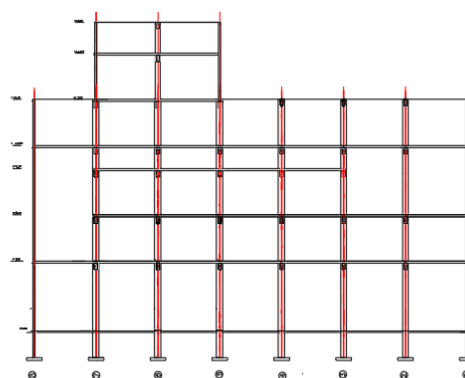


Coupe AA

Annexe 5.16 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE AA



Coupe BB



Coupe BB

Annexe 5.17 : VUE EN ELEVATION DE L'OUVRAGE COUPE BB

1. Conclusion géotechnique :

1.1 Nature de la couche de fondation :

Nos investigation géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature rocheuse.

1.2 Fondation des ouvrages :

- Le taux de travail admissible est de 4 bars.
- La profondeur d'ancrage est de 1.2 m par rapport au terrain naturel.

1.3 Classification du site :

Selon le règlement parasismique Algérien 1999 et en fonction des propriétés mécaniques des sols, ce site est classé dans la catégorie S_2 (Site ferme).

2. Stabilité du site :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain. Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.

3. Recommandations :

Afin d'éviter les dommages des travaux, nous recommandons les mesures préventives suivantes :

- La mise en œuvre du béton juste après la réalisation des fouilles pour éviter les dégradations du fond et des parois de ces fouilles
- Eviter les eaux pluviales ou autres en tête de fouilles
- Et enfin, faire appel à notre laboratoire pour tout problème rencontré.