



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



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : Génie Civil et d'Architecture

DEPARTEMENT : Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : HOSNI Belkis

GUENDAFA Islam

DOMAINE : Sciences et Technologies

FILIERE : Génie Civil

OPTION : STRUCTURES

Thème

Impact de l'adaptation au site sur les études techniques des structures en béton armé

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	qualité
Mr.KHENFER Med Mouldi	Professeur	Président
Mr.BENGUIT AMMAR	M.A.B	Examineur
Mr. MERAH Ahmed	M.C.A	Rapporteur

Promotion : Sept - 2020



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier ALLAH pour nous avoir guidés vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

*Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur
Mr. MERAH Ahmed pour l'encadrement de ce mémoire, pour les conseils aide, sa
Patience, sa disponibilité et sa compréhensibilité.*

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université de Laghouat, et les enseignants qui ont participé à notre formation.

*Nos profondes gratitudes à tous les membres de jury qui font l'honneur de juger Notre
Travail.*

Nous remercions aussi nos familles surtout les parents pour leurs soutiens et leurs encouragements tout au long de ce projet.

*Enfin nous remercions, de tout cœur, tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce travail*

On leur dit merci de tout notre cœur

A ma mère

tu m'as donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir.

*Tout ce que je peux t'offrir ne pourra exprimer L'amour et la reconnaissance
que je te porte.*

*En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes
sacrifices et pour l'affection dont tu m'as toujours entourée.*

A mon père

*L'épaule solide, l'homme attentif compréhensif et la plus digne de mon estime et
de mon respect.*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que Dieu te Préserve et te
procure santé et longue vie.*

À mes sœurs Ouiza, Lamis et Djihane

À ma famille,

À mon binôme Islam

A tous mes ami(e)s et

*À tous mes camarades de la promotion
2019/2020.*

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Dédicace : Belkis



A ma lune (mère)

On peut grandir, et même vieillir, mais pour sa maman on est toujours un petit enfant. Aujourd'hui je veux te dire maman que ce petit enfant est enfin devenu ingénieur

*J'ai cherché dans les poèmes Comment te dire je t'aime d'une façon ingénieuse
mais je voulais une chose si spéciale pour toi ma lune*

Alors j'ai cherché ailleurs, Et j'ai trouvé dans mon cœur

Les mots que tu m'as appris quand j'étais encore petit.

Maman, je t'aime grand comme ça !

Je le dis avec mes bras.

A mon père

On s'avance sur l'océan de la vie Plus inquiet,

Chaque vague ou même chaque clapotis

Démontrent qu'il nous manque un ami, un refuge

On avance doucement contre vents et marées

Souvent, on aimerait pouvoir nous reposer.

Dans les bras de celui qu'on aime

*PAPA, tu es ce refuge, tu es cette lumière indiquant de loin la terre sèche, cette
lumière qui nous donne de la force afin de continuer d'aller*

Contre vents et marées, merci d'être toujours là pour moi

*À ma tante et mon grand-père bien aimés qui nous ont quitté avant même d'être
là pour me voir enfin devenir cet ingénieur longtemps attendu, je viendrais à
votre tombe portant mon diplôme pour vous dire qu'enfin je l'ai fait*

El-hamdoulilah

*Que dieux vous Pardonne et accorde sa miséricorde. Vous Accorde le salut et le
pardon. Vous Assure une noble demeure inshallah*

Amine

À mes frères, Messaoud et Youcef

Et toute ma Famille

À mon binôme Belkïs

À tous mes ami(e)s et

À tous mes camarades de la promotion

2019/2020.

À tous les rêveurs qui ne cesses de combattre afin de réalisés ces rêves.

Dédicace : Islam



ملخص:

يهدف مجال الهندسة المدنية الى إنشاء مباني مستقرة و مقاومة لمختلف الحمولات العمودية و الافقية (الحمولات الزلزالية) التي . تتغير من منطقة إلى أخرى وتؤثر على أبعاد العناصر المقاومة وتسليحها. ومنه هذا المشروع يهدف الى دراسة بناية من الخرسانة المسلحة (طابق ارضي + 4طوابق)؛ ذات طابع سكني في منطقتين مختلفتين (الأغواط وبومرداس) من حيث النشاط الزلزالي و طبيعة التربة ومنه استنتاج تأثير الموقع على ابعاد العناصر المقاومة. تم حساب الابعاد وفقا للمعايير المنصوص عليها في الجزائر (قانون الخرسانة المسلحة 99 و القواعد الجزائرية 91 المعدلة في 2003) ؛ اعتمادا على نتائج الدراسة الزلزالية بواسطة برنامج الروبوت. تظهر النتائج التي تم الحصول عليها أن طبيعة الموقع يؤثر على أبعاد العناصر المقاومة. ولهذا يجب أن تأخذ هذه النتيجة في الاعتبار من قبل المهندسين المقبلين على تصميم المباني في المستقبل.

كلمات مفتاحية: الموقع، العناصر المقاومة، الخرسانة المسلحة، تأثير الموقع، المعايير

Abstract:

The aims of the civil engineering field are to construct stable and resistant buildings. These buildings must resist to vertical and horizontal (seismic loads) loads, which change from region to another and affect the dimensions of the resistant elements and their reinforcement. This project aims are to study a building of reinforced concrete (ground floor + 4 floors), It is a residential building implanted in two different regions nature (Laghouat and Boumerdes) that have different seismic activity and different soil. This study scope is to compare the obtained dimensions of resistant elements for the two regions. This study was conducted in according the Algerian Standards (Standard RPA 99 V2003) and the ROBOT Software).

The obtained results show that the implantation site affect the dimensions of resistant elements. This result must take in account by the engineers in the design of buildings in the future.

Key words: Site; Resistant elements; Reinforced concrete; effect, Standards

Résumé :

Les objectifs du domaine du génie civil sont de construire des bâtiments stables et résistants. Ces bâtiments doivent résister aux charges verticales et horizontales (charges sismiques), qui changent d'une région à l'autre et affectent les dimensions des éléments résistants et leur armature. Ce projet a pour objectif d'étudier un bâtiment en béton armé (rez-de-chaussée + 4 étages), c'est un immeuble résidentiel implanté dans deux régions nature différentes (Laghouat et Boumerdes) qui ont une activité sismique différente et des sols différents. Cette étude a pour objectif de comparer les dimensions obtenues des éléments résistants pour les deux régions. Cette étude a été menée selon les normes algériennes (Standard RPA 99 V2003) et le logiciel ROBOT). Les résultats obtenus montrent que le site d'implantation affecte les dimensions des éléments résistants. Ce résultat doit être pris en compte par les ingénieurs dans la conception des bâtiments du futur.

Mots clés : Site ; Éléments résistants ; Béton armé ; effet, Normes

Liste des matières

Introduction générale

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

I.1 Introduction.....	1
I.2. Effet du site.....	1
I.2.1. Etude de sol.....	1
I.2.2 Effet de la zone climatique.....	4
I.2.3 Effet de l'action sismique.....	4
I.2.4 Terrains à risques.....	7
I.3. Choix du type des fondations.....	10
a. Introduction.....	10
b. Type de fondation.....	10
I.4 Le choix de la structure.....	15
I.4.1 Structures en portiques.....	15
I.4.2 Structures à murs porteurs.....	16
I.4.3 Structures mixtes (en portiques et à murs porteurs).....	17
I.4.4 Structures avec Contrôle intelligent des vibrations.....	17

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

II.1. Présentation de l'ouvrage.....	19
II.1.1. Introduction.....	19
II.1.2. Caractéristiques géométriques.....	19
II.1.3. Caractéristiques mécaniques.....	19
II.1.3.1. Béton.....	20
II.1.3.2. Aciers.....	23
II.2. Descente de charge.....	26

II.3. Pré dimensionnement

II.3.1. Introduction.....	27
II.3.2. La transmission des charges aux éléments.....	27
II.3.3. Pré-dimensionnement des éléments	
II.3.3.1. Les poutres.....	28
II.3.3.2. plancher.....	28
II.3.3.2.1. En corps creux.....	28
II.3.3.2.2. dalle pleine.....	28
II.3.3.3. Les poteaux.....	29
II.3.3.3.1. Poteaux centraux.....	29
II.3.3.3.2. Poteau d'angle.....	29
II.3.3.3.3. Poteaux de rive.....	29
II.3.3.4. Les voiles.....	29

II.4. Calcul des éléments secondaires

II.4.1. Les escaliers.....	30
II.4.2. L'acrotère.....	30

II.5. L'étude du vent

II.5.1. Introduction.....	32
II.5.2. Application des R N V 99.....	32

Site1: BOUMERDAS

II.5.2.1. Détermination de coefficient dynamique C_d	33
II.5.2.2. Pression dynamique du vent q_{dyn}	33
II.5.2.3. Coefficient de pression extérieur C_{pe}	34

II.5.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	35
II.5.2.5. Détermination de la pression du vent.....	35
II.5.2.6. Calcul des forces de frottement.....	38
II.5.2.7. Détermination de la force résultante.....	39

Site2: Laghouat

II.5.2.1.1. Détermination de coefficient dynamique C_d	41
II.5.2.1.2. Pression dynamique du vent q_{dy}	41
II.5.2.1.3. Coefficient de pression extérieur C_{pe}	41
II.5.2.1.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}	42
II.5.2.1.5. Détermination de la pression du vent.....	43
II.5.2.1.6. Calcul des forces de frottement.....	46
II.5.2.1.7. Détermination de la force résultante.....	46
II.5.3. Discussion des résultats.....	48

II.6. L'étude dynamique

II.6.1. Introduction.....	49
II.6.2. Objectif de l'étude dynamique.....	49
II.6.3. Choix de la méthode.....	49
II.6.4. Le spectre de réponse de calcul.....	50
II.6.5. Résultats de l'analyse dynamique.....	52

II.6.5.1. Laghouat

II.6.5.1.1. Vérification de participation massique.....	54
II.6.5.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	55
II.6.5.1.2.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	55

II.6.5.1.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	57
II.6.5.2. Boumerdes	
II.6.5.2.1. Dispositions des voiles.....	58
II.6.5.2.2. Vérification de participation massique.....	60
II.6.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul.....	60
II.6.5.2.3.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	61
II.6.5.2.3.2. Calcul du période fondamentale.....	61
II.6.5.2.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	62
II.6.6. Conclusion.....	63
II.7. Calcul des éléments structuraux	
II.7.1. Introduction	64
II.7.2. Les combinaisons d'action.....	64
II.7.3. Ferrailage des poteaux.....	64
II.7.3.1. Armatures longitudinales.....	64
II.7.3.1.1. Selon le BAEL91.....	64
II.7.3.1.2. Selon le RPA99.....	65
II.7.3.1.3. Schéma de ferrailage.....	66
II.7.4. Calcul des voiles.....	66
II.7.4.1. Détermination de la nature de section.....	67
II.7.4.2. Calcul de la section d'armature.....	67
II.7.4.2.1. Armatures verticales.....	67
II.7.4.2.1.1. Calcul de l'excentricité.....	67
II.7.4.2.1.2. Vérification au flambement.....	67
II.7.4.2.1.3. Calcul de ferrailage.....	68

II.7.4.2.1.3.1. Calcul des armatures à la flexion simple.....	68
II.7.4.2.1.3.2. Calcul des armatures à la flexion composée.....	68
II.7.4.2.1.4. L'armature verticale minimale.....	68
II.7.4.2.5. L'espacement.....	69
II.7.4.2.6. Armatures horizontales.....	69
II.7.4.2.7. Schéma de ferrailage.....	70
II.7.5. Calcul des fondations.....	70
II.7.5.1. Introduction.....	70
II.7.5.2. Laghouat	
II.7.5.2.1. Choix de fondation.....	70
II.7.5.2.2. Calcul des dimensions de fondations.....	70
II.7.5.2.3. Vérification de contrainte de sol.....	71
II.7.5.2.4. Vérification au renversement.....	72
II.7.5.2.5. Calcul de ferrailage.....	72
II.7.5.2.6. Schéma de ferrailage.....	73
II.7.5.3. Boumerdes	
II.7.5.3.1. Dimensionnement.....	73
II.7.5.3.2. Ferrailage des semelles.....	74
II.7.5.3.3. Schéma de ferrailage.....	75
II.7.5.4. Comparaison des résultats.....	76
II.7.5.5. Conclusion.....	76

Chapitre III: Résultats et discussion

III.1 Comparaison des résultats.....77

III.2 Discussion des résultats.....77

Conclusion générale

Références bibliographique

Annexe

Liste des tableaux

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

TabII.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.....	24
TabII.2: Dimensions des poutres.....	28
TabII.3: Détermination de coefficient dynamique.....	33
TabII.4: Détermination de la pression dynamique.	33
TabII.5: C_{pe} pour la toiture plate dans les deux directions (V_1 et V_2).	35
TabII.6: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$	35
TabII.7: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$	36
TabII.8: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$	36
TabII.9: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$	36
TabII.10: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$	37
TabII.11: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$	37
Tab II.12: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$	37
TabII.13: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$	38
TabII.14: La force de frottement.....	38
TabII.15: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$	39
TabII.16: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$	39
TabII.17: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$	40
TabII.18: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$	40
TabII.19: Détermination de coefficient dynamique.	41
TabII.20: Détermination de la pression dynamique.	41
TabII.21: C_{pe} pour la toiture plate dans les deux directions (V_1 et V_2).	42
TabII.22: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$	43
TabII.23: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$	43
TabII.24: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$	43
TabII.25: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$	44

TabII.26: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$	44
TabII.27: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$	44
TabII.28: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$	45
TabII.29: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$	45
TabII.30: La force de frottement.....	46
TabII.31: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$	46
TabII.32: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$	47
TabII.33: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$	47
TabII.34: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$	48
Tab II.35: Coefficient d'accélération A.....	50
Tab II.36: périodes caractéristiques	51
TabII.37: Valeurs des pénalités Pq	51
TabII.38: Facteur d'amplification dynamique selon les deux directions.....	61
TabII.39: Armatures longitudinales des poteaux selon BAEL et RPA.....	65
TabII.40: Armatures longitudinales calculé des poteaux	65
TabII.41 : Ferrailage du voile à la flexion simple.....	68
TabII.42: Ferrailage du voile à la flexion composée.....	69
TabII.43 : L'espacement du voile.....	69
TabII.44 : Dimensions des semelles isolées.....	71
TabII.45: Vérification de contrainte de sol.....	71
TabII.46: Vérification au renversement des semelles.....	72
TabII.47 : Ferrailage des semelles isolées.....	72
TabII.48 : Dimensions des semelles filantes.....	74
TabII.49 : Ferrailage des semelles filantes.....	75
TabIII.1: Comparaison des éléments résistants entre les deux sites.....	77

Liste des figures

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

FigI.1: une coupe qui montre la stratigraphie d'un sol.....	2
FigI.2: une coupe qui montre nappes d'eau souterraine.	3
FigI.3: Stratégie du calcul sismique.....	4
FigI.4: le schéma représente la liquéfaction des sols.	8
FigI.5: Illustration du retrait.....	9
FigI.6: Illustration Semelles filantes.....	10
FigI.7: Illustration Semelles isolée.....	12
FigI.8: Illustration Semelles profonde.....	13
FigI.9: La fondation sur radier général.....	14

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

FigII.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	22
FigII.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	23
FigII.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	25
FigII.4: Poutres principales et secondaires.....	27
FigII.5: Dimensions d'escalier.....	30
FigII.6 : Dimensions de l'acrotère.....	31
FigII.7: Directions étudiées du vent.....	32
FigII.8: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V_2	34
FigII.9: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V_1	34
FigII.10: Répartition des pressions sur la toiture pour les deux directions pour $C_{pi}=0.8$	38
FigII.11: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V_2	41
FigII.12: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V_1	42
FigII.13: Répartition des pressions sur la toiture pour les deux directions pour $C_{pi}=0.8$	45
FigII.14: Modélisation de la structure.....	52

FigII.15: Mode1 translation selon X.....	53
FigII.16: Mode2 translation selon y.....	53
FigII.17: Mode3 rotation selon Z.....	54
FigII.18: Participation massique	54
FigII.19:Poids W_G du bâtiment.....	56
FigII.20:Poids W_Q du bâtiment.....	56
FigII.21: Les déplacements inter-étages selon la direction X.....	57
FigII.22: Les déplacements inter-étages selon la direction Y.....	57
FigII.23: La disposition des voiles.....	58
FigII.24: Mode 1 translation selon X.....	59
FigII.25: Mode 2 translation selon Y.....	59
FigII.26: Mode 3 rotation selon Z.....	60
FigII.27: La participation massique.....	60
FigII.28:Poids W_G du bâtiment.....	62
FigII.29:Poids W_Q du bâtiment.....	62
FigII.30: Les déplacements inter-étages selon X.....	62
FigII.31: Les déplacements inter-étages selon Y.....	63
FigII.32: Ferrailage des poteaux.....	66
Fig II.33: Ferrailage du voile.....	70
FigII.34: Ferrailage de semelles isolée S3.....	73
FigII.35: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS.....	74
FigII.36: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.	75
FigII.37: Ferrailage des semelles filantes.....	75

Chapitre III: Résultats et discussion

FigIII.1: Plan celibatorium homme.....	78
--	----

FigIII.2: On peut remarquer l'entaille au centre.....	80
FigIII.3: On peut remarquer l'entaille au centre.....	80
FigIII.4: Porte-à-faux bas du RDC. Au-dessus.....	80
FigIII.5: Forte densité de constructions ; plateau de Boumerdes.....	81

Notation

Majuscules

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: Charge sismique.

A: Section d'acier tendu.

A': Section d'acier comprimé.

A_{max} , **A_{min}** : Section d'acier maximale et minimale

B: Aire du béton.

B_r : Section réduite du béton d'un poteau.

ELS: Etat Limite de Service.

ELU: Etat Limite Ultime.

S.P.C: section partiellement comprimée.

S.E.C: section entièrement comprimée.

S.E.T: section entièrement tendue.

I: Moment d'inertie.

M_0 : Moment isostatique.

M_t : Moment fléchissant en travée.

M_a : Moment fléchissant en appui.

M_u : Moment fléchissant à l'ELU.

M_s : Moment fléchissant à l'ELS.

N: Effort normal.

N_s : Effort normal à l'ELS.

N_u : Effort normal à l'ELU.

T_u : Effort tranchant ultime.

K : Le rapport entre les dimensions d'un poteau.

W : Poids.

S : L'espace entre les armatures.

Minuscule

e : Epaisseur de la dalle pleine.

a : Epaisseur du voile.

h_e : La hauteur d'étage.

c : L'enrobage.

d : La distance entre les armatures tendus et la fibre la plus comprimés.

l_f : Longueur de flambement.

Majuscules grecques

Δ : Variation.

Σ : sommation.

Φ : Diamètre nominal d'une barre d'aciers.

Minuscules grecques

α : Coefficient fonction de l'élancement du poteau.

γ : Coefficient de sécurité.

ε : Déformation relative.

η : Coefficient de fissuration.

λ : Élancement mécanique.

μ : Coefficient de frottement.

ν : Coefficient de POISSON.

ρ : Rapport de deux dimensions

δ : Déplacement d'un niveau.

β : Coefficient de pondération.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{sol} : Contrainte du sol

Autres Notation

SF: Semelle filante.

CV: Condition vérifiée.

CNV: Condition non vérifiée.

RDC: rez-de-chaussée.

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans l'acte de bâtir, qui est influencée par plusieurs paramètres tels que : l'effet climatique, l'effet sismique et la nature de sol. Ces paramètres changent d'une zone à une autre.

De ce point-là nous avons pris l'initiative de traiter un problème qui semble être pertinent dans le domaine de construction en Algérie, en partant d'une supposition qui dit que le temps accordé aux études techniques dans un projet de construction, ce qui conduit à une mauvaise compréhension du site d'implantation, qui a son tour causera une mauvaise adaptation de la structure sur ce dernier.

D'où notre thème « **Impact de l'adaptation au site sur les études techniques des structures en béton armé** »

Dans ce projet de fin d'étude, nous avons étudié un bâtiment (R+4) à usage d'habitation dans deux sites : Laghouat et Boumerdes, qui ont été classés respectivement (selon RPA99 modifié 2003) comme une zone de faible sismicité et de forte sismicité.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

Le premier chapitre comporte les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé à savoir : effet de site, choix du type de fondation et de la structure.

Le deuxième chapitre traite le calcul des éléments résistants des deux sites et faire une comparaison entre leurs dimensions.

Le troisième chapitre comporte une discussion des résultats accompagnée avec un exemple d'un établissement pénitentiaire et une solution.

Enfin, nous concluons notre travail par une conclusion générale et des annexes.

Chapitre I

Facteurs déterminant dans l'étude d'une structure en béton armé

Chapitre I

Chapitre I

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

I.1. INTRODUCTION

Lorsque nous envisageons de réaliser un projet de construction, nous devons tenir compte de plusieurs facteurs tels que l'effet du site d'implantation, l'effet du choix du type de fondations, l'effet du choix du type de structure et l'effet des règles de conception. La maîtrise de ces facteurs est nécessaire pour la réussite et la durabilité de n'importe quel projet de construction

Ce chapitre est consacré à une revue détaillée de ces facteurs, qui doivent être connus et maîtrisés pour chacun des intervenants dans l'acte de construire, maîtres d'ouvrages, concepteurs, et réalisateurs.

I.2. Effet du site

Le site d'implantation constitue le 1er facteur déterminant dans la conception structural de l'ouvrage. Ce facteur entre d'une manière significative dans le dimensionnement des éléments résistants et plus particulièrement à travers le support de la structure représenté par le sol.

Le sol a un effet sur la conception de la structure à travers les paramètres suivants :

- Etude de sol ;
- La zone d'implantation climatique ;
- La zone d'implantation sismique ;
- Et éventuellement à travers la prise en compte des aléas liés aux terrains à risque

I.2.1. Etude de sol

L'étude de sol est la 1^{ère} étape technique sur laquelle repose la stabilité et la faisabilité des structures en béton armé, celle-ci représente la mise en place de moyens techniques et humains dont l'objectif est de caractériser la nature du sous-sol afin de valider le type de fondations nécessaire à la pérennité d'une construction future.

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

Cette étude a pour objectifs

1. Révéler la présence actuelle ou potentielle de tout accident ou phénomène géologique présentant des dangers pour l'ouvrage : faille, subsidence, sismicité, zone de glissement ou de coulée, instabilité de talus, etc. [1]
2. Décrire la **stratigraphie**, c'est-à-dire la nature et l'épaisseur des couches de sol et de roc sous l'ouvrage. [1]

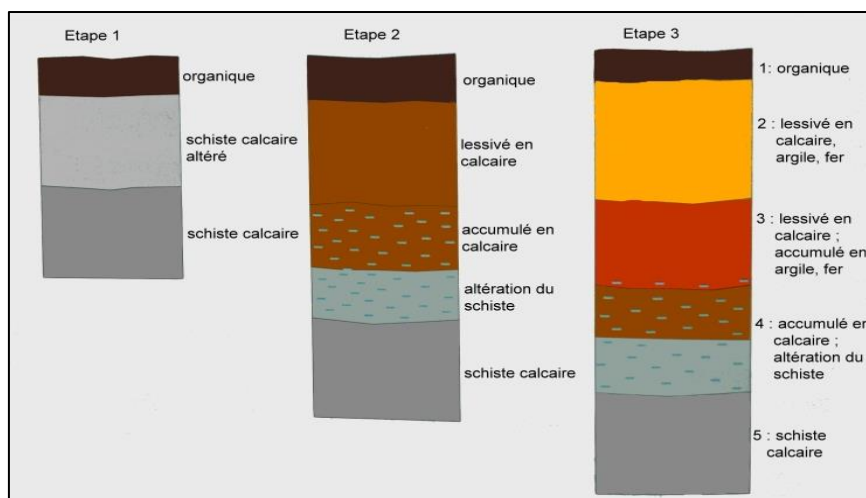


Fig1.1: Une coupe qui montre la stratigraphie d'un sol

Source : <http://www.vinsvignesvignerons.com/>

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

3. Déterminer la nature, la profondeur et la pression des diverses nappes d'eau souterraine [1]

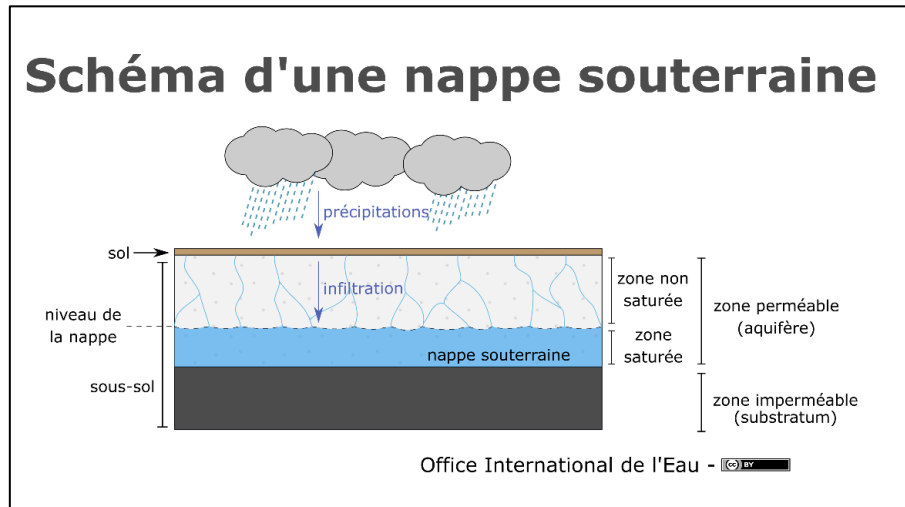


Fig1.2: Une coupe qui montre nappes d'eau souterraine.

Source : <https://www.oieau.fr/>

4. Mesurer en laboratoire les caractéristiques physiques ainsi que les propriétés mécaniques et hydrauliques du sol et du roc sur des échantillons prélevés sur le terrain [1]
5. Mesurer les propriétés mécaniques et hydrauliques du sol et du roc en place en réalisant des essais sur le terrain [1]
6. Déterminer la capacité portante admissible des sols de fondation, La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement. Plusieurs méthodes, issues d'essais, permettent de la déterminer à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées, (soit au laboratoire, soit in-situ) [2]

- Importance d'une bonne étude de sol

Comme il a écrit Casa grande en 1947, que la description des sols constitue la partie la plus controversé et la plus confus en mécanique des sols. Compte tenu de cette réalité Les fondations destinées aux bâtiments et aux ouvrages d'art doivent faire l'objet d'une attention particulière si l'on veut éviter des vices de construction causant la perte partielle ou totale de l'ouvrage ou pour éviter son tassement total et différentiel entraînant des dommages à la structure. La précaution essentielle pour éviter de telle situation est de réaliser une bonne étude de sol avant la construction de tout ouvrage.

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

L'étude de sol est une étape importante dans l'élaboration d'un projet de construction. On doit réaliser pour chaque projet son étude de sol malgré sa proximité à un projet déjà réalisé.

En résumé une bonne étude de sol a un rôle primordial dans un projet de construction, ce qui veut dire qu'on doit la prendre en considération afin d'assurer la sécurité de notre ouvrage.

I.2.2. Effet de la zone climatique

1. Introduction

Les variations climatiques ont un impact significatif sur les mécanismes de dégradation des ouvrages de nature physico-chimique ou mécanique, au niveau des procédés de production et de mise en œuvre du béton prêt à l'emploi.

- Actions du vent sur les constructions

Un bâtiment doit résister aux actions auxquelles il risque d'être soumis pendant sa durée de vie. La vitesse locale du vent dépend du lieu, de la hauteur au-dessus du sol, du type de terrain que celui-ci rencontre sur sa trajectoire. De son côté, un bâtiment se présente comme un obstacle à la progression du vent. Ce dernier y exerce des pressions sur les parois qui engendrent des forces perpendiculaires à la surface de la construction. Les actions sur la construction dépendent de la forme, des dimensions, de la rigidité, des ouvertures (portes, fenêtres, fuites) pratiquées dans le bâtiment, ainsi que de son environnement immédiat. [3]

Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- **catégorie I** : cette catégorie regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, de santé, lieux de culte, etc.), et les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc.). [4]

- **catégorie II** : cette catégorie regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis (pylônes, grues, échafaudages, etc.), les cheminées et ouvrages similaires. [4]

Le calcul des actions du vent est plus détaillé sur le DTR_VENT RNV 99 ou 89.

I.2.3. Effet de l'action sismique

a. Introduction

Une grande partie du Nord de l'Algérie est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques. L'intensité de ces secousses est suffisante pour causer d'importants dommages et/ou ruines des constructions à moins que celles-ci ne soient conçues et construites de manière adéquate pour résister à ces effets. [5]

b. Stratégie de calcul sismique

« La **stratégie** sans tactique est la voie la plus lente vers la victoire. La tactique sans stratégie est le bruit avant la défaite »

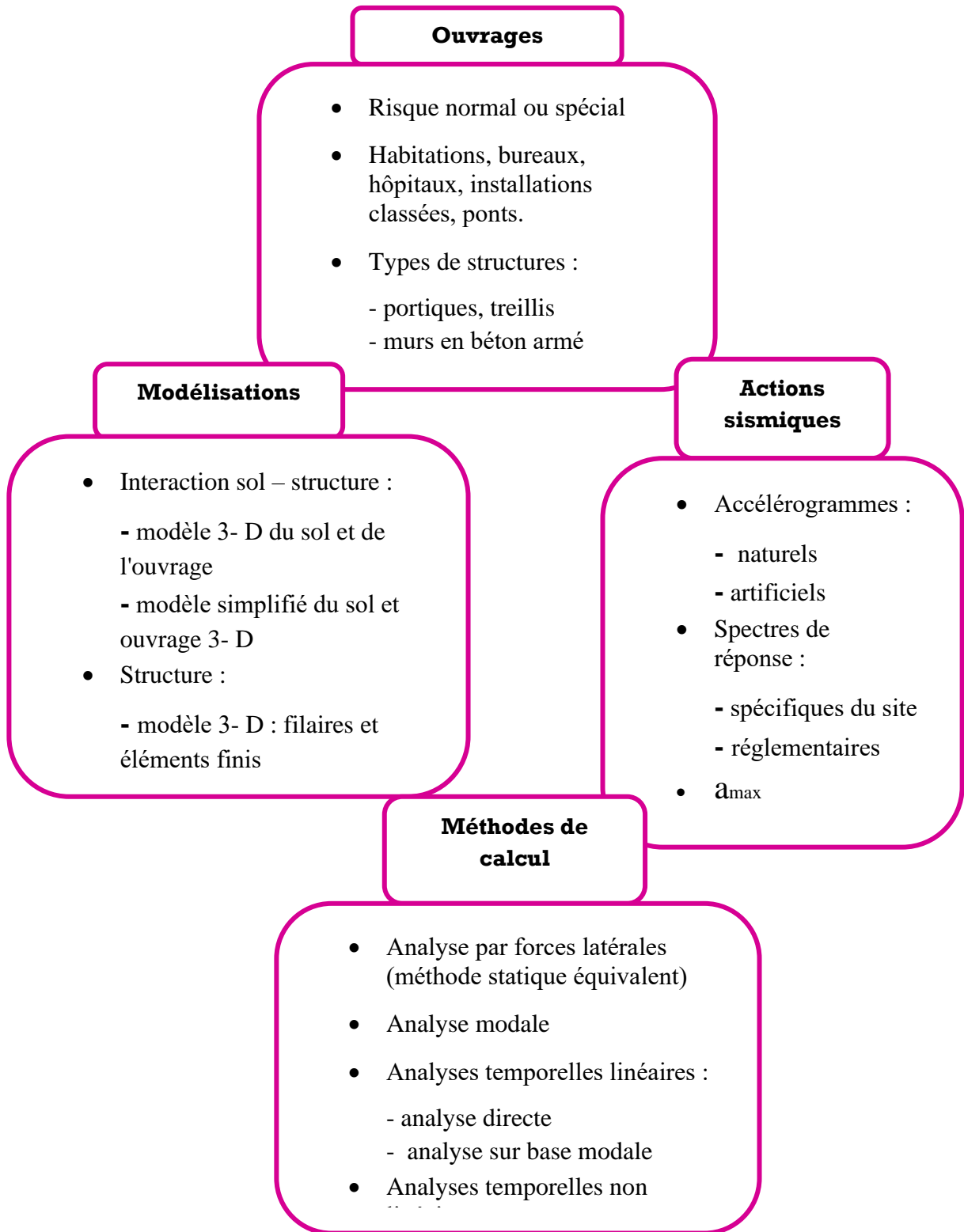
Sun Tzu

Aujourd'hui, lorsque l'ordinateur a « parlé », très peu de monde vérifie ses affirmations, c'est-à-dire interprète convenablement les résultats. [6]

Le développement des moyens de calcul libère de plus en plus l'ingénieur des « phases mécaniques » de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques dans le cadre d'une réglementation de plus en plus complexe. Mais il faut garder présent à l'esprit que l'ordinateur calcule à partir du modèle qu'on lui donne, que celui-ci soit adapté ou non au problème posé compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. [6]

Il s'agit donc de faire un usage averti et cohérent des moyens de calcul informatique qui s'avèrent indispensables sur le plan pratique. [6]

Cela nous ramène à dire qu'on doit élaborer une stratégie qui va assurer la bonne coordination entre le moyen informatique et l'ingénieur (humain), cette stratégie est résumée dans le diagramme qui suis.



FigI.3: Stratégie du calcul sismique

source : Davidovici, V., & Corvez, D. (2016, 18 février). Pratique du calcul sismique (2^e éd.) [E-book]. Eyrolles. P: 65

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

Finally, A crucial step, before any calculation, consists in the establishment of a coherent set of hypotheses, validated at once by the client, the contractor, the design office and the control office. [6]

One knows the interdependence between the intensity of the seismic action and the consequences on the response of the structure. In this situation, it is important not to lose sight of the fact that the precision of the results is more or less entangled with the uncertainty of the hypotheses to which the calculation methods must refer. [6]

I.2.4. Terrains à risques

a. Introduction

The developments of infrastructures and the economic and social program have engendered a high concentration of human and economic potentials, which in consequence increases the risk that stems from natural events (earthquake, ground slip...). Our role is to have a good understanding of the characteristics of natural hazards and of the way in which they liberate their energy in order to analyze their effects and to guarantee, more or less, the safety of human life and of our work.

In this part, we will address the most imposing hazards for urban planning and the management of the territory.

b. Les risques

- Glissement de terrains

Ground slips are more frequent than any other geological event. They are defined as the transport towards the downstream of earth, stones or rocks as a result of a natural phenomenon or of acts imputable to man. One distinguishes several types of movements: falls, slips, collapses, lateral slips and flows. [7]

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

- Vibration du sol

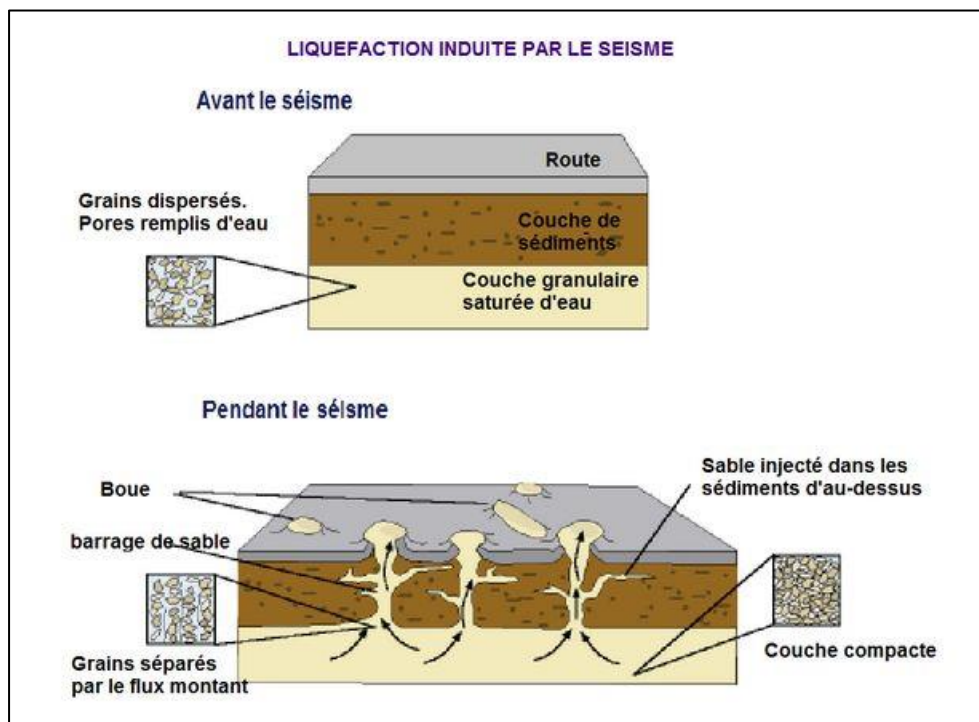
Causées par les séismes caractérisées notamment par un niveau d'accélération élevé, une durée importante et un contenu en fréquence particulier.

- Liquéfaction

Le terme de liquéfaction correspond au phénomène de perte de résistance au cisaillement d'un sable fin saturé, lâche ou dense, qui peut avoir lieu pendant un séisme à cause de l'augmentation des pressions interstitielles. [8]

Les contraintes de cisaillement cycliques dues aux phénomènes vibratoires causés par le séisme entraînent une augmentation de la pression interstitielle, et la théorie veut que lorsque cette pression atteint la valeur de la contrainte totale en place, annulant ainsi la contrainte effective, le sable perd l'essentiel de sa résistance au cisaillement et on dit qu'il a liquéfié. [8]

Le phénomène de liquéfaction lors d'un tremblement de terre peut être représenté comme dans le schéma ci-dessous

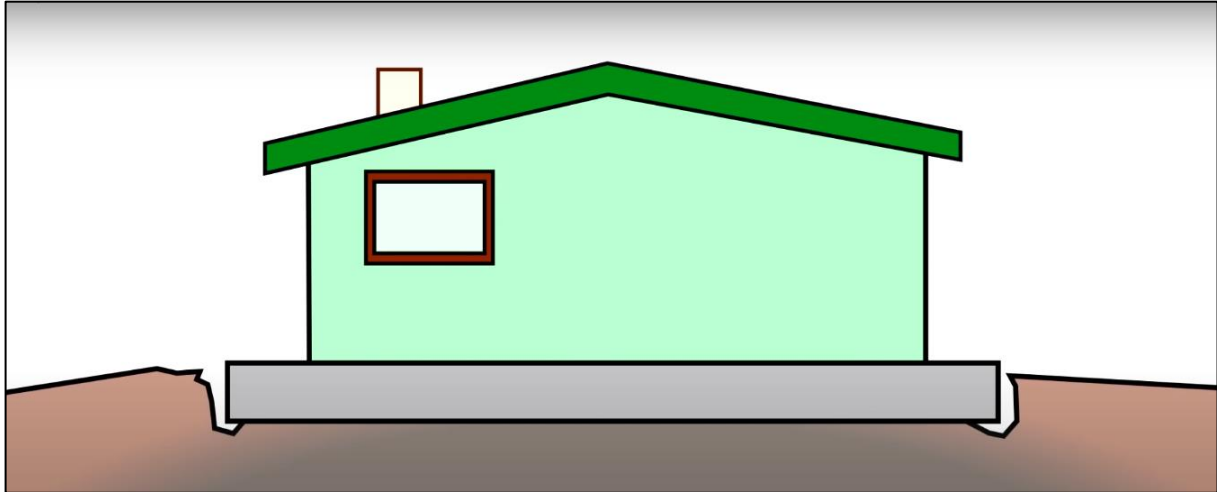


FigI.4: Le schéma représente la liquéfaction des sols.
(Source : <https://tpebatimentsparasismiques.weebly.com/>)

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

- Tassement du sol

Le tassement d'une structure se rapporte à la déformation ou à la perturbation de parties d'un bâtiment causée par la compression inégale de ses fondations, par le retrait ou par le poids excessif qui leur est imposé.



FigI.5: Illustration du retrait

(Source : <https://practical.engineering/>)

- Sols gonflants

Parmi les causes et processus naturels qui sont à l'origine de la dégradation et parfois de la destruction des ouvrages de génie civil, on compte le phénomène de gonflement des sols de fondation qui a été longtemps négligé. Pourtant les effets du gonflement sur la durabilité et la pérennité des ouvrages de génie civil [9], Si aucune mesure de traitement du sol et de confortement de l'ouvrage n'est entreprise dès l'apparition des premières fissures, leur propagation est telle qu'elles finissent par affecter la structure conduisant parfois à la ruine de l'ouvrage. [9]

- Erosion et sédimentation des sols

Qui consistent en le retrait souvent massif de quantités de sols et de roches par les écoulements d'eau de surface et le transport et dépôt dans les zones en contrebas. Ce processus contribue à accentuer les risques de glissement des fondations en amont et aggrave les problèmes d'inondation en colmatant les réseaux de drainage et en ensevelissement, en partie des ouvrages en aval. [9]

I.3. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

a. Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. C'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol. Elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux, tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol.

Le choix du type de fondation à adopter pour une structures quelconque participe à la stabilité et à la pérennité de celle-ci, de ce fait, il faut donner une grande importance à la conception et au dimensionnement des fondations en fonction du site d'implantation de l'ouvrage. [11]

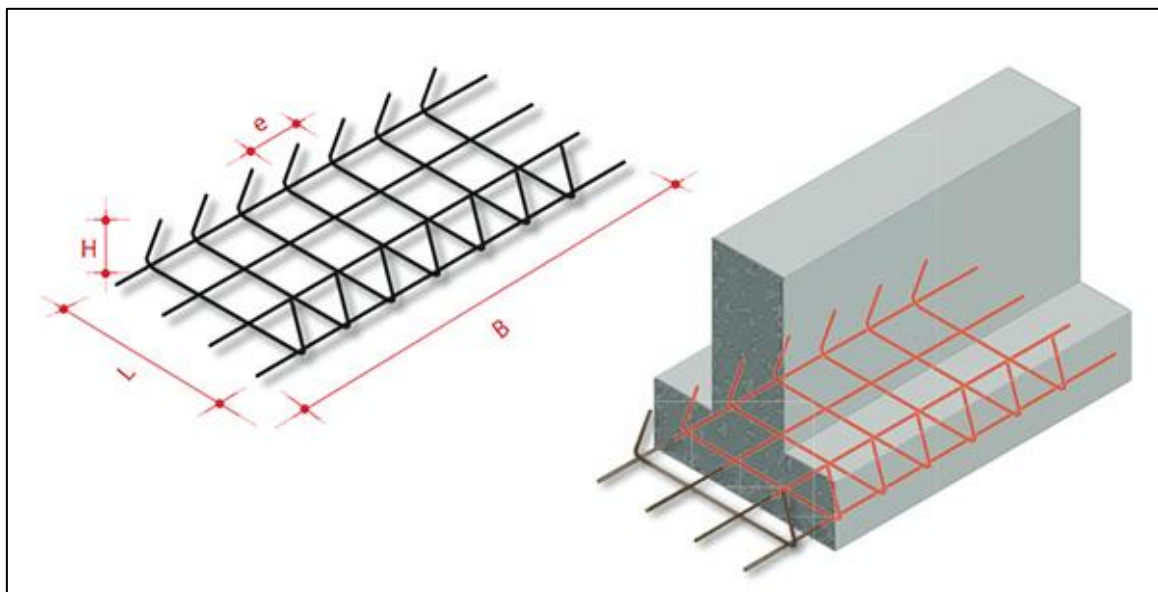
b. Type de fondation

- Fondations superficielles

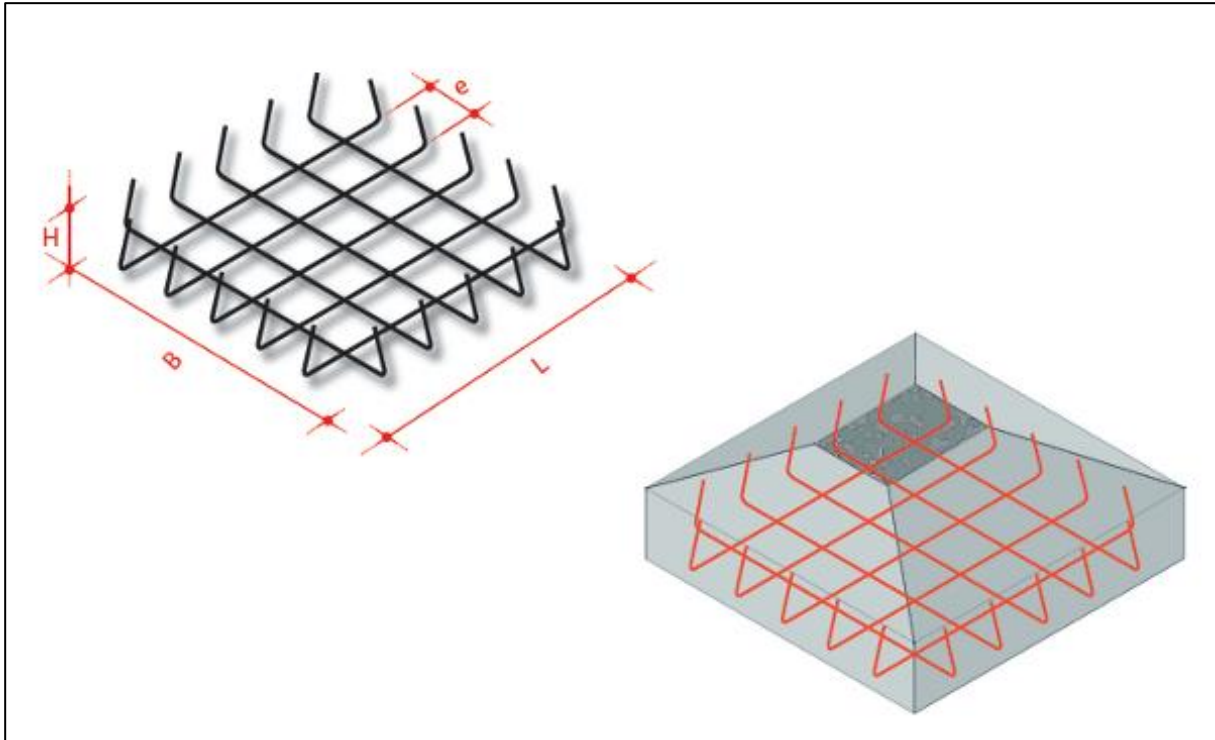
- ❖ On distingue deux types de fondations superficielles :

Semelle isolée : qui sont les fondations de poteaux [11]

Semelles filantes : qui sont les fondations des murs, surtout les murs en parpaings et les voiles. Les semelles filantes servent à répartir les charges sur une plus grande surface afin que l'ouvrage ne s'enfonce pas dans le sol [11]



FigI.6: Illustration Semelles filantes
(Source : <https://www.biometal-martinique.com/>)



FigI.7: Illustration Semelles isolée
(Source : <https://www.biometal-martinique.com/>)

❖ **Utilisation**

On utilise ce type de fondation lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur. De ce fait, celle-ci est recommandée sur des sols de bonne stabilité, à savoir des sols qui ne nécessitent pas de renforts particuliers au niveau des fondations. [11]

❖ **Caractéristiques**

Ces types de fondations sont de faible profondeur et sont utilisés pour les constructions légères. Les fondations superficielles sont constituées par des semelles ayant une plus grande largeur que l'élément supporté de façon à ce que le taux de compression du sol ne dépasse pas son taux de compression admissible. [11]

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

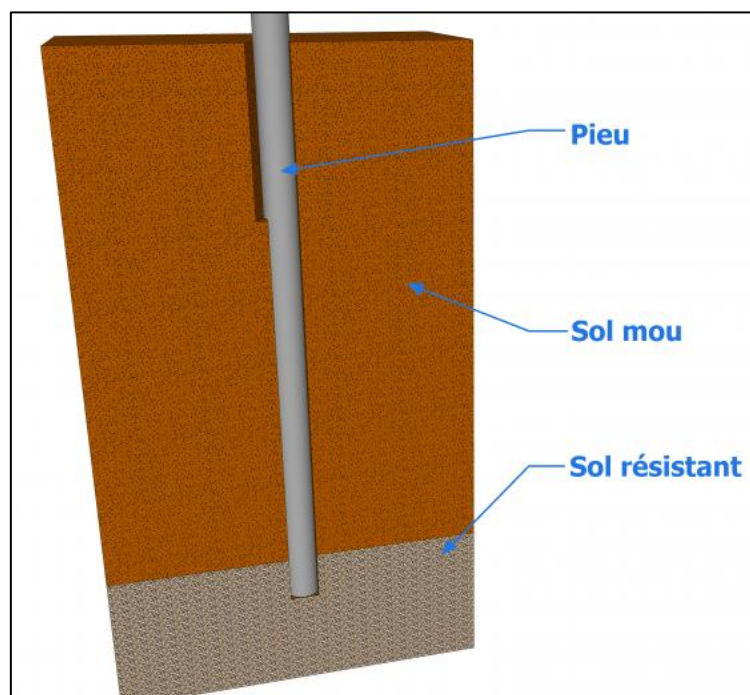
- Fondation profonde

- ❖ **Utilisation**

Son utilisation est requise lorsque le sol résistant se trouve à une très grande profondeur ou dans le cas d'une structure très importante. [11]

- ❖ **Caractéristiques**

Ce type de fondation repose sur la reprise de charge par le sol en dessous de la base de la fondation et à cela s'ajoute le frottement latéral entre ces deux derniers. [11]



FigI.8: Illustration Semelles profonde
(Source : <https://maconnerie.bilp.fr/>)

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

- Radier

Le radier est une **dalle porteuse** continue de béton armé coulée à même le sol, qui sert d'assise stable (fondation) à l'ensemble de la construction et également de plancher bas. [12]

Le radier est une **fondation superficielle**. En ce sens où il est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment. [12]

Le radier est conçu pour assurer la **répartition des charges**. La totalité de la surface au sol est donc sollicitée, contrairement à d'autres types de fondations telles que des semelles isolées ou bien des semelles filantes. [12]

- **✚ Pourquoi réaliser un radier ?**

Le radier se trouve justifié si les semelles continues ou isolées deviennent très larges en raison:

- De la faible capacité portante du sol.
- Des charges élevées du bâtiment (exemple : immeuble).
- Du rapprochement des poteaux.
- De la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant.



FigI.9: La fondation sur radier général

(Source : <https://www.4geniecivil.com/>)

I.4. LE CHOIX DE LA STRUCTURE

Le choix du système structural de n'importe quel ouvrage en génie civil dépend essentiellement du site d'implantation (surtout sismique), de la conception architecturale, de la disponibilité des matériaux et du coût. Dans ce qui suit, nous allons présenter les types de structures ainsi que leurs préférences d'utilisation. Suivant le type du système structural choisi, une classification des structures peut être effectuée comme suit :

I.4.1. Structures en portiques

Ces systèmes conviennent pour les bâtiments dont l'usage requiert un minimum d'éléments porteurs verticaux, permettant une fluidité et une « flexibilité » des espaces intérieurs. [13]

- **Ossature en poteaux-poutres de béton arme coulés sur place**

Ces ossatures, autorisant la construction de bâtiments à étages, nécessitent une armature spécifique difficile à mettre en place, destinée à leur conférer un comportement ductile. Il est préférable de s'abstenir d'utiliser les ossatures en portique seuls, sans voiles de béton participant au contreventement. [13]

- **Ossature en poteaux-poutres de béton arme préfabriqué**

Les tremblements de terre ont montré la difficulté de réaliser des assemblages efficaces entre les éléments d'une ossature en béton armé préfabriquée. [13]

- **Système poteaux-dalle coule sur place**

L'effondrement de ces structures lors d'un séisme destructeur est fréquent. Elles sont déconseillées dans la construction parasismique. [13]

- **Ossature en acier**

En générale, ces structures montrent un excellent comportement ; elles conviennent pour tous les types de bâtiments sous charge sismique. Cependant, les panneaux de remplissage en maçonnerie sont à proscrire. Les façades légères sont préférables. [13]

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

- **Ossature en bois**

Grace à leur faible masse, ces ossatures conviennent très bien pour la construction parasismique de faible hauteur. [13]

I.4.2. Structures à murs porteurs

Ils conviennent pour les bâtiments abritant des espaces cloisonnés : habitations, internats, motels, etc.

- **Mur en béton arme ou béton faiblement arme**

Leur comportement sous séisme est en général excellent. Même fortement fissurés, ils résistent à l'effondrement et préviennent ainsi la chute des planchers sur les occupants. Les pertes en vies humaines dans les bâtiments dont la stabilité est assurée par des murs en béton sont donc très rares. [13]

- **Mur en maçonnerie de petite éléments (brique, bloc de béton)**

Ces maçonneries doivent obligatoirement être chaînées horizontalement et verticalement, et les percements d'une dimension supérieur à 60 cm encadrés, en assurant la continuité mécanique des armatures des chainages et des encadrements. Ces dispositions sont détaillées dans les règles parasismiques. la résistance des murs en maçonnerie est très inférieure à celle des voiles en béton armé. Ils ne devraient pas être utilisés pour les bâtiments comportant plus de deux niveaux sur rez de chaussé. [13]

- **Murs à ossature en bois**

Leur comportement sous séisme est excellent, notamment l'ossature et les panneaux assurant le contreventement sont assemblés par clouage. Toutefois, le nombre de niveaux devrait rester inférieur a deux (bat. R+1), car l'ancrage des murs superposés est délicat. [13]

- **Murs à ossature en acier**

De même que les murs en bois, ces ouvrages conviennent très bien pour les zones sismiques.

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

- **Murs en grands panneaux préfabriqués en béton armé**

Les bords verticaux de ces panneaux doivent comporter des indentations, dans ce cas ils constituent une solution « murs » très efficace, utilisable pour les bâtiments à étages. [13]

I.4.3. Structures mixtes (en portiques et à murs porteurs)

D'une manière générale, l'association de système ayant un comportement dynamique différent est une source de dommages sismiques localisés à leur interface. Ainsi par exemple, un système porteur ne devrait pas être composé d'une ossature en béton armé ou en acier et de murs porteurs en maçonnerie. La mixité est particulièrement préjudiciable lorsque certains niveaux possèdent une structure en ossature et d'autres en murs porteur (hormis les niveaux enterrés). [13]

Cependant, les systèmes mixtes en **ossature et voiles** de béton armé montrent, lors des séismes, un excellent comportement car ils associent les avantages des voiles et des ossatures.

Ces systèmes conviennent plus particulièrement pour les bâtiments tours à un ou plusieurs noyaux rigides. Les noyaux sont en général en voiles de béton armé et l'ossature en béton armé ou en acier. La réalisation des noyaux en ossature acier est également possible. [13]

I.4.4. Structures avec Contrôle intelligent des vibrations

Le Contrôle intelligent inclus ; contrôle actif et contrôle semi-actif. Le contrôle actif est une technologie qui a besoin d'une énergie extérieure visant à protéger les structures ou les équipements. Selon la théorie du contrôle, il observe, suit, et prédit l'entrée du mouvement du sol et de la structure réponses en ligne, puis analyse les résultats calculés et impose le contrôle opposé par un servomécanisme pour obtenir des réponses de structure autorégulatrices sous charges. Système de contrôle semi-actif a une grande valeur pratique et une bonne application en ingénierie. [14]

Chapitre I: Les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé

Conclusion

Ont conclu que l'implantation d'une structure dans un site, l'expose à de nombreux paramètres qui peuvent conduire à sa ruine, mais comme le proverbe dit : « connaître la langue de son ennemie, c'est de le vaincre à 50% ».

Dans ce chapitre, nous avons essayé de faire le tour des différents paramètres (effet du site) que peut rencontrer notre structure hors de son implantation, cela nous aidera à établir une stratégie qui se traduit en étude technique afin d'assurer la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

Chapitre II

Présentation du cas étudié

Chapitre II

II.1. Présentation de l'ouvrage

II.1.1. Introduction

Ce présent mémoire fait l'objet de l'effet de site sur l'étude de génie civil d'une structure (R+4) en voiles porteurs à usage d'habitation. Premièrement, elle sera implantée dans la Wilaya de Boumerdes; zone de sismicité élevée (zone III) selon le classement figurant dans le règlement parasismique Algérien (RPA 99 révisé 2003).

Deuxièmement, elle sera implantée dans la Wilaya de Laghouat; zone de sismicité faible (zone I) selon le classement figurant dans le règlement parasismique Algérien (RPA 99 révisé 2003).

Notre étude sera menée conformément aux exigences et règles de conception et de calcul des ouvrages en béton armé CBA93 et aux règles parasismiques RPA99 version 2003.

II.1.2. Caractéristiques géométriques

Les plans d'architecture de notre bâtiment indiquent les dimensions suivantes :

- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....15.80 (m)
- Largeur totale du bâtiment21 (m)
- Longueur totale du bâtiment26.45 (m)
- Hauteur des étages courants3,06 (m)
- Hauteur de l'acrotère0.5 (m)

II.1.3. Caractéristiques mécaniques

Les deux matériaux les plus dominants et les plus importants dans la résistance de notre bâtiment sont le couple (béton-acier).

II.1.3.1. Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravier), liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants.

a) Résistance du béton à la compression (A.2.1, 11 BAEL91)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise, notée f_{C28} . Cette résistance déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

- ✓ Pour des résistances $f_{C28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{C28}$$

- ✓ Pour des résistances $f_{C28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{C28}$$

Dans notre étude: $f_{C28} = 25\text{MPa}$

b) Résistance du béton à la traction (A.2.1, 12 BAEL91)

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Dans ce cas : $f_{C28} = 25\text{MPa} \quad \leftrightarrow \quad f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

c) modules d'élasticité

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il est défini dans la phase élastique

- Déformations longitudinales

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour des charges de longue durée :

Le module de déformation différé E_{vj} du béton pour un chargement d'une longue durée d'application est égal:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- Déformations transversales

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

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

Avec :

E : module de Young (d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de Poisson (A.2.1.3 BAEL91)

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et longitudinale

$$\nu = \frac{\Delta_t}{\Delta_l}$$

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

e) Contraintes limites

- Etat limite ultime (A.4.3.41 BAEL91)

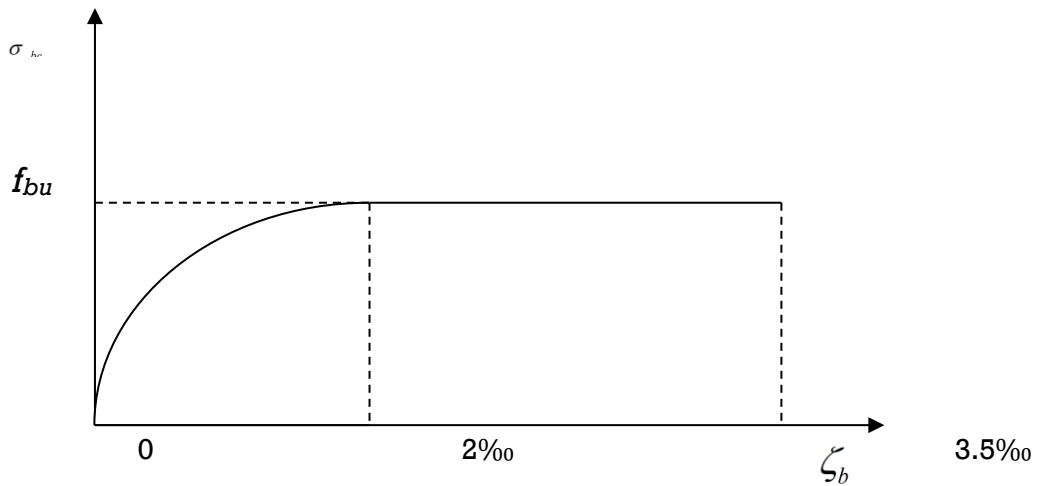
C'est un état qui représente la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va résulter la rupture de la structure.

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

Avec :

0.85: coefficient réducteur

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{situation courante.} \\ 1.15 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$



FigII.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

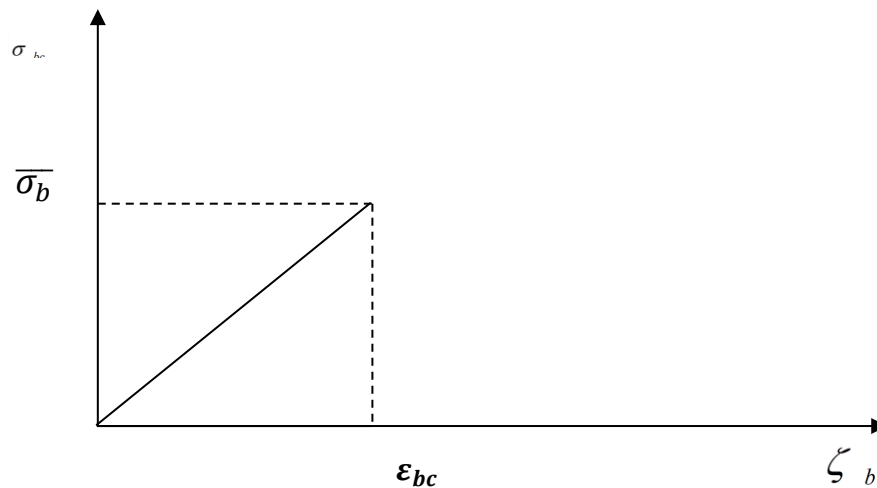
- Etat limite de service (A.4.5.2 BAEL91)

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions non majorées et les sollicitations résultantes calculées sans dépasser les limites élastiques du matériau.

La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{cj}$$

Pour ce projet : $\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$



FigII.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

f) Contrainte limite de cisaillement (A.5.1.21 BAEL 91)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est donnée par la formule suivante:

$$\tau_u \leq \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration non préjudiciable}$$

$$\tau_u \leq \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) \dots \dots \dots \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

II.1.3.2. Aciers

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorbé les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e .

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre	f_e (MPa)
Rond lisse	Armatures transversales	FeE ₂₃₅	Ø6 et Ø8	235
Haute adhérence	Armatures longitudinales	FeE ₄₀₀	T≥10	400
Treillis soudé	Table de compression	TLE ₅₂₀	0 ≤ Ø ≤ 6	520

TabII.1: Les types d'aciers utilisés et leurs nuances.

a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé est : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$

b) Contrainte limite de l'acier

- Contrainte à l'ELU

Les armatures sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une marge de sécurité.

$$\frac{f_e}{\gamma_s} \bar{\sigma}_s$$

Avec :

: Contrainte limite de traction $\bar{\sigma}_s$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

- Contrainte à l'ELS

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

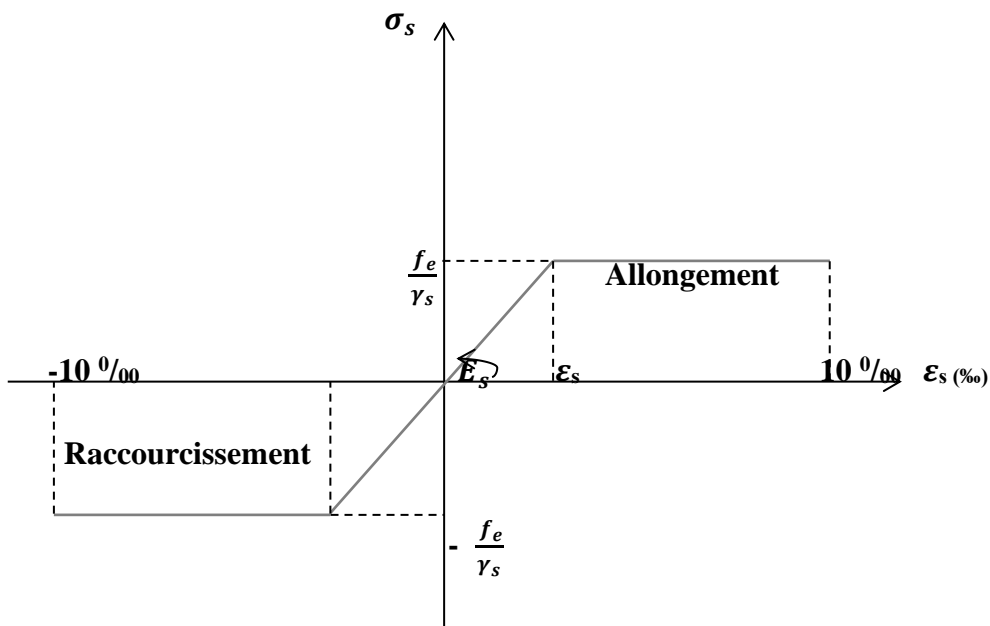
Fissuration peu nuisible : Pas de vérification

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \text{Min} \left(\frac{2f_e}{3} ; 150 \eta \right)$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = (f_c/2 ; 110 \eta)$

η : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence $\left\{ \begin{array}{l} \eta: 1 \quad \text{pour les aciers (RL).} \\ \eta: 1,6 \quad \text{pour les aciers (HA).} \end{array} \right.$

- **Diagramme contrainte - déformation**



FigII.3: Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

II.2. Descente de charge

Plancher terrasse :

Charge permanente totale	G=662 Kg/m²
Charge d'exploitation (terrasse non accessible)	Q=100 Kg/m²

Plancher étage :

Charge permanente totale	G=576 Kg/m²
Charge d'exploitation (logement d'habitation)	Q=150 Kg/m²

Maçonnerie :

1- Enduit ciment (2cm)	36 Kg/m ²
2- Brique creuse (10+15)	220 Kg/m ²
3- Enduit en plâtre (2cm)	20 Kg/m ²
	G=276 Kg/m²

II.3. PREDIMENSIONNEMENT

II.3.1. INTRODUCTION

Le pré-dimensionnement s'agit de déterminer les dimensions préliminaires des éléments de la structure tels que les poutres, les poteaux, les planchers et les voiles selon le RPA99V2003 ; Ces résultats peuvent être augmentés dans la phase de dimensionnement [9]

Ce chapitre consiste à déterminer les différentes dimensions des éléments porteurs.

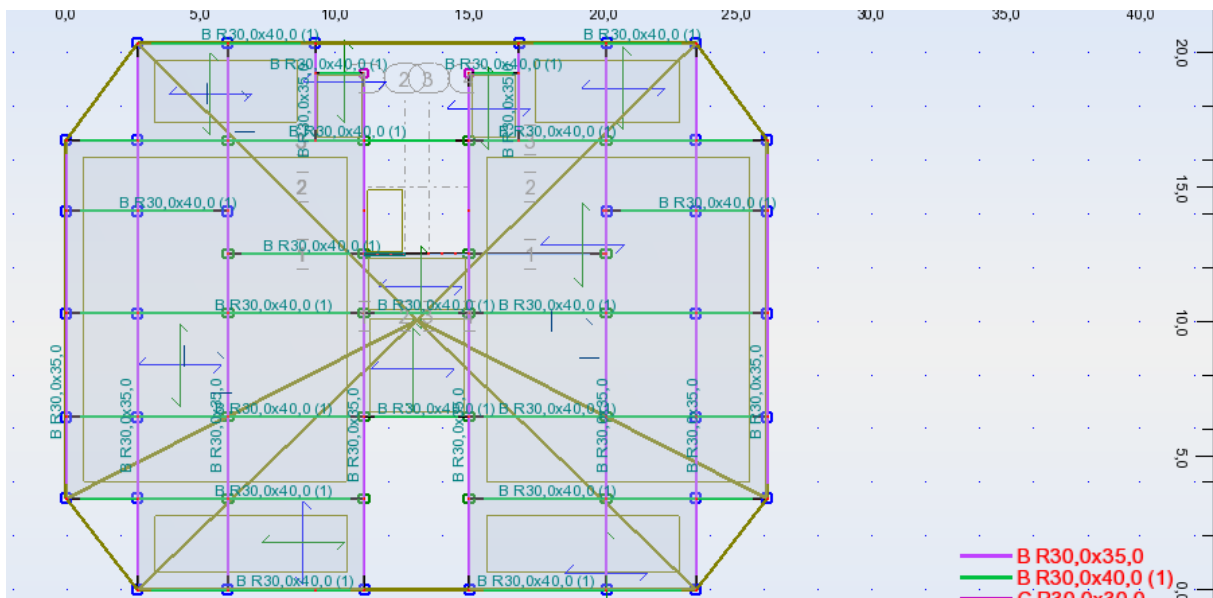
II.3.2. La transmission des charges aux éléments

Plancher → poutre → poteaux → fondation → sol

II.3.3. Pré-dimensionnement des éléments

II.3.3.1. Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux de forme régulière soit rectangulaire soit carré destinés à transmettre les charges verticales et horizontales aux éléments porteurs (poteaux et voiles).



FigII.4: Poutres principales et secondaires

Conditions minimales du RPA99

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{C. V} \\ \text{C. V} \\ \text{C. V} \end{array}$$

Poutres	Sections (cm ²)
Principales	(30×40)
Secondaires	(30×35)

TabII.2: Dimensions des poutres

II.3.3.2. Plancher

Un **plancher** est un élément porteur horizontal séparant deux étages d'une construction. Les **planchers** prennent appui, soit sur des murs, soit sur des **poutres**.

II.3.3.2.1. En corps creux

On prend $h_t=20$ cm

Plancher (16+4) cm

II.3.3.2.2. Dalle pleine

L'épaisseur de la dalle est :

e= 16 cm

II.3.3.3. Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux est effectué en supposant qu'ils sont soumis à la compression simple centrée.

A défaut de calculs plus précis, les charges verticales évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées [CCBA 93 _B.8.1.1].

II.3.3.3.1. Poteaux centraux

Donc

Poteau (40×35) cm

II.3.3.3.2. Poteau d'angle B6

Donc

Poteau (35×35) cm

II.3.3.3.3. Poteaux de rive E(1-3)

Donc

Poteau (30×30) cm

II.3.3.4. Les voiles

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

Selon le RPA99 V2003 l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

On prend :

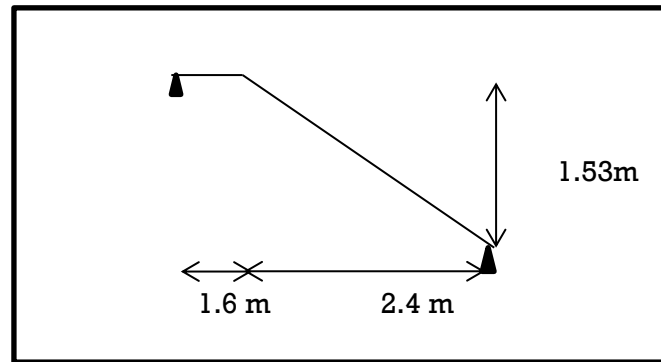
a= 16 cm

II.4. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

II.4.1. Les escaliers

Dans une construction la circulation entre les étages se fait le plus souvent par l'intermédiaire d'escaliers, qui est une suite de plans horizontaux disposés en gradins afin de se déplacer à pied d'un Niveau à un autre.

Pour ce bâtiment, un seul type d'escaliers est utilisé c'est : les escaliers à deux volées avec un palier de repos.



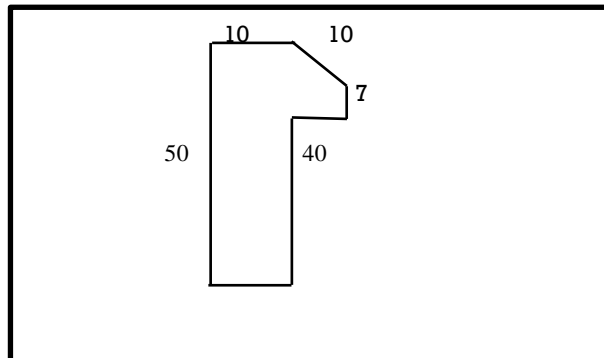
FigII.5: Dimensions d'escalier

II.4.2. L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé entourant le plancher terrasse, il a le rôle : la sécurité et la protection contre l'infiltration des eaux pluviales qui provoqueraient des fissures suivant la ligne conjoncture entre l'acrotère et la forme en pente.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercée par la main courante, ou bien à une force sismique.



FigII.6: Dimensions de l'acrotère

Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries. Dans le calcul se fait à l'ELS.

II.5. ETUDE DE VENT

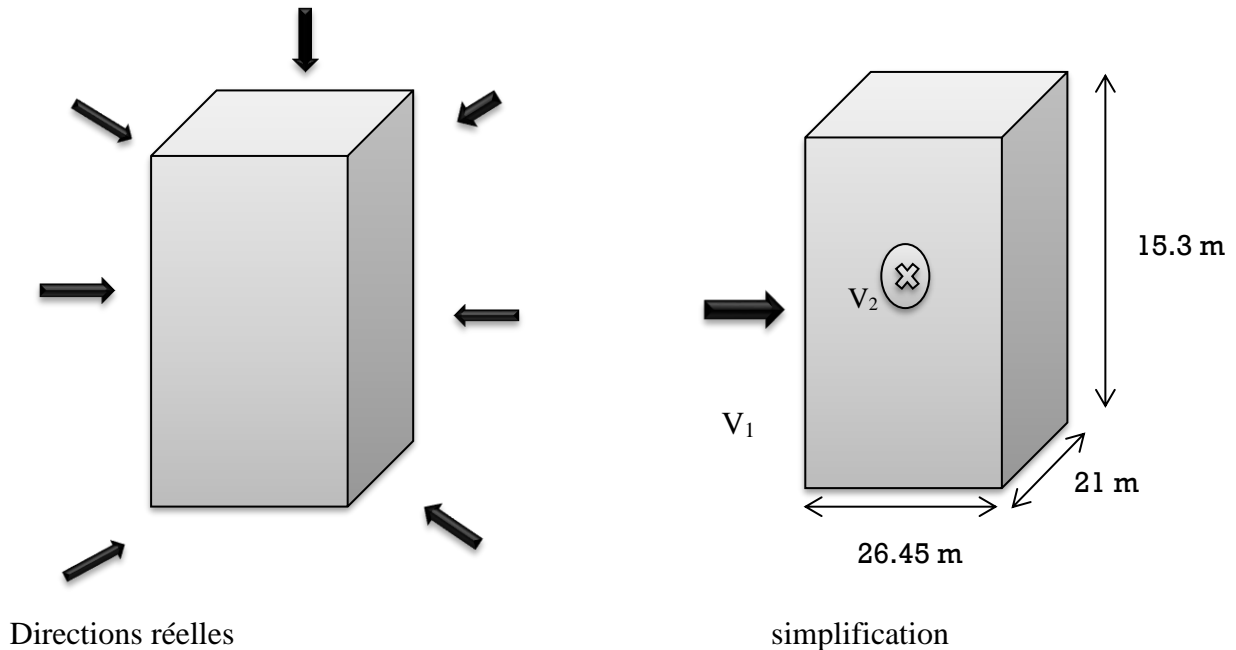
II.5.1. INTRODUCTION

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposée horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des Caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- ✓ La région.
- ✓ Le site.
- ✓ L'altitude.
- ✓ Les dimensions de l'ouvrage.

II.5.2. Application des R N V 99

Généralement, le vent souffle selon une direction quelconque. Cependant, nous pouvons considérer que les effets les plus défavorables sont obtenus lorsqu'il suit les directions principales de l'ouvrage. Notre construction est de catégorie I (art 1.1.3 RNV99).



FigII.7: Directions étudiées du vent

L'application des RNV 99 exige les étapes suivantes [10]

Site1 : BOUMERDAS

II.5.2.1. Détermination de coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Notre bâtiment est en béton armée, donc on utilise l'abaque ((3.1) ; P51) de DTR R.N.V 1999

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

Directions	b (m)	d (m)	h (m)	C _d
V ₁	21	26.45	15.3	0.93
V ₂	26.45	21	15.3	0.94

TabII.3: Détermination de coefficient dynamique.

II.5.2.2. Pression dynamique du vent q_{dyn}

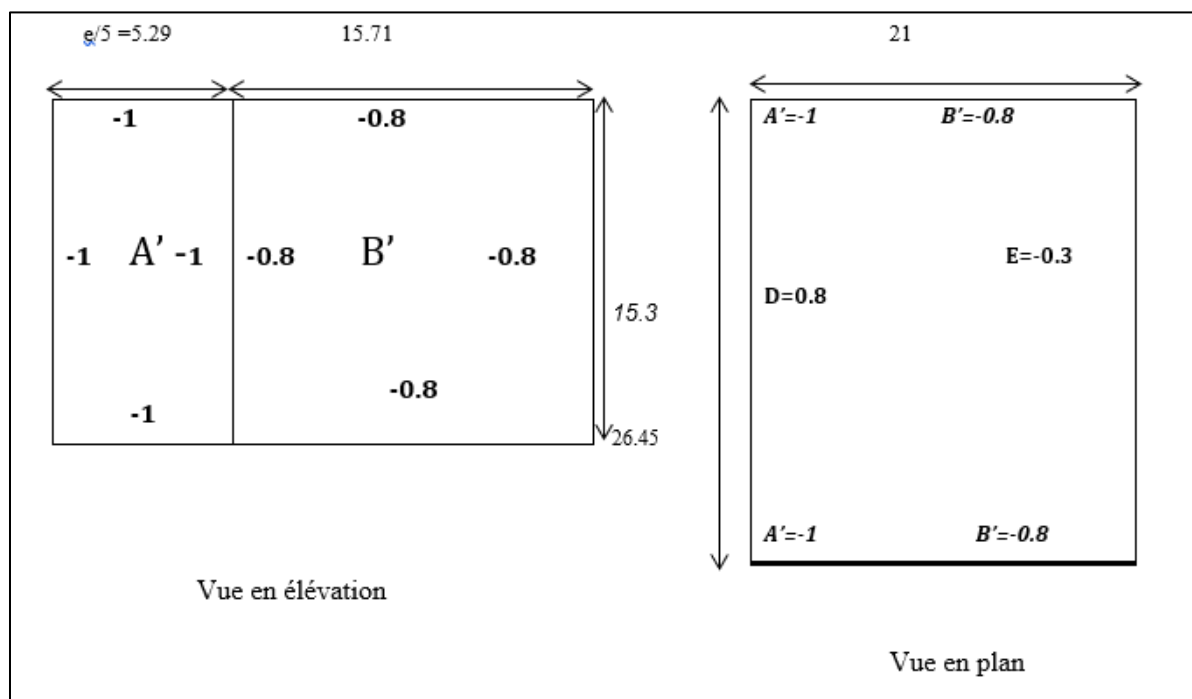
Z (m)	Z _{min} (m)	C _t	Z ₀ (m)	K _T	C _r	C _e	q _{réf} (N/m ²)	q _{dyn} (N/m ²)
De 1.53 à 13.77	16	1	1	0,24	0.665	1.559	375	584.625
Toiture	16	1	1	0,24	0.665	1.559	375	584.625

TabII.4: Détermination de la pression dynamique.

II.5.2.3. Coefficient de pression extérieur C_{pe}

II.5.2.3.1. Paroi verticale

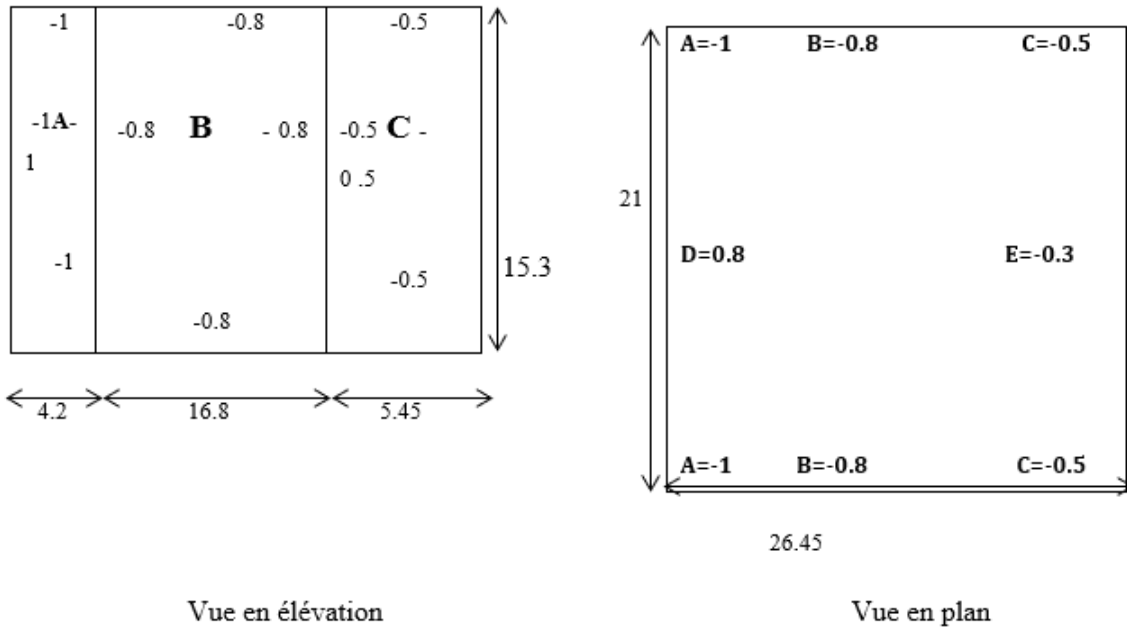
Direction V₂: d < e



FigII.8: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V₂

Direction V_1 : d>e

Direction V_1 : d>e



FigII.9: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V_1

II.5.2.3.2. Toiture plate

	Zone			
	F	G	H	I
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
h_p/h	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2

TabII.5: C_{pe} pour la toiture plate dans les deux directions (V_1 et V_2).

Dans notre cas $h_p/h = 0.5/15.30 = 0,033$

II.5.2.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être utilisées : $C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2.2 P79).

II.5.2.5. Détermination de la pression du vent

II.5.2.5.1. Paroi verticale

Direction V_1 : pour $c_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	q_{dyn}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.93	584.625	-1.8	-978.66
B	0.93	584.625	-1.6	-869.922
C	0.93	584.625	-1.3	-706.81
D	0.93	584.625	0	0
E	0.93	584.625	-1.1	-598.07

TabII.6: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$

Direction V_1 : pour $c_{pi} = -0.5$

Zones	C_d	q_{dyn}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.93	584.625	-0.5	-271.85
B	0.93	584.625	-0.3	-163.11
C	0.93	584.625	0	0
D	0.93	584.625	1.3	706.81
E	0.93	584.625	0.2	108.74

TabII.7: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$

Direction V₂ : pour c_{pi} =0.8

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
A'	0.94	584.625	-1.8	-989.19
B'	0.94	584.625	-1.6	-879.276
D	0.94	584.625	0	0
E	0.94	584.625	-1.1	-604.51

TabII.8: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V₂ pour c_{pi} =0.8

Direction V₂ : pour c_{pi} =-0.5

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
A'	0.94	584.625	-0.5	-274.78
B'	0.94	584.625	-0.3	-164.87
D	0.94	584.625	1.3	714.42
E	0.94	584.625	0.2	109.91

TabII.9: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V₂ pour c_{pi} =-0.5

II.5.2.5.2. Toiture plate

Direction V₁ : pour c_{pi} =0.8

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.93	584.625	-2.2	-1196.15
G	0.93	584.625	-1.7	-924.3
H	0.93	584.625	-1.5	-815.56
I	0.93	584.625	-1	-543.7

TabII.10: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₁ pour c_{pi} =0.8

Direction V₁ : pour c_{pi} = -0.5

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.93	584.625	-0.9	-489.34
G	0.93	584.625	-0.4	-217.48
H	0.93	584.625	-0.2	-108.74
I	0.93	584.625	0.7	380.6

TabII.11: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₁ pour c_{pi} = -0.5

Direction V₂ : pour c_{pi} = 0.8

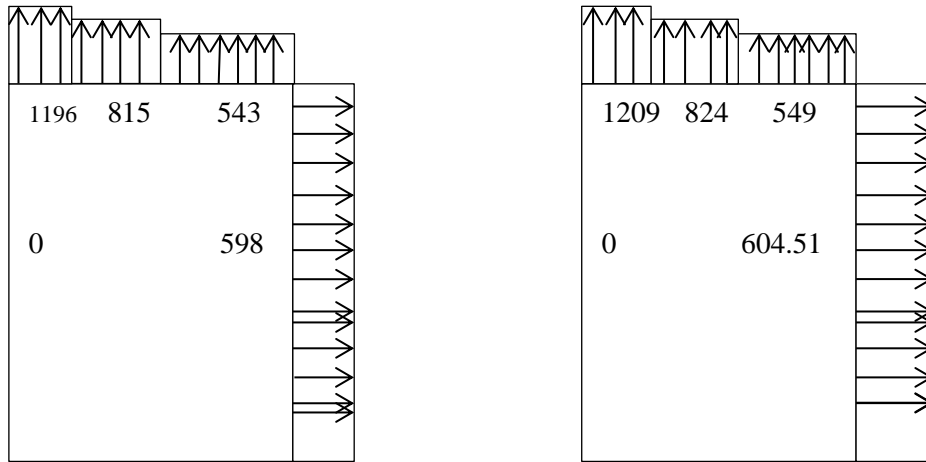
Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.94	584.625	-2.2	-1209.01
G	0.94	584.625	-1.7	-934.24
H	0.94	584.625	-1.5	-824.33
I	0.94	584.625	-1	-549.55

Tab II.12: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₂ pour c_{pi} = 0.8

Direction V₂ : pour c_{pi} = -0.5

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.94	584.625	-0.9	-494.6
G	0.94	584.625	-0.4	-219.82
H	0.94	584.625	-0.2	-109.91
I	0.94	584.625	0.7	384.69

TabII.13: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₂ pour c_{pi} = -0.5



FigII.10: Répartition des pressions sur la toiture pour les deux directions pour $C_{pi}=0.8$

II.5.2.6. Calcul des forces de frottement

Directions	d (m)	b (m)	$\frac{d}{b}$	$\frac{d}{h}$	≥ 3
V_2	21	26.45	0.8	1.38	Non vérifié
V_1	26.45	21	1.26	1.73	Non vérifié

TabII.14: La force de frottement

Alors le calcul de la force de frottement n'est pas nécessaire.

II.5.2.7. Détermination de la force résultante

Direction V₁: pour c_{pi} =0.8

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	0	0
E	$598.07 \times 15.3 \times 26.45 = 242.03$ $598.07 \times \left[26.45 \times \frac{2}{2} \right] = 15.82$	0
F	0	$1196.15 \times 5.25 \times 2.1 \times 2 = 26.38$
G	0	$924.3 \times 10.5 \times 2.1 = 20.38$
H	0	$815.56 \times 21 \times 8.4 = 143.87$
I	0	$543.7 \times 15.95 \times 21 = 182.11$
F_{fr}	0	0
	$R_x = 257.85$	$R_y = 372.74$

TabII.15: Valeurs des résultantes - Vent de direction V₁ pour c_{pi} =0.8

Direction V_1 : pour $c_{pi} = -0.5$

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	$706.82 \times 15.3 \times 26.45 = 286.04$ $706.82 \times \left[26.45 \times \frac{2}{2} \right] = 18.7$	0
E	$108.74 \times 15.3 \times 26.45 = 44.01$ $108.74 \times \left[26.45 \times \frac{2}{2} \right] = 2.88$	0
F	0	$489.34 \times 5.25 \times 2.1 \times 2 = 10.79$
G	0	$217.48 \times 10.5 \times 2.1 = 4.8$
H	0	$108.74 \times 21 \times 8.4 = 19.18$
I	0	$380.6 \times 15.95 \times 21 = 127.48$
F_{fr}	0	0
	$R_x = 351.63$	$R_y = 162.25$

TabII.16: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$

Direction V₂: pour c_{pi} =0.8

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	0	0
E	604.51×15.3×21=194.23 604.51× $\left[21 \times \frac{2}{2}\right] = 12.7$	0
F	0	1209.01×6.61×2.65×2=42.36
G	0	934.24×13.225×2.65 =32.74
H	0	824.33×26.45×10.58=230.68
I	0	549.55×7.775×26.45=113.02
F_{fr}	0	0
	R _x =206.93	R _y =418.8

TabII.17: Valeurs des résultantes - Vent de direction V₂ pour c_{pi} =0.8

Direction V₂ : pour c_{pi} = -0.5

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	$712.42 \times 15.3 \times 21 = 228.9$ $712.42 \times \left[21 \times \frac{2}{2} \right] = 14.96$	0
E	$109.91 \times 15.3 \times 21 = 35.32$ $109.91 \times \left[21 \times \frac{2}{2} \right] = 2.31$	0
F	0	$494.6 \times 6.61 \times 2.65 \times 2 = 17.33$
G	0	$219.82 \times 13.225 \times 2.65 = 7.7$
H	0	$109.91 \times 26.45 \times 10.58 = 30.76$
I	0	$384.69 \times 7.775 \times 26.45 = 79.11$
F _{fr}	0	0
	R _x =281.49	R _y =134.9

TabII.18: Valeurs des résultantes - Vent de direction V₂ pour c_{pi} = -0.5

Site2: Laghouat

II.5.2.1.1. Détermination de coefficient dynamique C_d

Directions	b (m)	d (m)	H (m)	C _d
V ₁	21	26.45	15.3	0.93
V ₂	26.45	21	15.3	0.94

TabII.19: Détermination de coefficient dynamique.

II.5.2.1.2. Pression dynamique du vent q_{dyn}

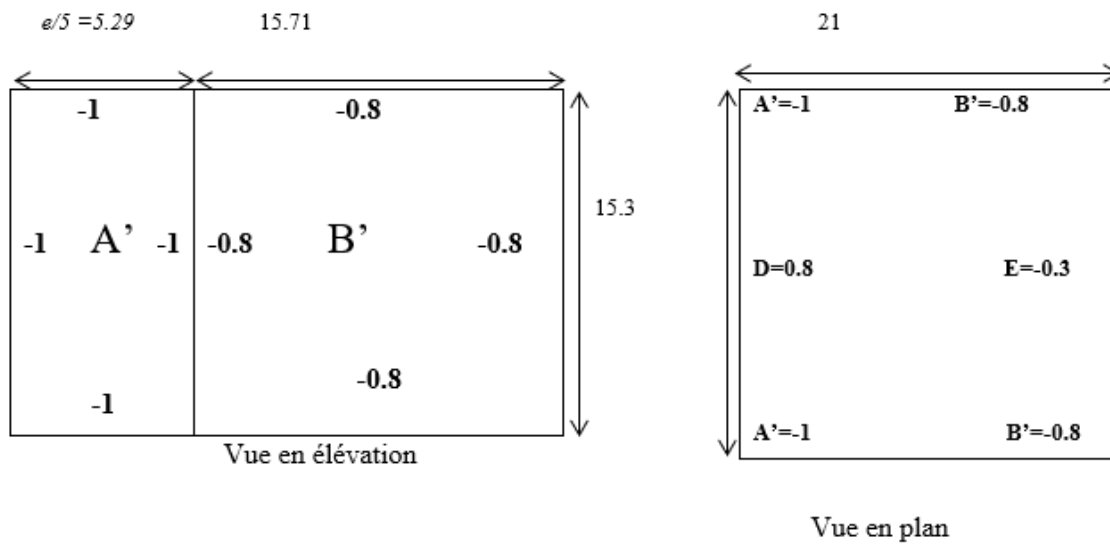
Z (m)	Z _{min} (m)	C _T	Z ₀ (m)	K _T	C _r	C _e	q _{réf} (N/m ²)	q _{dyn} (N/m ²)
De 1.53 à 13.77	16	1	1	0,24	0.665	1.559	575	896.425
Toiture	16	1	1	0,24	0.665	1.559	375	584.625

TabII.20: Détermination de la pression dynamique.

II.5.2.1.3. Coefficient de pression extérieur C_{pe}

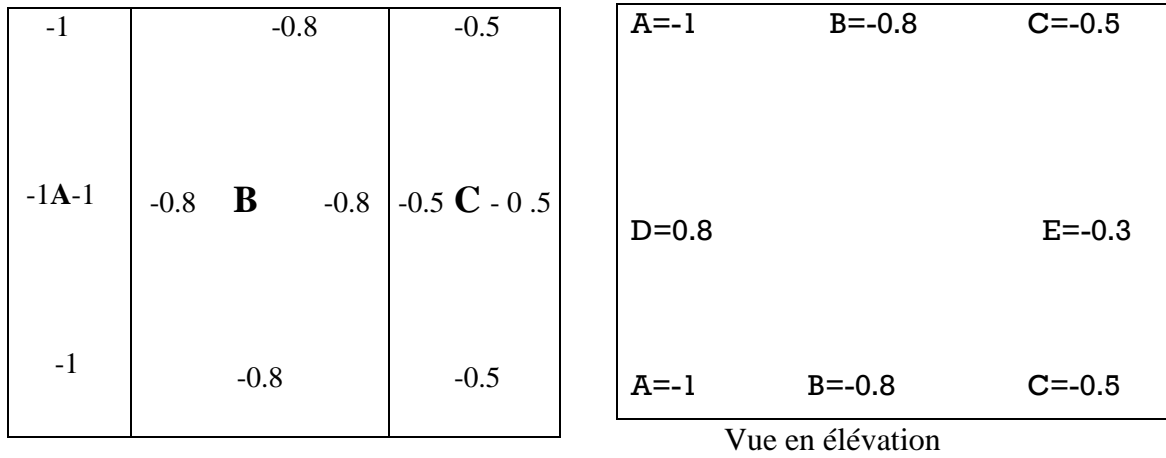
II.5.2.1.3.1. Paroi verticale

Direction V₂: d < e



FigII.11: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V₂

Direction V_1 : $d > e$



Vue en plan

FigII.12: C_{pe} pour les parois verticales dans la direction V_1

II.5.2.1.3.2. Toiture plate

	Zone			
	F	G	H	I
	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
h_p/h	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2

TabII.21: C_{pe} pour la toiture plate dans les deux directions (V_1 et V_2).

Dans notre cas $h_p/h = 0.5/15.30 = 0,033$

II.5.2.1.4. Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

$C_{pi} = 0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (art 2.2 P78).

II.5.2.1.5. Détermination de la pression du vent

II.5.2.1.5.1. Paroi verticale

Direction V_1 : pour $c_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	q_{dyn}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.93	896.425	-1.8	-1500.62
B	0.93	896.425	-1.6	-1333.8804
C	0.93	896.425	-1.3	-1083.78
D	0.93	896.425	0	0
E	0.93	896.425	-1.1	-917.05

TabII.22: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = 0.8$

Direction V_1 : pour $c_{pi} = -0.5$

Zones	C_d	q_{dyn}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	0.93	896.425	-0.5	-416.84
B	0.93	896.425	-0.3	-250.11
C	0.93	896.425	0	0
D	0.93	896.425	1.3	1083.78
E	0.93	896.425	0.2	166.74

TabII.23: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$

Direction V_2 : pour $c_{pi} = 0.8$

Zones	C_d	q_{dyn}	$C_{pe}-C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A'	0.94	896.425	-1.8	-1516.75
B'	0.94	896.425	-1.6	-1348.22
D	0.94	896.425	0	0
E	0.94	896.425	-1.1	-926.91

TabII.24: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V_2 pour $c_{pi} = 0.8$

Direction V₂ : pour c_{pi} = -0.5

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
A'	0.94	896.425	-0.5	-421.32
B'	0.94	896.425	-0.3	-252.8
D	0.94	896.425	1.3	1095.43
E	0.94	896.425	0.2	168.53

TabII.25: Pression due au vent de paroi verticale dans la direction V₂ pour c_{pi} = -0.5

II.5.2.1.5.2. Toiture plate

Direction V₁ : pour c_{pi} = 0.8

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.93	896.425	-2.2	-1834.09
G	0.93	896.425	-1.7	-1417.25
H	0.93	896.425	-1.5	-1250.52
I	0.93	896.425	-1	-833.68

TabII.26: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₁ pour c_{pi} = 0.8

Direction V₁ : pour c_{pi} = -0.5

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.93	896.425	-0.9	-750.31
G	0.93	896.425	-0.4	-333.47
H	0.93	896.425	-0.2	-166.74
I	0.93	896.425	0.7	583.58

TabII.27: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₁ pour c_{pi} = -0.5

Direction V₂ : pour c_{pi} =0.8

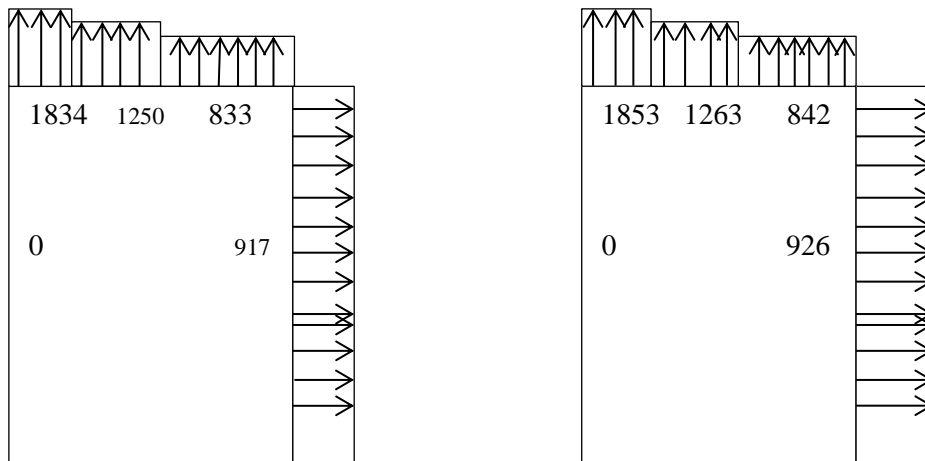
Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.94	896.425	-2.2	-1853.81
G	0.94	896.425	-1.7	-1432.49
H	0.94	896.425	-1.5	-1263.96
I	0.94	896.425	-1	-842.64

TabII.28: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₂ pour c_{pi} =0.8

Direction V₂ : pour c_{pi} =-0.5

Zones	C _d	q _{dyn}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.94	896.425	-0.9	-758.38
G	0.94	896.425	-0.4	-337.06
H	0.94	896.425	-0.2	-168.53
I	0.94	896.425	0.7	589.85

TabII.29: Pression due au vent de toiture plate dans la direction V₂ pour c_{pi} =-0.5



FigII.13: Répartition des pressions sur la toiture pour les deux directions pour C_{pi}=0.8

II.5.2.1.6. Calcul des forces de frottement

Directions	d (m)	b (m)	$\frac{d}{b}$	$\frac{d}{h}$	≥ 3
V1	21	26.45	0.8	1.38	Non vérifié
V2	26.45	21	1.26	1.73	Non vérifié

TabII.30:La force de frottement

Alors le calcul de la force de frottement n'est pas nécessaire.

II.5.2.1.7. Détermination de la force résultante

L'ensemble des résultats est porté dans les tableaux suivants :

Direction V1: pour $c_{pi} = 0.8$

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	0	0
E	$917.05 \times 15.3 \times 26.45 = 371.12$ $917.05 \times \left[26.45 \times \frac{2}{2} \right] = 24.56$	0
F	0	$1834.09 \times 5.25 \times 2.1 \times 2 = 40.44$
G	0	$1417.25 \times 10.5 \times 2.1 = 31.25$
H	0	$1250.52 \times 21 \times 8.4 = 220.59$
I	0	$833.68 \times 15.95 \times 21 = 279.24$
F_{fr}	0	0
	$R_x = 395.68$	$R_y = 571.52$

TabII.31: Valeurs des résultantes - Vent de direction V₁ pour $c_{pi} = 0.8$

Direction V_1 : pour $c_{pi} = -0.5$

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	$1083.78 \times 15.3 \times 26.45 = 438.59$ $1083.78 \times \left[26.45 \times \frac{2}{2} \right] = 28.67$	0
E	$166.74 \times 15.3 \times 26.45 = 67.48$ $166.74 \times \left[26.45 \times \frac{2}{2} \right] = 4.41$	0
F	0	$750.31 \times 5.25 \times 2.1 \times 2 = 16.54$
G	0	$333.47 \times 10.5 \times 2.1 = 7.35$
H	0	$166.74 \times 21 \times 8.4 = 29.41$
I	0	$583.58 \times 15.95 \times 21 = 195.47$
F_{fr}	0	0
	$R_x = 539.15$	$R_y = 248.77$

TabII.32: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_1 pour $c_{pi} = -0.5$

Direction V₂: pour c_{pi} =0.8

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	0	0
E	604.51×15.3×21=194.23 604.51× $\left[21 \times \frac{2}{2}\right] = 12.7$	0
F	0	1853.81×6.61×2.65×2=64.95
G	0	1432.49×13.225×2.65 =50.2
H	0	1263.96×26.45×10.58=353.71
I	0	842.64×7.775×26.45=173.29
F_{fr}	0	0
	R _x =206.93	R _y =642.15

TabII.33: Valeurs des résultantes - Vent de direction V₂ pour c_{pi} =0.8

Direction V_2 : pour $c_{pi} = -0.5$

Zones	Composante horizontale (KN)	Composante verticale (KN)
D	$1095.43 \times 15.3 \times 21 = 351.96$ $1095.43 \times \left[21 \times \frac{2}{2} \right] = 23.01$	0
E	$168.53 \times 15.3 \times 21 = 54.15$ $168.53 \times \left[21 \times \frac{2}{2} \right] = 3.54$	0
F	0	$758.38 \times 6.61 \times 2.65 \times 2 = 26.57$
G	0	$337.06 \times 13.225 \times 2.65 = 11.81$
H	0	$168.53 \times 26.45 \times 10.58 = 47.16$
I	0	$589.85 \times 7.775 \times 26.45 = 121.3$
F_{fr}	0	0
	$R_x = 432.66$	$R_y = 206.84$

TabII.34: Valeurs des résultantes - Vent de direction V_2 pour $c_{pi} = -0.5$

II.5.3. Discussion des résultats

En comparant ces résultats, on remarque qu'il y a une différence de 35% de l'effet du vent sur notre structure dans les deux directions entre la zone III (Laghouat) et la zone I (Boumerdes).

II.6. ETUDE DYNAMIQUE

II.6.1. 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 résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

II.6.2. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses Une caractéristique dynamique propre. Ceci est obtenu en considérant son comportement. En vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les Déplacements maximums lors d'un séisme.

II.6.3. Choix de la méthode

D'après le « RPA99 version 2003 » : Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [9]

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

D'après le **RPA99 Art 4.1.3.** « La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. », cette étude sera menée selon, la méthode modale spectrale d'une manière automatique moyennant le logiciel d'analyse «**AUTODESK ROBOT**».

II.6.4. Le spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0\text{s} \end{cases}$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone (RPA99 tableau 4.1)

A = fct (zone, groupe d'usage)

Site	Zone	Groupe d'usage	A
Laghouat	I	2	0.08
Boumerdas	III	2	0.25

Tab II.35: Coefficient d'accélération A

ξ : pourcentage d'amortissement critique (RPA99 tableau 4.2)

$\xi=7\%$ (béton armé lourds)

η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \mathbf{0.882}$$

R: coefficient de comportement de la structure (RPA99 tableau 4.3)

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

T₁, T₂: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99 tableau 4.7)

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

T₁, T₂ en fonction de catégorie de sol

Sites	Catégorie	T ₁	T ₂
Laghouat	S ₂	0.15	0.40
Boumerdes	S ₃	0.15	0.50

Tab II.36: périodes caractéristiques

Q:facteur de qualité (RPA 99 tableau 4.4)

		Suivant X		Suivant Y	
		Observé	N/observé	Observé	N/observé
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	✓ 0	0,05
2	Redondance en plan	✓ 0	0,05	✓ 0	0,05
3	Redondance en plan	✓ 0	0,05	✓ 0	0,05
4	Régularité en élévation	✓ 0	0,05	✓ 0	0,05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0	✓ 0,05	0	✓ 0,05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	0	✓ 0.10	0	✓ 0.10
TOTAL		0.15		0.15	

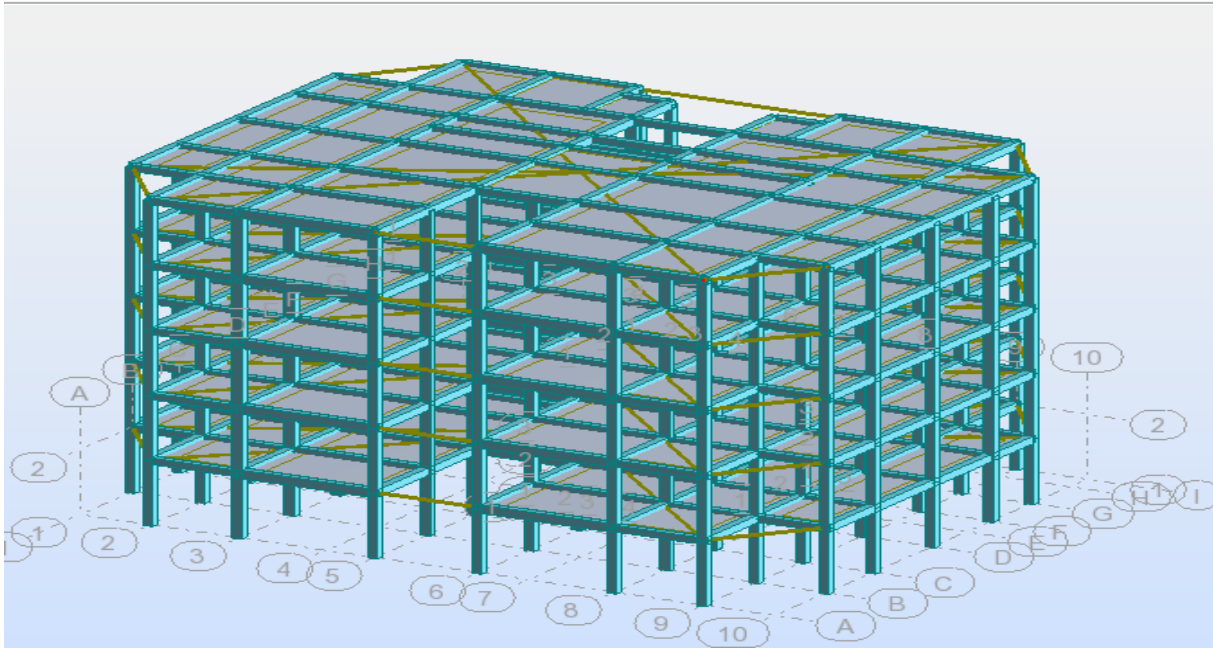
TabII.37 : Valeurs des pénalités P q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Donc :
$$\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1.15 \end{cases}$$

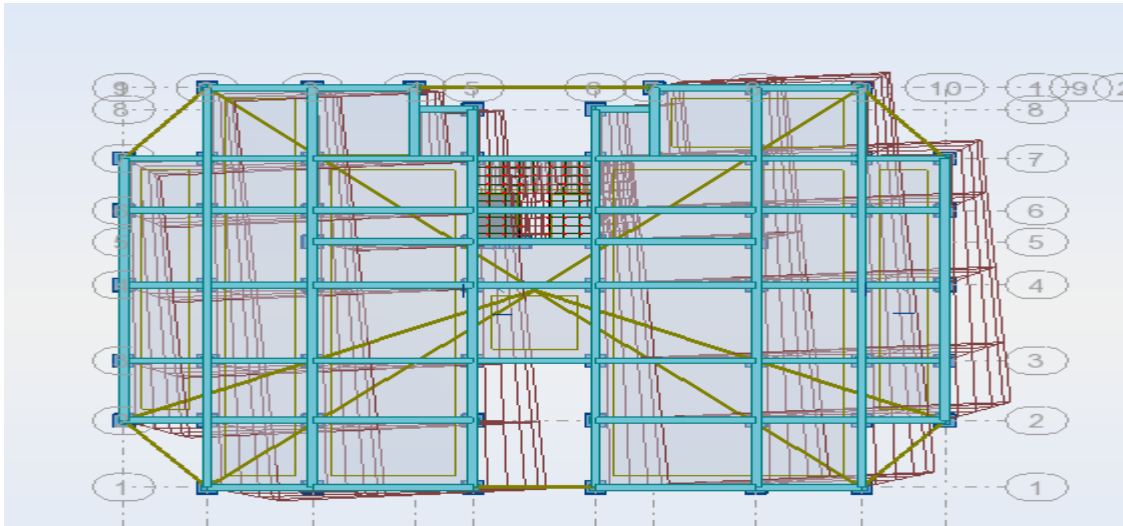
II.6.5. Résultats de l'analyse dynamique



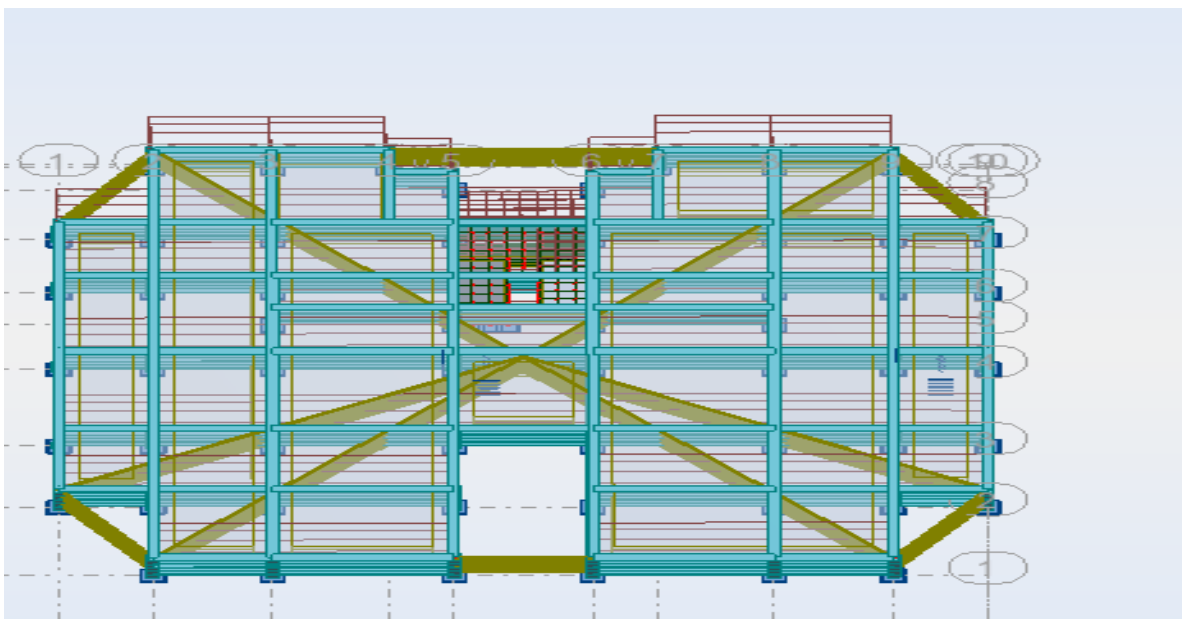
FigII.14: Modélisation de la structure

II.6.5.1. Laghouat

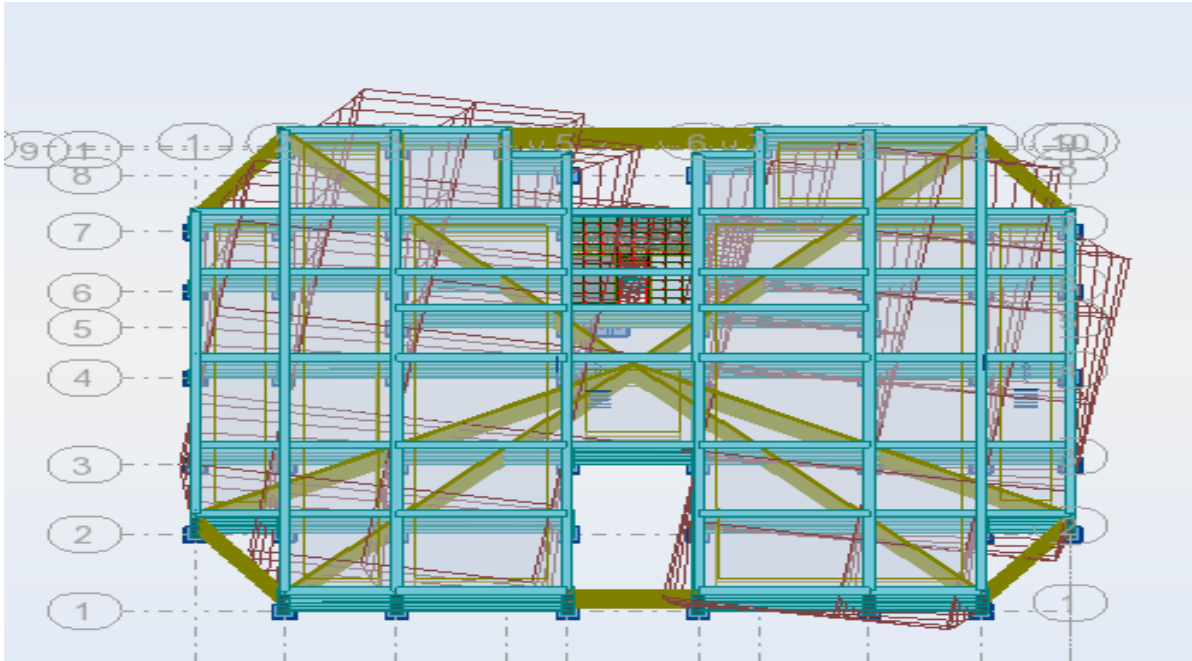
D'après logiciel du ROBOT on a :



FigII.15: Mode1 translation selon X



FigII.16: Mode2 translation selon y



FigII.17: Mode3 rotation selon Z

II.6.5.1.1. Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après « RPA99 version 2003, Art 4.3.4.a. »

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	2,54	0,39	69,78	0,06	0,0	69,78	0,06	0,0	687265,99	687265,99
6/ 2	2,64	0,38	69,90	83,48	0,0	0,12	83,42	0,0	687265,99	687265,99
6/ 3	2,87	0,35	82,24	83,58	0,0	12,33	0,10	0,0	687265,99	687265,99
6/ 4	7,93	0,13	90,72	83,98	0,0	8,49	0,40	0,0	687265,99	687265,99
6/ 5	8,09	0,12	91,18	93,61	0,0	0,45	9,62	0,0	687265,99	687265,99
6/ 6	8,89	0,11	92,75	93,64	0,0	1,57	0,04	0,0	687265,99	687265,99
6/ 7	13,82	0,07	93,08	96,71	0,0	0,33	3,07	0,0	687265,99	687265,99
6/ 8	14,14	0,07	96,15	97,16	0,0	3,07	0,44	0,0	687265,99	687265,99
6/ 9	15,54	0,06	96,71	97,19	0,0	0,56	0,04	0,0	687265,99	687265,99
6/ 10	16,34	0,06	96,71	97,20	0,0	0,00	0,00	0,0	687265,99	687265,99

FigII.18: Participation massique

La structure est dissipée plus de 90% de l'énergie stocke au 5 mode suivant l'axe x et y.

Selon RPA version 2003 ►► [Art 4.3.4-b] ◀◀ le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où :

N: est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

N= 5 donc : $K=3\sqrt{5}=6.71$ on prend $K=7$

$T= 0,07 \leq 0,20$ sec.....Condition vérifier

II.6.5.1.2. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique 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 période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 version 2003 Art 4.2.6]

Donc il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

II.6.5.1.2.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V doit être calculée par la formule :

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

Avec :

D: facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{3/5} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :(RPA99 ART 4.2.4.)

$$T=C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. RPA99 → $C_T = 0.075$

$$\Rightarrow T=0.075 \times 15.8^{3/4} = \mathbf{0.595s}$$

Donc : $T_2 \leq T \leq 3.0s \rightarrow \mathbf{D=1.69}$

Directions	D	h_N	T	D
X	26.45	15.8	0.28	2.205
Y	21	15.8	0.31	2.205

W : poids total de la structure

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation ($\beta = 0.20$). ►► [RPA99 Tableau 4.5] ◄◄

Le poids de chaque Niveau de bâtiment est donné par le logiciel ROBOT

	FX [kG]	FY [kG]	FZ [kG]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	590,90	550,35	43555,58	4,12	5,90	0,21
Noeud	103	95	113	77	103	95
Cas	2	2	2	2	2	2

FigII.19:Poids W_G du bâtiment

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

	FX [kG]	FY [kG]	FZ [kG]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	154,61	557,37	12832,82	2,82	1,55	0,23
Noeud	103	910	95	77	103	95
Cas	3	3	3	3	3	3

FigII.20: Poids W_Q du bâtiment

$$W_G=43555.58 \text{ Kg} \quad W_Q=12832.82 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow W=46121.98 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow V=1434.21 \text{ Kg} \quad 0.8V=1147.37 \text{ Kg}$$

Les réactions à la base sont obtenues à l'aide de ROBOT :

$$V_{tx}=2079.07 \text{ Kg} \quad V_{ty}=2128.94 \text{ Kg}$$

Ce qui donne : $V_t > 0.8V$ CV

II.6.5.1.3. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
7/ 1	0,3	0,1	0,3	0,1	0,00	0,00
7/ 2	0,7	0,2	0,4	0,1	0,00	0,00
7/ 3	1,1	0,3	0,4	0,1	0,00	0,00
7/ 4	1,4	0,4	0,3	0,1	0,00	0,00
7/ 5	1,6	0,4	0,2	0,1	0,00	0,00

FigII.21: Les déplacements inter-étages selon la direction X

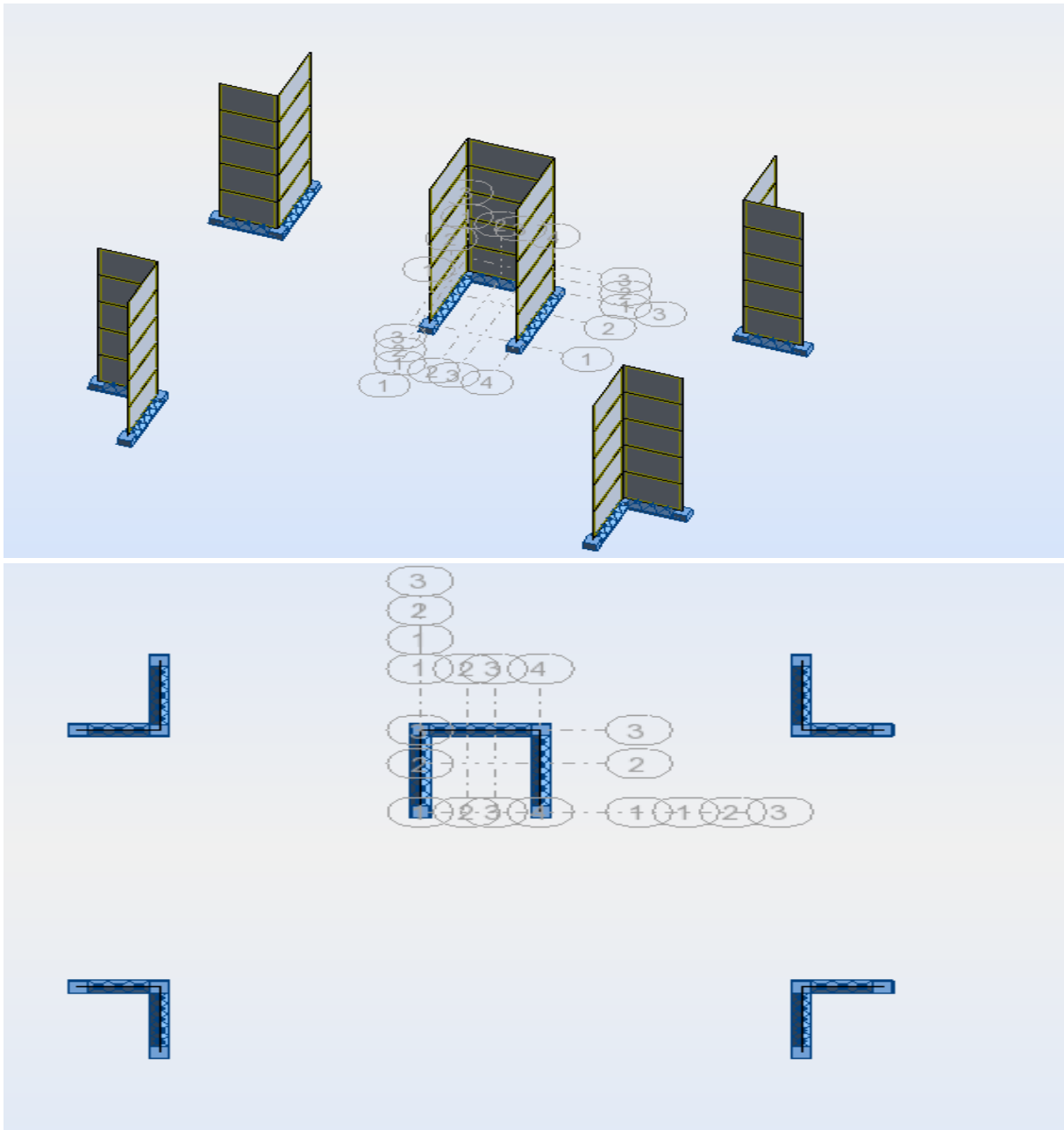
Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
8/ 1	0,0	0,3	0,0	0,3	0,00	0,00
8/ 2	0,0	0,8	0,0	0,4	0,00	0,00
8/ 3	0,0	1,2	0,0	0,4	0,00	0,00
8/ 4	0,0	1,5	0,0	0,3	0,00	0,00
8/ 5	0,0	1,6	0,0	0,2	0,00	0,00

FigII.22: Les déplacements inter-étages selon la direction Y

Selon l'article 5.10 du RPA 99 il faut vérifiée $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$

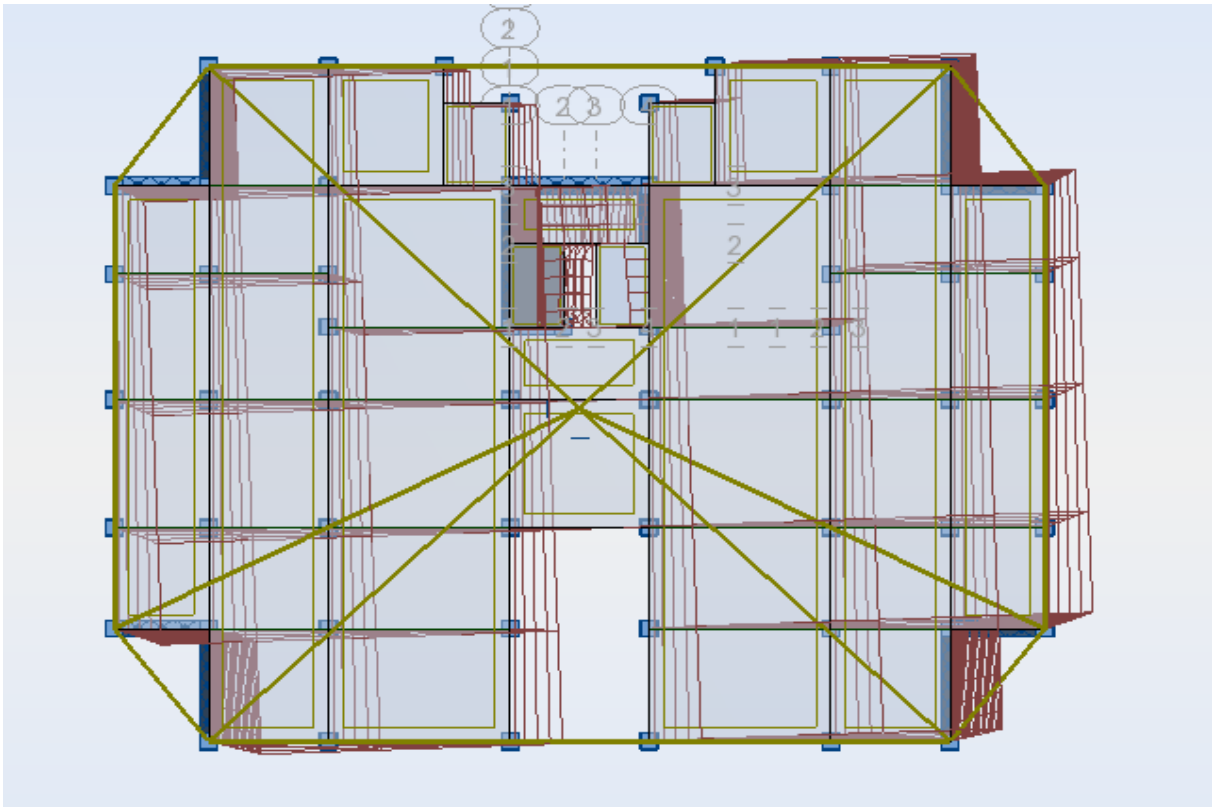
Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e = 3.06 \text{ cm}$

II.6.5.2.1. Dispositions des voiles

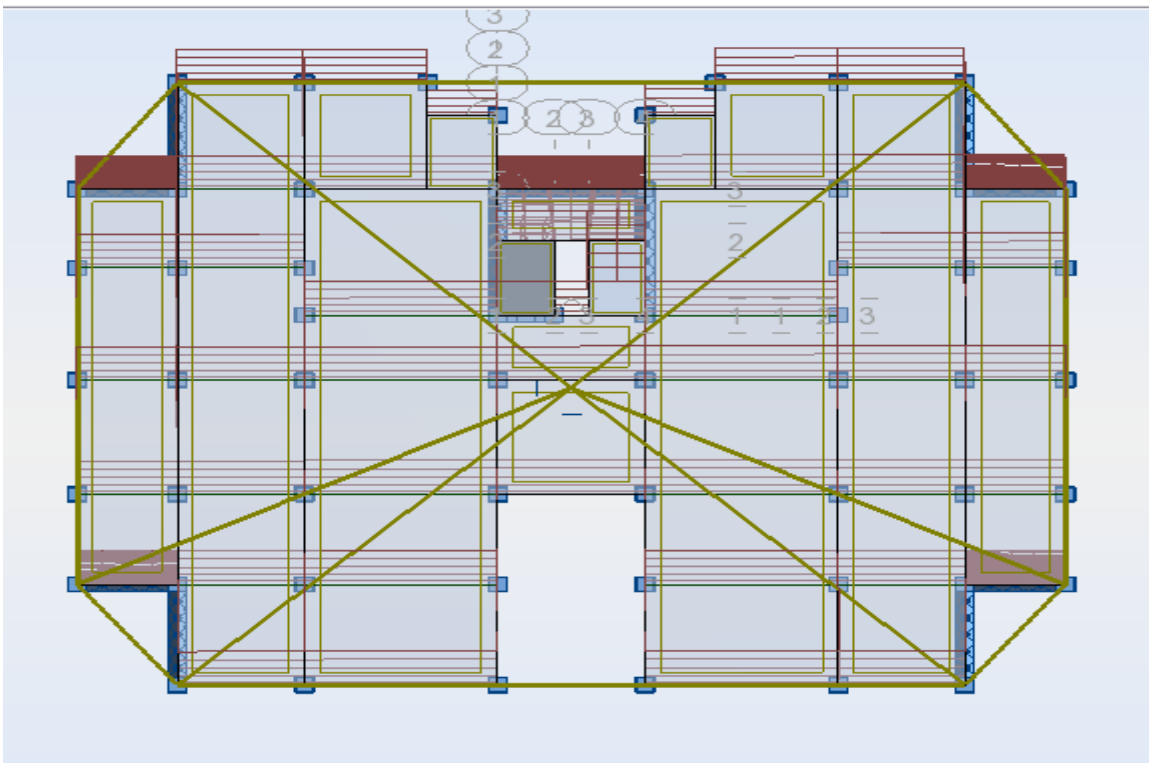


FigII.23: La disposition des voiles

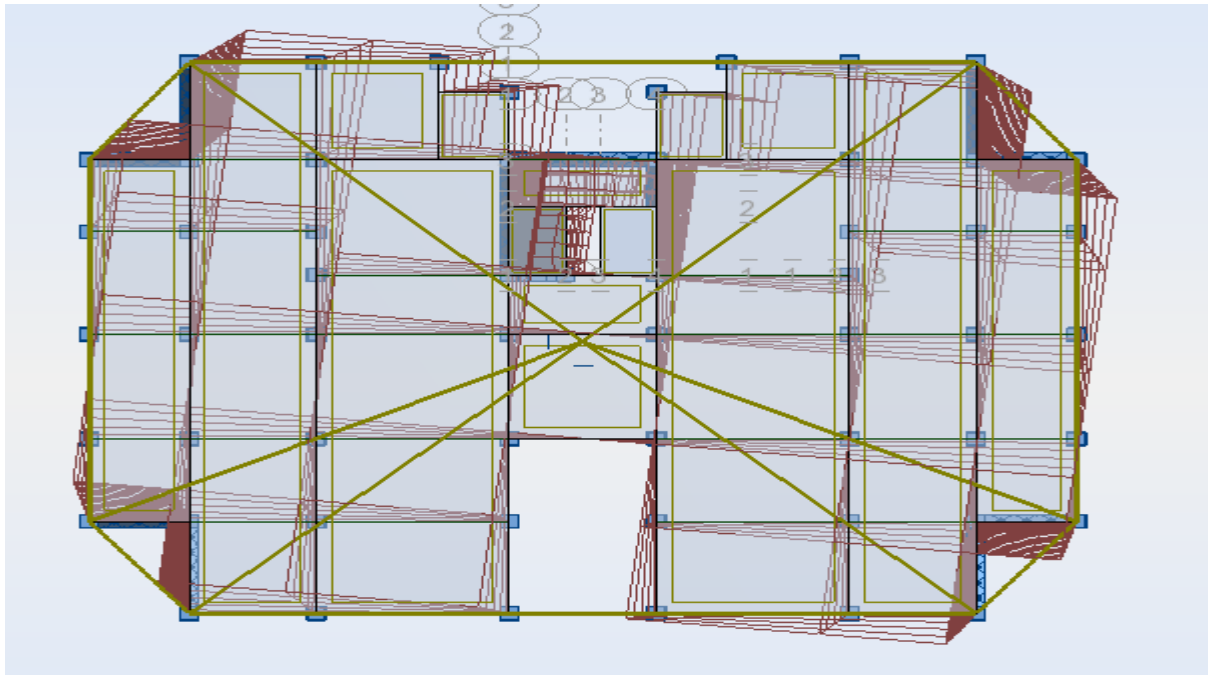
D'après logiciel du ROBOT on a :



FigII.24: Mode 1 translation selon X



FigII.25: Mode 2 translation selon Y



FigII.26: Mode 3 rotation selon Z

II.6.5.2.2.Vérification de participation massique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	5,27	0,19	63,11	0,45	0,00	63,11	0,45	0,00	725295,52	725293,35
6/ 2	6,82	0,15	63,95	71,96	0,01	0,84	71,52	0,01	725295,52	725293,35
6/ 3	8,05	0,12	73,26	72,67	0,01	9,31	0,71	0,00	725295,52	725293,35
6/ 4	21,10	0,05	90,70	72,78	0,01	17,44	0,11	0,00	725295,52	725293,35
6/ 5	26,66	0,04	90,96	87,22	0,48	0,26	14,44	0,47	725295,52	725293,35
6/ 6	27,41	0,04	90,97	87,41	4,21	0,01	0,19	3,73	725295,52	725293,35
6/ 7	27,71	0,04	91,07	91,49	7,86	0,09	4,07	3,65	725295,52	725293,35
6/ 8	28,36	0,04	91,07	91,49	24,53	0,00	0,00	16,67	725295,52	725293,35
6/ 9	28,39	0,04	91,07	91,49	29,35	0,00	0,00	4,82	725295,52	725293,35
6/ 10	29,41	0,03	91,27	91,84	29,41	0,20	0,35	0,06	725295,52	725293,35

FigII.27: La participation massique

La structure est dissipée plus de 90% de l'énergie stocke au 7 mode suivant l'axe x et y.

$N= 5$ donc : $K=3\sqrt{5}=6.71$ on prend $K=7$

$T= 0,04 \leq 0,20$ sec.....Condition vérifier

II.6.5.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

il faut vérifier que : $\frac{V_t}{V} \geq 80\%$

II.6.5.2.3.1. Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente

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

II.6.5.2.3.2. Calcul de la période fondamentale

On prend la plus petite valeur des deux valeurs suivantes :

- $T = C_T h_N^{3/4}$

Avec

$C_T = 0.05$

$\Rightarrow T = 0.05 \times 15.8^{3/4} = 0.4s$

- $T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$

Où :

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Directions	D	h _N	T	D
X	26.45	15.8	0.28	2.205
Y	21	15.8	0.31	2.205

TabII.38: Facteur d'amplification dynamique selon les deux directions

Donc : $0 \leq T \leq T_2$

W : poids total de la structure

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

Pour un bâtiment à usage d'habitation ($\beta = 0.20$). ►► [RPA99 Tableau 4.5] ◀◀

Le poids de chaque Niveau de bâtiment est donné par le logiciel ROBOT

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

	FX [kG]	FY [kG]	FZ [kG]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	887,61	1846,45	43387,81	2,70	5,94	0,76
Noeud	3	107	81	73	95	107
Cas	2	2	2	2	2	2

FigII.28:Poids W_G du bâtiment

	FX [kG]	FY [kG]	FZ [kG]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	235,15	749,03	10230,89	0,71	1,55	0,37
Noeud	113	107	81	73	95	107
Cas	3	3	3	3	3	3

FigII.29:Poids W_Q du bâtiment

$$W_G=43387.81 \text{ Kg} \quad W_Q=10230.89 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow W=45434 \text{ Kg}$$

$$\Rightarrow V=5760.46\text{Kg} \quad 0.8V=4608.37\text{Kg}$$

Les réactions à la base sont obtenues à l'aide de ROBOT :

$$V_{tx}=7586.83\text{Kg} \quad V_{ty}=6320,82\text{Kg}$$

Ce qui donne : $V_t > 0.8V$ CV

II.6.5.2.4. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
8/ 1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,00	0,00
8/ 2	0,0	0,2	0,0	0,1	0,00	0,00
8/ 3	0,1	0,3	0,0	0,2	0,00	0,00
8/ 4	0,1	0,5	0,0	0,2	0,00	0,00
8/ 5	0,1	0,7	0,0	0,2	0,00	0,00

FigII.30: Les déplacements inter-étages selon X

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY
7/ 1	0,1	0,0	0,1	0,0	0,00	0,00
7/ 2	0,3	0,1	0,2	0,1	0,00	0,00
7/ 3	0,5	0,2	0,2	0,1	0,00	0,00
7/ 4	0,7	0,2	0,2	0,1	0,00	0,00
7/ 5	0,9	0,3	0,2	0,1	0,00	0,00

FigII.31: Les déplacements inter-étages selon Y

Selon l'article 5.10 du RPA 99 il faut vérifiée $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e = 3.06$ cm

La condition est vérifiée pour les deux directions.

II.6.6. Conclusion

Après cette étude sismique, on remarque que pour une structure très simple (R+4), le système de contreventement doit être changé lors de déplacement d'une zone à une autre pour obtenir une structure parasismique.

II.7. Calcul des éléments structuraux

II.7.1. Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

II.7.2. Les combinaisons d'action

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

E : Action accidentelle.

Selon **BAEL 91 et CBA 93**: Situation durable [16]

$$E L U \rightarrow 1.35G + 1,5 Q.$$

$$E L S \rightarrow G + Q.$$

Selon **RPA 99** : situation accidentelle

$$\text{Pour les poteaux} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

$$\text{Pour les poutres} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

$$\text{Pour les voiles} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

II.7.3. Ferrailage des poteaux

II.7.3.1. Armatures longitudinales

II.7.3.1.1. Selon le BAEL91 : (Art 8-2-3)

Le ferrailage est donné par :

$$\begin{cases} A_{min} = \max \left(4 \text{ cm}^2/\text{ml} , \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

II.7.3.1.2. Selon le RPA99

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.

$A_{min}=0.9\%$ de la section de béton en Zone III

$A_{min} = 0.7\%$ de la section de béton en Zone I

$A_{max}= 4\%$ de la section de béton en Zone courante

$A_{max}= 6\%$ de la section de béton en Zone de recouvrement

Sections	BAEL 91		RPA 99		
	A_{min}	A_{max}	A_{min}	A_{max} en zone courante	A_{max} en zone de recouvrement
(35×35)	4	61.25	11.03	36.75	73.5
(35×40)	4	70	12.6	42	84
(30×30)	4	45	8.1	27	54

TabII.39: Armatures longitudinales des poteaux (zone III) selon BAEL et RPA

Sections	BAEL 91		RPA 99		
	A_{min}	A_{max}	A_{min}	A_{max} en zone courante	A_{max} en zone de recouvrement
(35×35)	4	61.25	8.58	36.75	73.5
(35×40)	4	70	9.8	42	84
(30×30)	4	45	6.3	27	54

TabII.40: Armatures longitudinales des poteaux (zoneI) selon BAEL et RPA

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

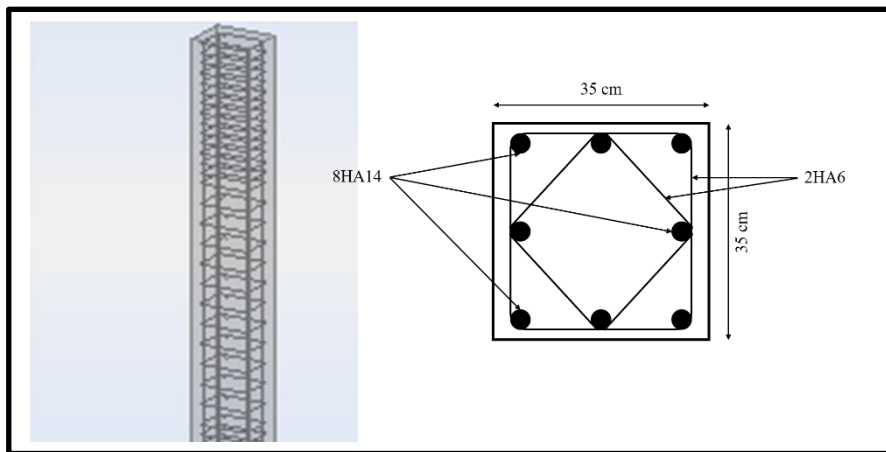
Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «**ROBOT**».

	A_{cal}		
Sites	(35×35)	(35×40)	(30×30)
Laghouat	8HA14	8HA14	8HA12
Boumerdas	6HA12 + 4HA14	6HA12 + 4HA14	6HA12 + 4HA14

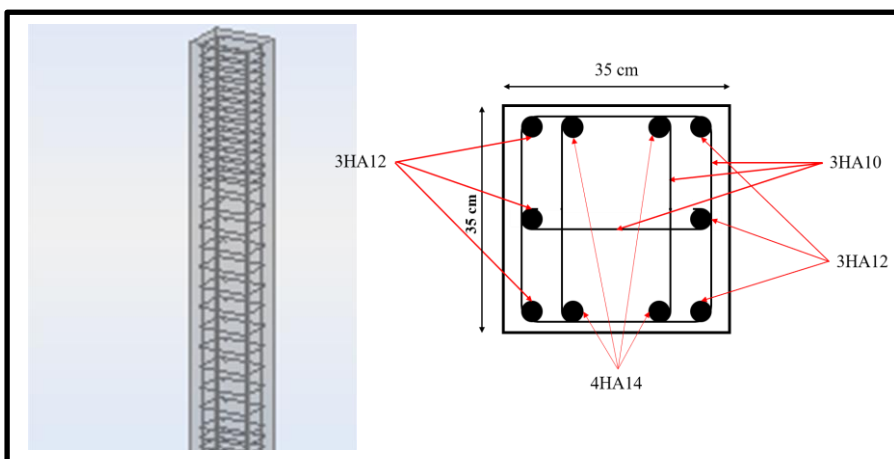
TabII.40 : Armatures longitudinales calculé des poteaux

II.7.3.1.3. Schéma de ferrailage

a) Laghouat :



b) Boumardes :



FigII.32: Ferrailage des poteaux

II.7.4. Calcul des voiles

Pour déterminer les armatures on doit étudier le voile en flexion composée. En se basant sur les règles BAEL91 et les recommandations du RPA99.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- ✓ Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- ✓ Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations importantes de traction avec les formules suivantes.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V'$$

Avec :

N: Effort normal appliqué.

M: Moment fléchissant appliqué.

B: Section de béton.

I: L'inertie de voile $I = \frac{a \times L_{\text{voile}}}{12}$

V et V': Bras de levier du voile ($V=V'$).

II.7.4.1. Détermination de la nature de section

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T). $\sigma_1 \leq 0; \sigma_2 \leq 0; l_t = h$
- Entièrement comprimée (S. E.C). $\sigma_1 \geq 0; \sigma_2 \geq 0; l_t = 0$
- Partiellement comprimée (S. P. C). $\sigma_1 \geq 0; \sigma_2 \leq 0; l_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

II.7.4.2. Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

II.7.4.2.1. Armatures verticales

$$\begin{cases} M = 388.49 \text{ KN.m} \\ N = 291.5 \text{ KN} \end{cases}$$

II.7.4.2.1.1. Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M}{N} = 1.33 \text{ m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c')bh \sigma_b = 1202.98 \text{ KN.m}$$

$$B = N_U(d - c) - M_{uA}$$

Avec : $M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 825.74 \text{ KN.m}$

$$\Rightarrow B = 48.76 \text{ KN.m}$$

On a : $A > B \leftrightarrow$ la section est partiellement comprimée

II.7.4.2.1.2. Vérification au flambement

$$\frac{l_f}{h} < \text{Max}\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{0.5 \times 3.06}{4} = 0.38 < \text{max}(15; 6.65)$$

$$0.38 < 6.65 \quad \text{CV}$$

II.7.4.2.1.3. Calcul de ferrailage

II.7.4.2.1.3.1. Calcul des armatures à la flexion simple

M (KN.m)	μ	μ_l	β	$A_f(\text{cm}^2)$
825.74	0.023	0,392	0.988	15.01

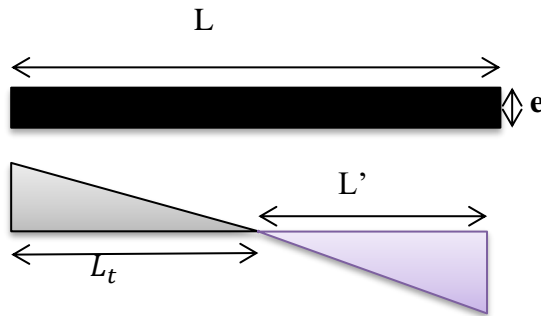
TabII.41 : Ferrailage du voile à la flexion simple

II.7.4.2.1.3.2. Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 6.63 \text{ cm}^2$$

II.7.4.2.1.4. L'armature verticale minimale

D'après la formule de Navier Bernoulli Suivant (RPA99.version 2003)



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = 4.566 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = -1.25 \text{ MPA}$$

$$\sigma_1 > 0; \quad \sigma_2 < 0 \quad l_f = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.86$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times l_f \times a = 2.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times h = 9.58 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}; A_{min}^{RPA}) = 6.63 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $h' = h - 2l_t = 2.27 \text{ m} > 0$
 $A_{min}^2 = 0.001 \times b \times h' = 3.63 \text{ cm}^2$
 $A_{tot} = 2A_{ten} + A_C > A_{min}^g$

A_{ten}	A_c	A_{tot}	A_{min}^g	condition	A_{adop}
6.63	3.63	16.89	9.58	Vérifie	16HA12

TabII.42: Ferrailage du voile à la flexion composée

II.7.4.2.5. L'espacement

La zone	Zone courante (cm)	zone h/10 (cm)
L'espacement	20	10

TabII.43: L'espacement du voile

II.7.4.2.6. Armatures horizontales

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1 m = 2.4 \text{ cm}^2$$

- En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \cdot b \cdot h = 1.6 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 6HA8 = 3.02 \text{ cm}^2$

II.7.4.2.7. Schéma de ferrailage

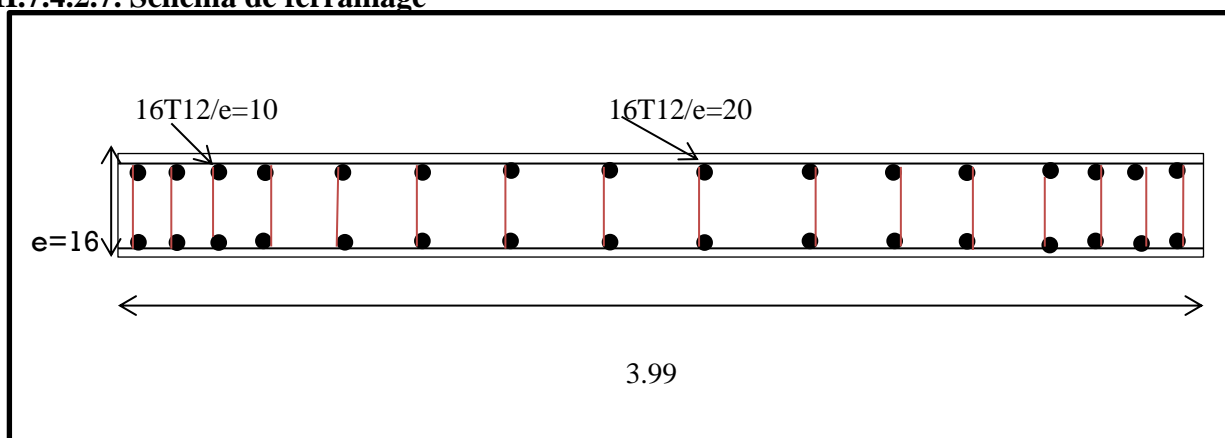


Fig II.33: Ferrailage du voile

II.7.5. Calcul des fondations

II.7.5.1. Introduction

Les fondations ont le rôle de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage.

II.7.5.2. Laghouat

II.7.5.2.1. Choix de fondation

Pour le cas de notre structure, l'ouvrage a un poids moyen avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars on adopte les semelles isolées comme un mode de fondation

II.7.5.2.2. Calcul des dimensions de fondations

Les dimensions des fondations sont résumées dans le tableau suivant :

a et b sont les dimensions des poteaux

$$K = \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

TabII.44: Dimensions des semelles isolées

		N (KN)	M(KN.m)	A	B	k	A(m)	B(m)	h(m)	H _t (m)
(30×30)	S1	278.53	3.89	30	30	1	1.3	1.3	0.27	0.3
(35×35)	S2	1086.7	2.62	35	35	1	2.4	2.4	0.52	0.55
	S3	726.62	4.10	35	35	1	2	2	0.42	0.45
(40×35)	S4	849.19	13.3	40	35	1.14	2.3	2	0.48	0.5

II.7.5.2.3. Vérification de contrainte de sol

Il faut vérifie que :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

$$\text{Avec : } \sigma = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A \times B} + \frac{6M}{BA^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A \times B} - \frac{6M}{BA^2} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$

Semelle	σ_1	σ_2	σ	σ_{sol}	obsarvation
S1	0.176	0.154	0.17	0.2	Vérifie
S2	0.19	0.188	0.18	0.2	Vérifie
S3	0.185	0.179	0.18	0.2	Vérifie
S4	0.193	0.177	0.18	0.2	Vérifie

TabII.45: Vérification de contrainte de sol

II.7.5.2.4. Vérification au renversement

Il faut vérifie que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Semelle	e (m)	$\frac{A}{4}$ (m)	observation
S1	0.014	0.325	Vérifie
S2	0.003	0.6	Vérifie
S3	0.006	0.5	Vérifie
S4	0.015	0.575	Vérifie

TabII.46: Vérification au renversement des semelles

II.7.5.2.5. Calcul de ferrailage

Semelle	Section (cm ²)	Armature/A et /B	L'espace (cm)
S1	(130×130)	7HA14	20
S2	(240×240)	9HA16	20
S3	(200×200)	9HA16	20
S4	(230×200)	9HA16	20

TabII.47: Ferrailage des semelles isolées

Il faut vérifie que :

$$\frac{S_s}{S_{bat}} \leq 0.5$$

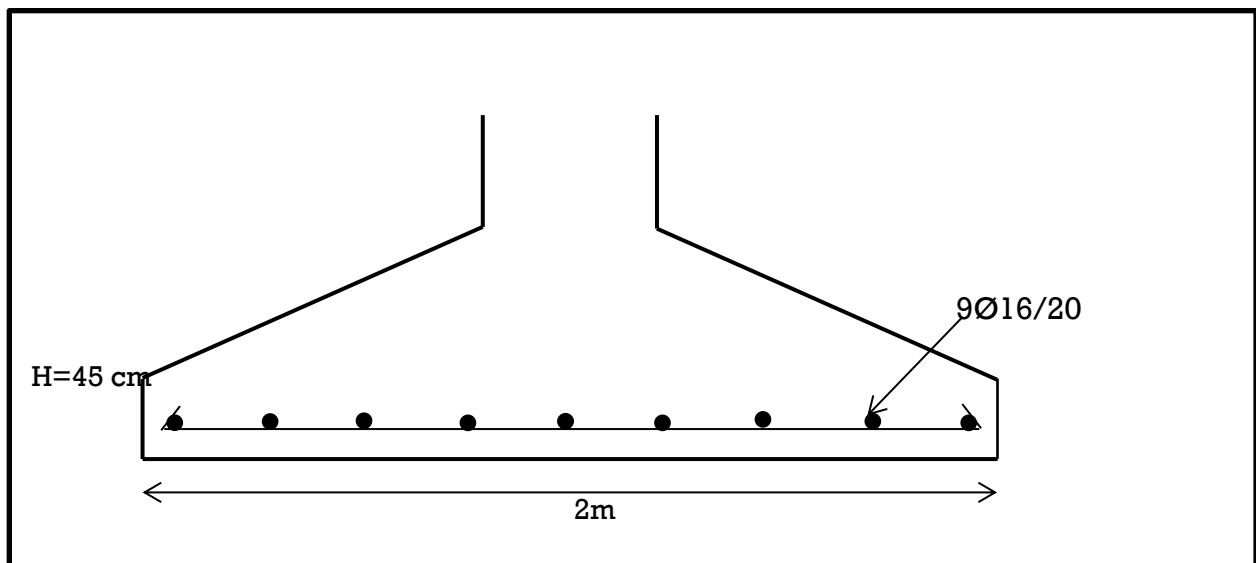
Avec :

S_s : la section totale des semelles $S_s = 252.69 \text{ m}^2$

S_{bat} : la section du batiment $S_s = 555.45 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow \frac{S_s}{S_{bat}} = 0.455 \leq 0.5 \quad \text{vérifié}$$

II.7.5.2.6. Schéma de ferrailage



FigII.34: Ferrailage de semelles isolée S3

II.7.5.3. Boumerdes

Etant donné la nature de sol, on choisit des fondations superficielles. En ce qui concerne les ouvrages en voiles, deux cas peuvent présenter en fondations superficielles :

- Semelle filante
- Radier générale

On prend comme premier choix les semelles filantes sous poteaux et voiles

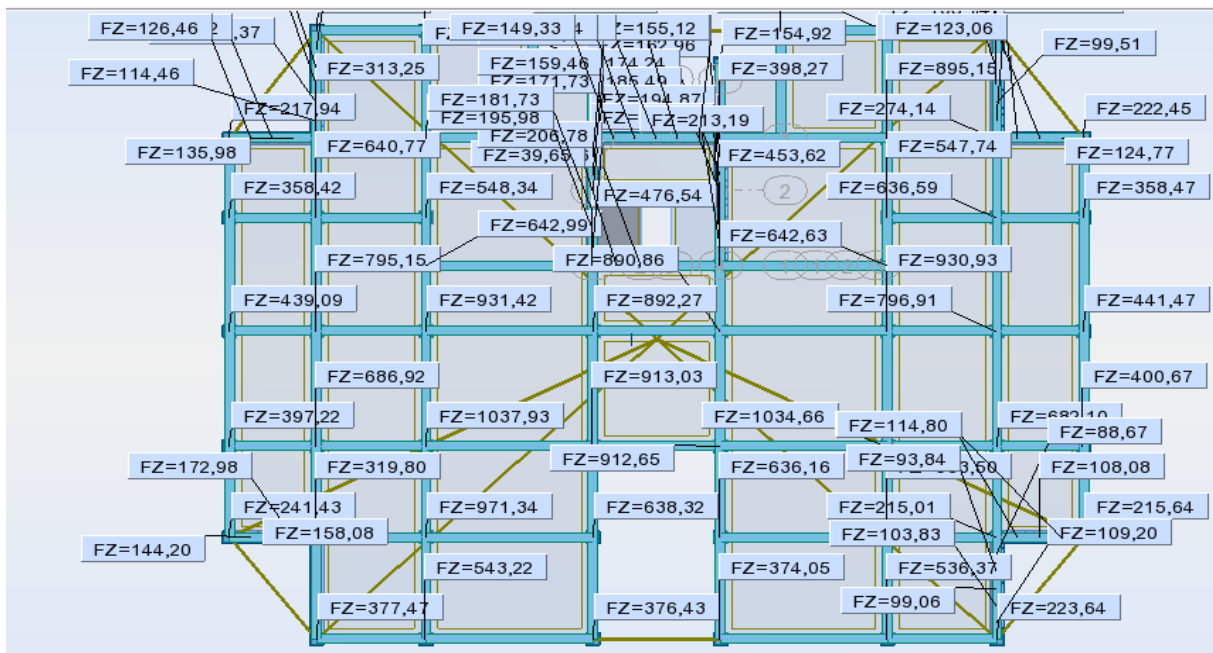
II.7.5.3.1. Dimensionnement

Le calcul de la largeur " B " de la semelle se fait sur la base de l'équation d'équilibre statique.

$$\sigma_{semelle} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{semelle} = \frac{\sum N}{1000 \times B}$$



FigII.35: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELS

Chapitre II: Dimensionnement du cas étudié dans les deux sites

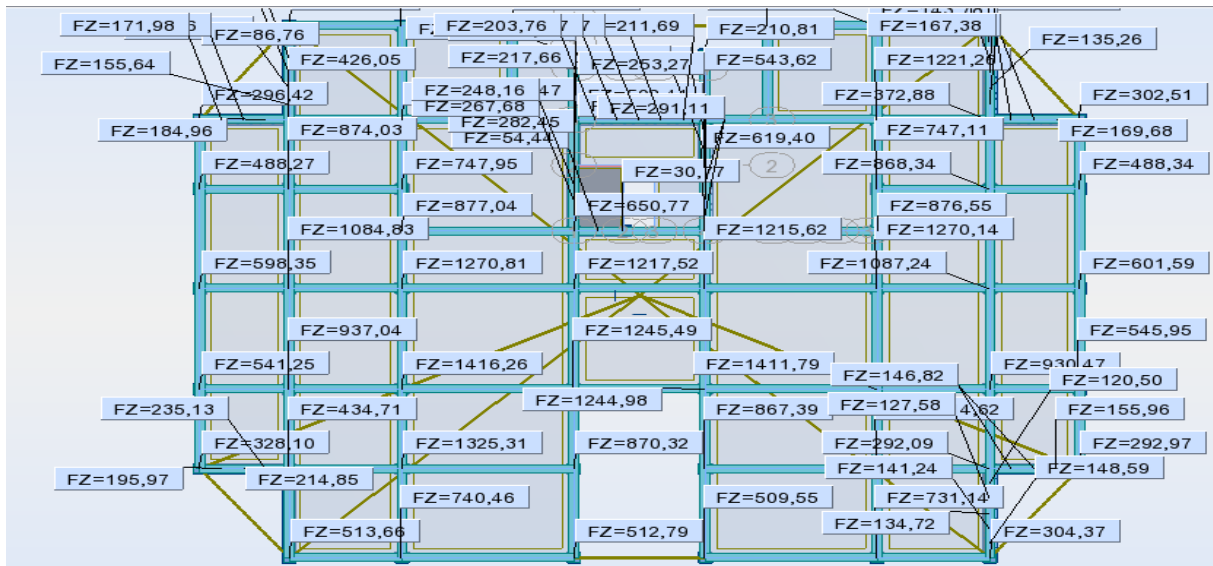
Semelles	L (m)	N _{ser} (KN)	N _{ser} (KN /ml)	B _{cal}	B _{choi}	h (m)	σ _{sem}	σ _{sol}	Obs
SF1	20.35	6008.91	295.28	1.9	2	0.45	0.14	0.15	Vérifie
SF2	13.35	1638.7	122.75	0.9	1	0.3	0.123	0.15	Vérifie

TabII.48: Dimensions des semelles filantes

II.7.5.3.2. Ferrailage des semelles

Le calcul de " A " se fait aux 2 états limites (ultime et service), on prend le maximum des 2 résultats. $A = \text{Max} [A_u, A_s]$

Avec :
$$A = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s}$$



FigII.36: Les efforts normaux des poteaux et des voiles à l'ELU.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Semelle	A _u (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{max} (cm ²)	choix	espacement
SF1	5.97	4.38	5.97	6Ø12	15
SF2	3.95	3.06	3.95	6Ø12	15

TabII.49: Ferrailage des semelles filantes

II.7.5.3.3. Schéma de ferrailage

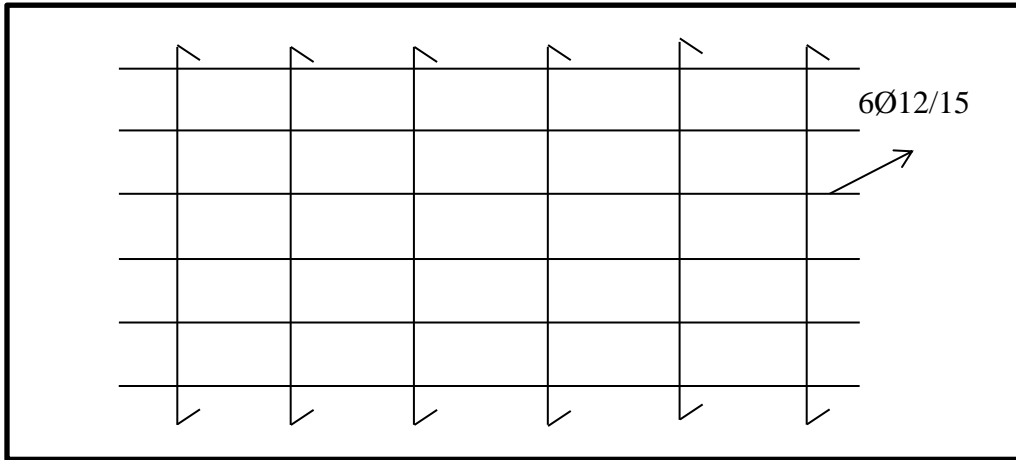


Fig II.37: Ferrailage des semelles filantes

II.7.5.5. Conclusion

Après cette l'étude, on conclut que pour obtenir une structure stable et parasismique pris d'une zone de faible sismicité à une autre de forte sismicité il faut :

Changer le type de fondation.

Changer le système de contreventement.

Chapitre III

Résultats et discussion

Chapitre III

Chapitre III: Résultats et discussion

III.1 Comparaison des résultats

	Fondation	Contreventement
Laghouat	Semelle isolée	Auto stable
Boumerdes	Semelle filante	Contreventé par voile

TabIII.1: Comparaison des éléments résistants entre les deux sites

III .2 Discussion des résultats

Après tous les calculs, on remarque que :

Le vent souffle à Laghouat de 35% par rapport à Boumerdes.

La structure résiste au séisme à Laghouat avec un système auto stable.

La structure n'est pas stable à Boumerdes vis-à-vis l'action sismique sans avoir des voiles de contreventement (noyau central et 4 paires dans les côtés).

Pour les fondations, des semelles isolées sont suffisantes à Laghouat par contre à Boumerdes ne sont pas suffisantes pour cela on les remplacer par des semelles filantes.

Pour plus de visibilité sur notre thème (l'adaptation), nous allons aborder un cas réel qui vas illustrer notre vision qui consiste à mettre en point une étude qui pourra être un outil de réflexion pour les décideurs dans le domaine de construction.

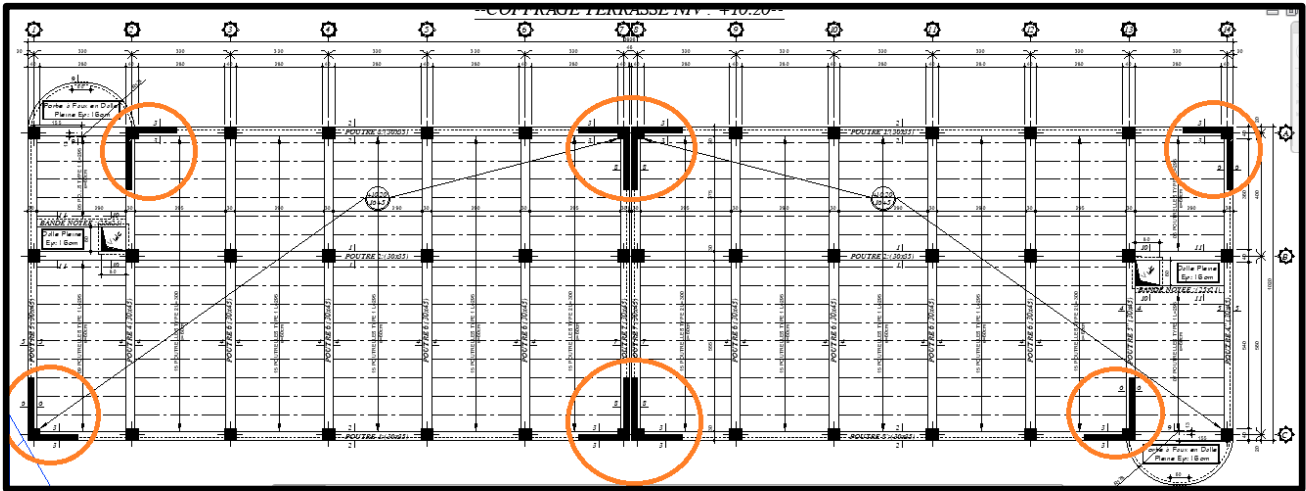
On est l'an 2010, un projet de 81 établissements pénitentiaires répondant aux normes internationales est en cours de réalisation, annonça Mokhtar Felioune. la wilaya de Ghardaïa a eu ça part de ce Project.

Le bureau d'étude charger du suivie de ce Projet qui est l'inauguration d'un établissement pénitentiaire 500 détenus, à signaler que cet établissement répond aux normes international

Mais pas aux normes techniques de la région de Ghardaïa (Sud de l'Algérie). Ce qui va engendrer une perte d'argent.

Chapitre III: Résultats et discussion

En vas prendre une partie de cet établissement pénitentiaire 500 détenu qui est le celibatorium homme.



FigIII.1: Plan celibatorium homme

Remarque 1:

On remarque que dans les cercles rouges des voiles sont conçus afin d'assurer la résistance du celibatorium contre le séisme, mais là on est dans une zone qui est classé come zone non sismique, ce qui as conduit le bureau d'étude de faire un rapport pour que ces voiles seront éliminées de la structure car d'après leur EXPERIENCE ce genre d'établissement n'aura pas besoin de voiles a fin de résister, la demande as été approuvé par les décideurs dans le corps administrative.

Résultats :

Le celibatorium homme jusqu'à présent existe sans aucune anomalie coté structure, ce qui as fait bénéficier financièrement au projet un montant considérable.

Ont dit que « il est bon de prévoir et de se souvenir, un œil dans le passé et l'autre vers l'avenir », on voyage 17 ans dans le temps, nous somme le 21 mai 2003, un terrible séisme a bouleversé la ville de boumerdas, la terre a enfin respiré.

Victor DAVIDOVICI était l'un des spécialistes a rédigé un rapport de ce séisme, il a mentionné des remarques qu'ont vas les utiliser afin de renforcer les résultats obtenus.

Chapitre III: Résultats et discussion

Remarque 2 : Mécanismes de ruine des structures a portique et murs de remplissement

Les bâtiments constitués par une structure en portiques (poteaux et poutres) en béton armé avec des remplissages en maçonnerie représentent entre 80 % à 90 % des constructions réalisées dans la zone sinistrée par le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003.

Leçons apprises : si l'étude était faite conformément ils auraient dû miser sur des bâtiments avec voiles en béton armé. Ce qui est le cas de nos jours.

Remarque 3 : Interrogations sur la conception des bâtiments

Victor DAVIDOVICI mentionne : Lors des diverses visites, nous nous sommes interrogés sur des choix qui, a priori ne sont pas compatibles avec la construction en zone sismique :

- Faire des « entailles » dans le bâtiment, à chaque niveau, droit de la cage d'escalier ne peut qu'affaiblir le bâtiment (Fig. gauche). La présence d'une poutre qui prolonge le plancher au droit du vide (Fig. droite) améliore le comportement d'ensemble, tout en restant insuffisant.



FigIII.2: On peut remarquer l'entaille au centre du bâtiment et sur toute la hauteur



FigIII.3: On peut remarquer l'entaille au centre du bâtiment avec des poutres

Chapitre III: Résultats et discussion

- Les porte-à-faux ne sont pas interdits en zone sismique. Cependant, nous nous interrogeons sur le bien-fondé de ce choix pour les bâtiments où la façade aurait pu descendre directement sur les fondations. Solution plus économique et plus sûre en cas d'action sismique. (Fig.).



FigIII.4: Porte-à-faux bas du RDC. Au-dessus

- On a constaté une forte densité de constructions avec des rues très étroites qui ne peuvent que ralentir ou même empêcher l'arrivée de secours en situation de crise (Fig. 10.13).



FigIII.5: Forte densité de constructions ;
plateau de Boumerdes

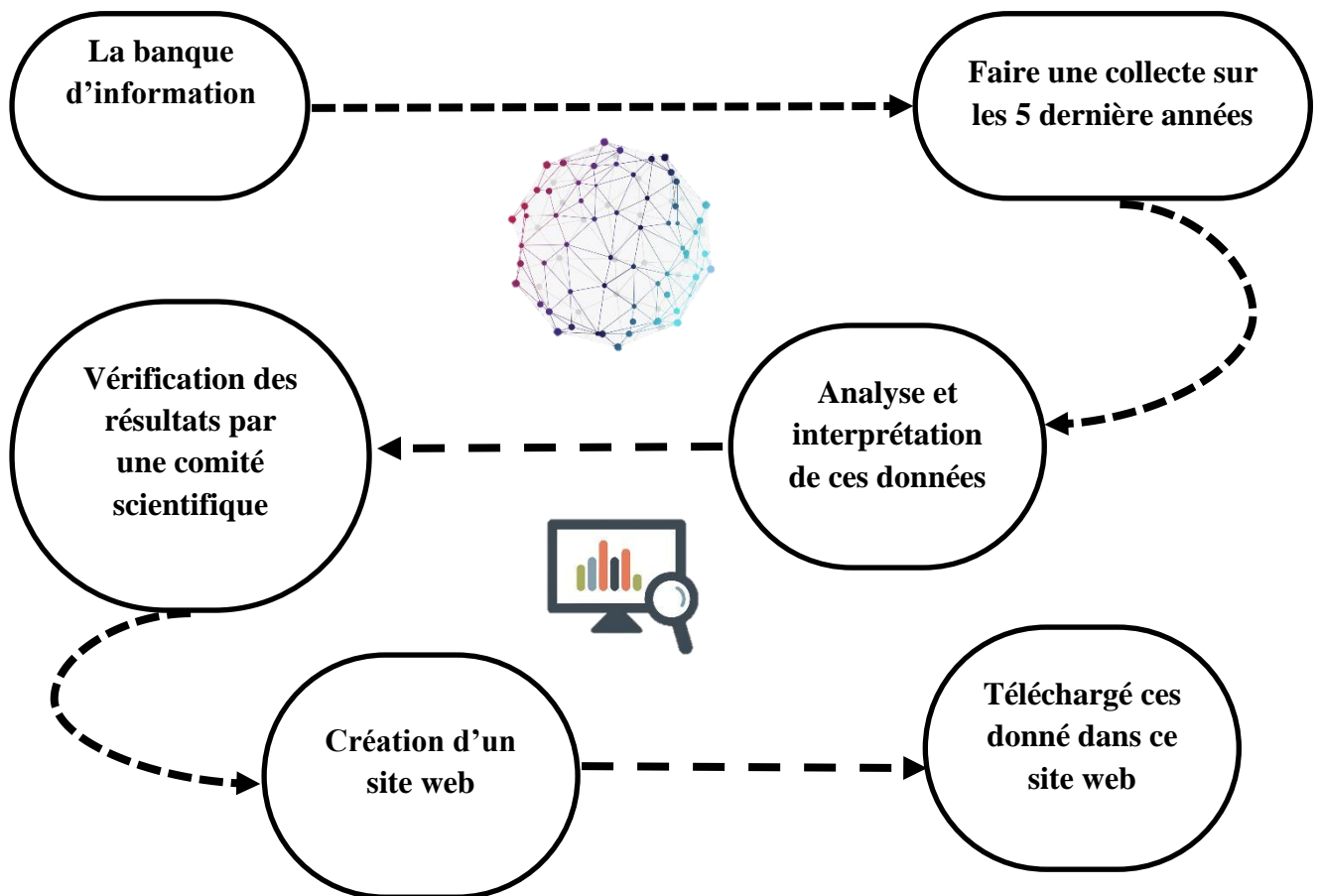
Chapitre III: Résultats et discussion

Tout au long de cette étude de ce projet menée selon le plan de travail suivant : Le premier chapitre comporte les facteurs déterminants dans l'étude d'une structure en béton armé à savoir : effet de site, choix du type de fondation et de la structure.

Le deuxième chapitre traite le calcul des éléments résistants des deux sites et faire une comparaison entre leurs dimensions.

Et après la discussion des résultats nous avons essayé d'établir une solution qui, avec un bon encadrement et un soutien de l'université pourra être une lumière d'espérance afin de minimiser le problème de l'adaptation au site et plusieurs d'autres problèmes.

Tout cela se résume sur le Project **ANERNI** (أنرني), ce projet consiste à exploiter ce que j'aime appeler la banque d'information dans le domaine de construction à partir des études qui ont été faites par les étudiants (projet fin d'étude) durant les 5 dernières années. Le concept du projet est le suivant :



Chapitre III: Résultats et discussion

La vision de notre projet passe par deux phases :

Phase 1

C'est la phase où le projet est au début il commence par la banque d'information jusqu'à la mise de cette dernière dans notre site web.

Le site web repose sur 3 piliers :

Expérience

Les données recueillies et analysées ensuite, admises par la commission scientifique, sont équivalentes à un ingénieur ou un architecte expérimenté.

Support et conseil

Les ingénieurs ou architectes qui consultent le site, s'ils ont besoin d'un guide ou d'un conseil de la part de l'université afin de renforcer leur prise de décision ou même pour débattre sur un problème dans le site.

Simplicité

Le site va contenir toutes les étapes de la construction avec les détails de chaque étape, partant de la carte géologique de Laghouat, les matériaux les plus utilisés durant les 5 dernières années, le dimensionnement moyen ...etc.

Si un projet est implanté dans la région de Laghouat, l'ingénieur peut consulter notre site web afin d'avoir une vision sur les caractéristiques de toute la wilaya de Laghouat.

Chapitre III: Résultats et discussion

Comme on a vu dans les résultats de notre étude que dans notre bâtiment on n'a pas eu besoin des voiles, par contre à Boumerdes on doit concevoir des voiles, le SITE WEB va contenir ce genre d'information afin d'aider l'ingénieur de prendre de meilleures décisions.

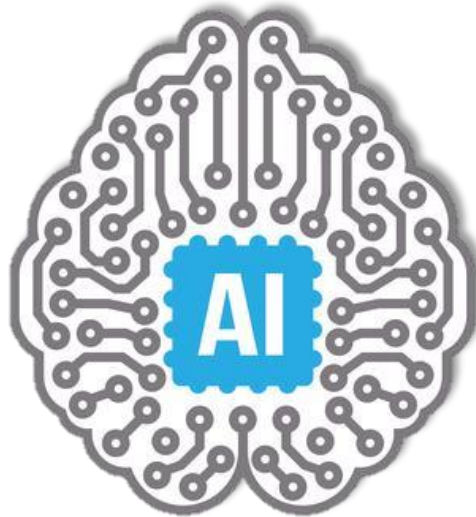
Phase 2

La deuxième phase est d'inclure dans le site web une intelligence artificielle (AI).

Cette technologie va nous permettre de faire une analyse à notre type de structure et le comparer avec la base de données mise dans le site dans la phase 1.

Exemple :

un ingénieur reçoit un plan de structure pour l'implanter dans Laghouat (par exemple), après qu'il fasse son étude il injecte son étude dans notre site web, l'intelligence artificielle va l'analyser et la comparer avec la base de données, ensuite à la fin on aura un rapport final qui montrera si la structure conçue est compatible aux caractéristiques de la région ou pas.



CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre projet de fin d'étude on a pu faire des interviews avec : Architect, ingénieur de CTC, maître d'ouvrage et même des professeurs à l'université, nous avons conclu que le mot 'adaptation' dans le domaine structure n'existe pas en papier, mais chaque 'un de ces intervenants a admis que dans la réalité il y'a des décisions prise afin d'accélérer la réalisation des projets pour des raisons politique ou parfois à cause de la Généralisation (exemple : celebatorium – homme) ce qui, certes influence dans la durée de l'étude et automatiquement une meilleur adaptation de la structure dans le site du projet, autant qu'étudiant nous avons décidé d'évite tout ce brouillard avec :

- Une création d'un **Protocole** à suivre pour chaque ingénieur ou nouveaux diplômés cherchant stabilité et économie.
- Un moyen de réflexion pour les décideurs et a tous ceux qui cherche à prendre en main le domaine de construction et enfin le maitrisé.

Dans cette conclusion générale ont vas appuyer beaucoup plus sur le terme PROTOCOLE (voie à suivre), ce dernier ma était souvent répéter et explique par un architecte qui était à la tête d'un bureau d'étude avec une expérience de plus de 25 ans dans le domaine de construction. D'après lui en plus les conclusion extrait des nombreux interview ce PROTOCOLE (voie à suivre) nous avant essaie de le manifesté dans notre mémoire du début à la fin.

Par exemple : Pour le cas étudié, une structure auto stable contreventé par des voiles a été nécessaire et exigée par le règlement parasismique algérien « **RPA99** » dans la zone III, par contre était stable dans la zone I sans avoir besoin de voiles de contreventement ; d'autre coté la capacité portante et les couches du sol influencent directement sur le choix et le type des fondations.

Le Protocole d'après l'exemple nous aide à comprendre que si j'ai un celebatorium avec des voiles dans la zone III, si on veut l'implanter au sud il faut réfléchir avant d'opter de maintenir ces voiles, les pertes économiques seront considérables.

C'est là où le projet ANERNI joue son rôle avec sa base de données de plus de 5 ans, qui jouera le rôle de l'expérience, toujours revenant à l'exemple du celebatorium et la décision du bureau d'étude de supprimé les voiles sans avoir des dégâts après un bon moment, en plus un gain d'argent pour le projet.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail présente un point de départ pour d'autres projets visant à donner une meilleure visibilité au domaine de construction en Algérie.

Bibliographie

- [1] Azzouz Z (2006) Contribution à l'étude de la stabilisation chimique de quelques argiles gonflement de la région de Tlemcen. Thèse de magister, Université de Tlemcen
- [2] TREMBLAY, D., & ROBITAILLE, V. (s. d.). *Mécanique des sols*. MODULO.
- [3] Kim, S.-Y., & Lee, C.-H. (2020). Analysis and optimization of multiple tuned mass dampers with coulomb dry friction. *Engineering Structures*, 209, 110011. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110011>.
- [4] Babour R (2008) Stabilisation des sols argileux par la chaux. Thèse de magister, Université de M'sila
- [5] Caillard, B. (s. d.). *Le grand guide de la maçonnerie* (1^{re} éd.). BILP.
- [6] Bouafia A (2014) Ouvrages méthodes de calcul de fondations superficielles, O.P.U
- [7] *Action de santé à visée humanitaire*. (s. d.). Organisation mondiale de la Santé. <https://www.who.int/hac/techguidance/ems/landslides/fr/>
- [8] *Mise en oeuvre*. (s. d.). Tout sur le béton. Consulté 6 avril 2020, à l'adresse <https://www.toutsurlebeton.fr/>
- [9] Reglement parasismique algérien "RPA99 VERSION 2003".
- [10] Reglement neige et vent" R.N.V.1999".
- [11] Davidovici, V., & Corvez, D. (2013). *Guide d'application de l'Eurocode 8* (2^e éd.). Eyrolles.
- [12] Hydrogeotechnique. (s. d.). Hydrogeotechnique. Consulté 7 avril 2020, à l'adresse <https://www.hydrogeotechnique.com/>
- [13] Association française du génie parasismique, Guide de la construction parasismique, Eyrolles, 2004.
- [14] American Society of Civil Engineers. (1975). fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 101(5), 423-438. <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0005945>
- [15] Educnet. (s. d.). *Educnet, Ressources pédagogiques en ligne*. Educnet. Consulté 4 avril 2020, à l'adresse <https://educnet.enpc.fr/>
- [16] B.A.E.L91 Béton armé aux états limites ultimes
- [17] D.T.R -B.C.22 Charges permanentes et surcharges d'exploitations
- [18] C.B.A 93 Règle de conception et de calcul de structures

Annexes

Annexe 1

Descende de charge

Plancher terrasse (saharienne) [17]

1- Mortier bâtard (3 à 4cm) grillage sur toute la surface	45 Kg/m ²
2- Protection gravillons (2 cm)	40Kg/m ²
3- Forme de pente	220 Kg/m ²
4- Mortier bâtard (2cm) grillage sur 60 cm	36 Kg/m ²
5- Plancher corps creux (16+4)	285 Kg/m ²
6- Enduit en ciment (2cm)	36 Kg/m ²

Plancher terrasse (multicouche) :

1. Gravillon roule (4 cm)	80 Kg/m ²
2. Etanchéité (2 cm)	12 Kg/m ²
3. Papier kraft (2cm)	50 Kg/m ²
4. Forme de pente (8 cm)	17.6 Kg/m ²
5. Pare vapeur (1 cm)	6 Kg/m ²
6. Plancher corps creux (16+4)	280 Kg/m ²
7. Enduit en ciment (1.5 cm)	27 Kg/m ²

Plancher étage [17]

1- Carrelage (2 cm)	44 Kg/m ²
2- Mortier de pose (3cm)	60 Kg/m ²
3- Sable	51 Kg/m ²
4- Plancher corps creux (16+4)	285 Kg/m ²
5- Enduit ciment (2cm)	36 Kg/m ²
6- Cloisons de répartition	100 Kg/m ²

Annexe 2

Pré dimensionnement

1) Poutres

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$b \geq \frac{h}{2}$$

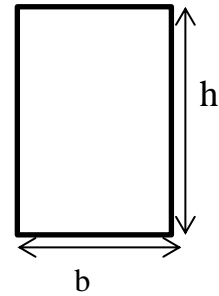


Fig1: Dimensions de la poutre

L: La grande portée de la poutre

b: La largeur de la poutre

h: La hauteur de poutre

- Principales

Pour $L=L_{\max}=5.1\text{m}$



$$\frac{510}{15} \leq h_p \leq \frac{510}{10}$$

$$34 \leq h_p \leq 51$$

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

$$b_p \geq 20$$

On prend $b_p=30\text{ cm}$

Poutre principale 1: (30×40) cm

Annexes

- Secondaire

Pour $L = 3.85\text{m}$

$$\longrightarrow \frac{385}{15} \leq h_s \leq \frac{385}{10}$$
$$25.67 \leq h_s \leq 38.5$$

On prend $h_s = 35\text{ cm}$

$$b_s \geq 17.5$$

On prend $b_s = 30\text{ cm}$

Poutre secondaire : (30×35) cm

2) Planchers

- Corps creux

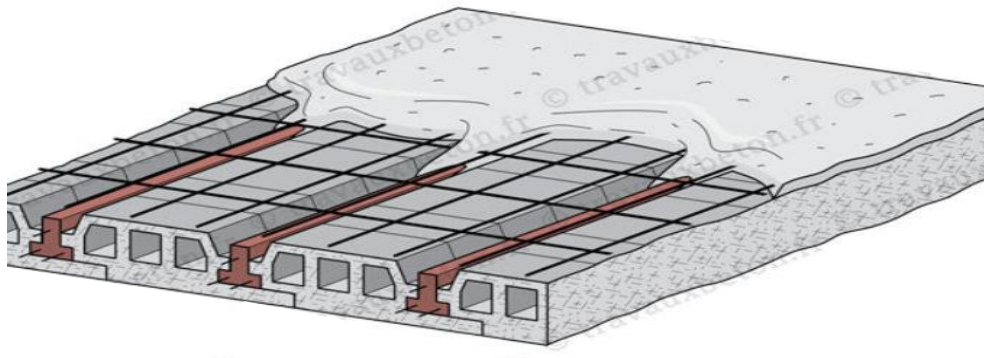


Fig2 : Plancher a corps creux

L'épaisseur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

Annexes

L : la plus grande portée des poutrelles

Pour $L = 3.85$ m

$$h_t \geq 17.11 \text{ cm}$$

- Dalle pleine

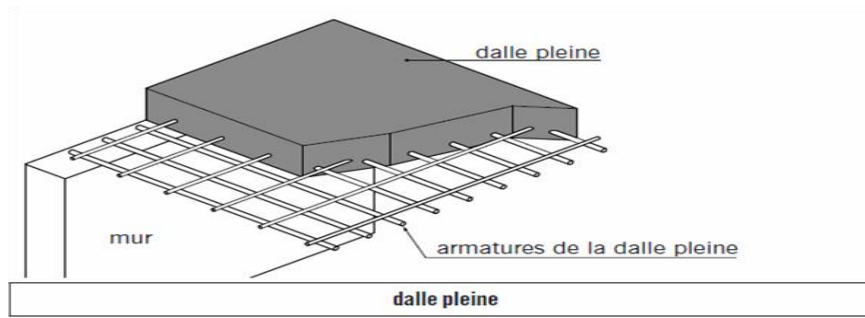


Fig3 : Dalle pleine

L'épaisseur de la dalle est déterminée en fonction des conditions suivantes :

a) Résistance au feu

$$\begin{cases} e = 7 \text{ cm pour 1 heure de coup feu} \\ e = 11 \text{ cm pour 2 heures de coup feu} \\ e = 15 \text{ cm pour 3 heures de coup feu} \end{cases}$$

b) Isolation acoustique

Selon les règles BAEL91, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 16 cm pour obtenir une bonne isolation phonique.

$$e = 16 \text{ cm}$$

c) Résistance à la flexion

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$$

Annexes

L : la plus petite portée de la dalle

L= 148 cm

$$\frac{148}{50} \leq e \leq \frac{148}{40}$$

$$2.96 \leq e \leq 3.7$$

➔ e = 3 cm

On prend le max des 3 épaisseurs :

3) Poteaux

- Poteaux centraux

Le poteau le plus sollicité est C7 la surface reprise par ce poteau :

$$S = \left(\frac{3.35 + 5.1}{2} \right) \times \left(\frac{3.05 + 3.85}{2} \right) = 14.58 \text{ m}$$

Les éléments	Les charges permanentes G(KN)
Plancher étage	14.58×5.76=84
Plancher terrasse	14.58×5.78=84.27
Poutre principale	(25×0.40×0.30×5×2.55) ×2=76.5
Poutre secondaire	25×0.35×0.30×5×1.925=25.27
Poteau	25×0.4×0.35×3.06=10.71
La somme	280.75

Tab1 : La charge permanente revenant au poteau central.

Les éléments	Les charges d'exploitation Q(KN)
Plancher étage	14.58×1.5=21.87 (pour les chambres) 14.58×2.5=36.45 (pour le couloir)
Plancher terrasse	14.58×1=14.58
La somme	72.9

Tab2 : La charge d'exploitation revenant au poteau central.

Annexes

A L'ELU :

$$N_{\mu}=1.35G+1.5Q$$

$$N_{\mu}=1.35 \times (273.6) + 1.5 \times (72.9)$$



$$N_{\mu}=478.71 \text{ KN}$$

Majoration	N_{μ} (KN)
Charges appliquées avant 90 jours	$478.71 \times 1.1 = 526.6$
Poteau centrale	$526.6 \times 1.1 = 579.26$

Tab3 : La majoration de poteau central.

Donc la charge verticale pondérée $N_{\mu}=579.26 \text{ KN}$

L'élancement

On suppose que : $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda / 35)^2} = 0.708$$

La section réduite

La section réduit s'écrit sous la forme :

$$B_r \geq \frac{N_{\mu}}{25.5\alpha}$$

$$B_r = \frac{579.26 \times 10^3}{25.5 \times 0.708} = 320.84 \text{ cm}^2$$

Pour un poteau rectangulaire :

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

On adopte $a = 35 \text{ cm}$

⇒

$$b = \frac{B_r - 66}{33} = 11.7 \text{ cm}$$

Annexes

On prend : $b = 40$ cm

La vérification

$$B_r = (a-2)(b-2) = 1254 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times l_f}{a}$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 3.06}{0.35} = 21.2 < 35$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(21.2/35)^2} = 0.792$$

$$B_r \geq \frac{N\mu}{25.5\alpha}$$

$$\Rightarrow B_r = \frac{579.26 \times 10^3}{25.5 \times 0.792} = 286.82 \text{ cm}^2 < 1089 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Selon RPA :

Min (a,b) \geq 25 cm pour la zone I et II_a. CV

Min (a,b) \geq 30 cm pour la zone II_b et III. CV

Min (a,b) $\geq \frac{h_e}{20} = 15.3$ CV

$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} = 1 < 4$ CV

- Poteau d'angle B6

$$S = \left(\frac{3.35}{2}\right) \times \left(\frac{3.60}{2}\right) = 3.02 \text{ m}$$

Les éléments	Les charges permanentes G(KN)
Plancher étage	$3.02 \times 5.76 = 17.4$
Plancher terrasse	$3.02 \times 6.62 = 20$
Poutre principale 1	$25 \times 0.40 \times 0.3 \times 5 \times 2.55 = 38.25$
Poutre principale 2	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 5 \times 1.675 = 18.85$

Annexes

Poutre secondaire	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times 5 \times 1.925 = 25.27$
Poteau	$25 \times 0.35 \times 0.35 \times 3.06 = 9.37$
La somme	129.14

Tab4: La charge permanente revenant au poteau d'angle

Les éléments	Les charges d'exploitation Q(KN)
Plancher étage	$3.02 \times 1.5 = 4.53$ (pour les chambres)
Plancher terrasse	$3.02 \times 1 = 3.02$
La somme	7.55

Tab5: La charge d'exploitation revenant au poteau d'angle

$$N_{\mu} = 1.35 \times (129.14) + 1.5 \times (7.55)$$

$$\longrightarrow N_{\mu} = \mathbf{185.66 \text{ KN}}$$

Majoration	N_{μ} (KN)
Charges appliquées avant 90 jours	$185.66 \times 1.1 = \mathbf{204.23}$
Poteau centrale	$204.23 \times 1.1 = \mathbf{224.65}$

Tab6 : La majoration de poteau d'angle

Donc la charge verticale pondérée $N_{\mu} = \mathbf{224.65 \text{ KN}}$

L'élancement

$$\lambda = 35$$

$$\alpha = 0.708$$

La section réduite

$$B_r = \frac{224.65 \times 10^3}{25.5 \times 0.708} = 124.43 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-2)^2$$

Annexes

⇒

$$a = \sqrt{Br} + 2 = \sqrt{124.43} + 2 = 13.16 \text{ cm}$$

On prend : $a = 35 \text{ cm}$

La vérification

$$B_r = (a-2)^2 = (35-2)^2 = 1089 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 3.06}{0.35} = 21.2 < 35$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.2}{35} \right)^2} = 0.791$$

$$\Rightarrow B_r = \frac{224.65 \times 10^3}{25.5 \times 0.791} = 11.13 \text{ cm}^2 < 1089 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Selon RPA :

Min (a,b) $\geq 25 \text{ cm}$ pour la zone I et II_a. CV

Min (a,b) $\geq 30 \text{ cm}$ pour la zone II_b et III. CV

Min (a,b) $\geq \frac{he}{20} = 15.3$ CV

$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} = 1 < 4$ CV

- Poteaux de rive E(1-3)

$$S = \left(\frac{1.85}{2} \right) \times \left(\frac{2.5}{2} \right) = 1.2 \text{ m}$$

Les éléments	Les charges permanentes G(KN)
Plancher étage	$1.2 \times 5.76 = 6.912$
Plancher terrasse	$1.2 \times 6.62 = 7.944$
Poutre principale 1	$25 \times 0.40 \times 0.3 \times 5 \times 2.55 = 38.25$
Poutre principale 2	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 5 \times 1.675 = 18.85$
Poutre secondaire	$25 \times 0.35 \times 0.30 \times 5 \times 1.925 = 25.27$
Poteau	$25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.885$

Annexes

La somme	104.11
----------	---------------

Tab7: La charge permanente revenant au poteau de rive

Les éléments	Les charges d'exploitation Q(KN)
Plancher étage	1.2×1.5=1.8
Plancher terrasse	1.2×1=1.2
La somme	3

Tab8: La charge d'exploitation revenant au poteau de rive

$$N_{\mu} = 1.35 \times (104.11) + 1.5 \times (3)$$

→ $N_{\mu} = 145.05 \text{ KN}$

Majoration	N _μ (KN)
Charges appliquées avant 90 jours	145.05×1.1=159.56
Poteau centrale	159.56×1.1=175.52

Tab9: La majoration de poteau de rive

Donc la charge verticale pondérée **$N_{\mu} = 175.52 \text{ KN}$**

L'élancement

$$\lambda = 35$$

$$\alpha = 0.708$$

La section réduite

$$B_r = \frac{175.52 \times 10^3}{25.5 \times 0.708} = 97.22 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow a = \sqrt{B_r} + 2 = \sqrt{97.22} + 2 = 11.86 \text{ cm}$$

On prend : a= 30 cm

La vérification

Annexes

$$B_r = (a-2)^2 = (30-2)^2 = 784 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0.7 \times 3.06}{0.30} = 24.73 < 35$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35} \right)^2} = 0.794$$

$$\Rightarrow B_r = \frac{175.52 \times 10^3}{25.5 \times 0.794} = 8.67 \text{ cm}^2 < 1089 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

Selon RPA :

$$\text{Min (a,b)} \geq 25 \text{ cm pour la zone I et II}_a \quad \text{CV}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq 30 \text{ cm pour la zone II}_b \text{ et III.} \quad \text{CV}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{a} = 1 < 4 \quad \text{CV}$$

4) Les voiles

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

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99

$$a > \frac{h_e}{20}$$

Avec:

a: L'épaisseur du voile

h_e: La hauteur libre d'étage $h_e = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$

$$\Rightarrow a > 13.3 \text{ m}$$

Annexes

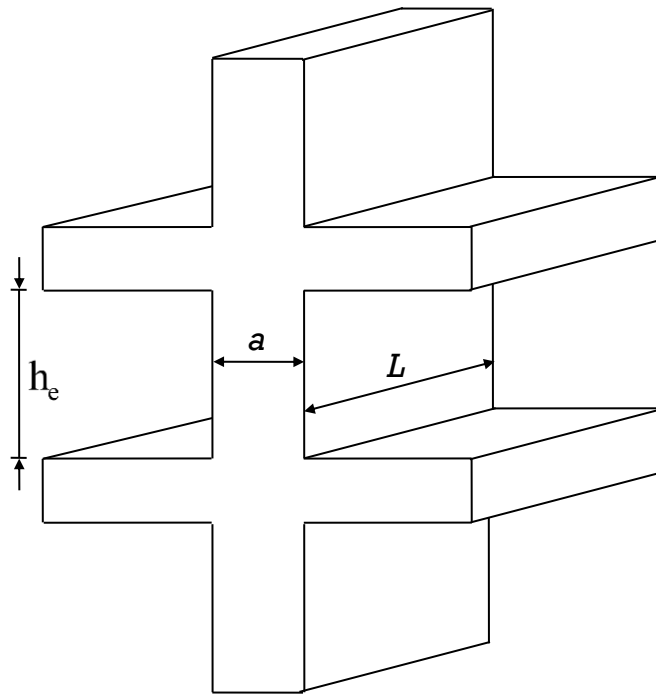


Fig4: Coupe de voile en élévation

Annexe3

Calcul des éléments secondaires

1) Les escaliers

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

On utilise la relation de Blondel :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$59 \leq g + 2(17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32$$



On prend $g = 30$ cm

Avec :

g : Largeur de la marche

h : La hauteur de contre marche

n : Le nombre de contre marche

H : Hauteur verticale de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux côtés.

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec : $L = 160 + \sqrt{(240)^2 + (153)^2} = 444.62 \text{ cm}$

$$\Leftrightarrow \frac{444.62}{30} \leq e \leq \frac{444.62}{20}$$

$$\Leftrightarrow e = 18 \text{ cm}$$

Annexes

a) Evaluation des charges

Charge permanente

Palier	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
Dalle pleine	$25 \times 0.18 = 4.5 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
G₁	6.09 KN/m^2

Tab10: Charge permanente de palier

Paillasse	
Carrelage	$22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
Poids propre de marche	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125 \text{ KN/m}^2$
Poids propre de paillasse	$25 \times \frac{0.18}{\cos(32.52)} = 5.34 \text{ KN/m}^2$
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
G₂	8.67 KN/m^2

Tab11: Charge permanente de palier

Annexes

Charge d'exploitation

$Q=2.5 \text{ KN/ m}^2$ [DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation]

Détermination des sollicitations

	ELU	ELS
	$q=1.35G+1.5Q$	$q=G+Q$
Palier q_1 (KN/m²)	11.97	8.59
Paillasse q_2 (KN/m²)	15.45	11.17

Tab12: la charge du palier et paillasse

Le calcul se fait par une bande de 1 ml

À l'ELU

$$q_1 = 11.97 \times 1 = 11.97 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 15.45 \times 1 = 15.45 \text{ KN/m}$$

À l'ELS

$$q_1 = 8.59 \times 1 = 8.59 \text{ KN/m}$$

$$q_2 = 11.17 \times 1 = 11.17 \text{ KN/m}$$

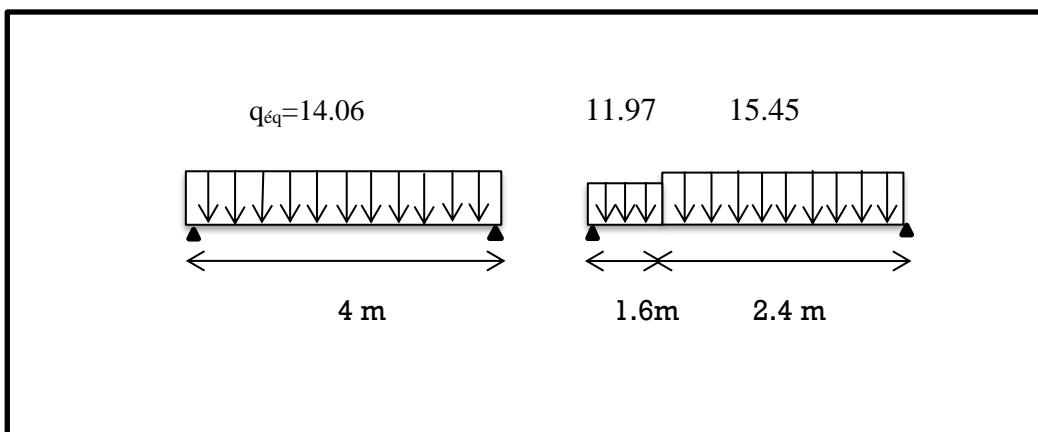


Fig5: Schéma statique de volée

Annexes

La charge équivalente : $q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \times L_i}{\sum L_i}$

Le moment isostatique : $M_0 = \frac{q_{\text{éq}} \times L^2}{8}$

L'effort tranchant : $T = q_{\text{éq}} \times \frac{L}{2}$

	ELU	ELS
La charge équivalente (KN/m)	14.06	10.14
Le moment isostatique (KN.m)	28.12	20.28
L'effort tranchant (KN)	28.12	20.28

Tab13: Sollicitations d'escalier

	ELU	ELS
Moment au travée $M_{tu}=0.65M_0$ (KN.m)	18.28	13.18
Moment sur appuis $M_{au}=0.4 M_0$ (KN.m)	11.24	8.11

Tab14 : Les moments

b) Calcul de ferrailage

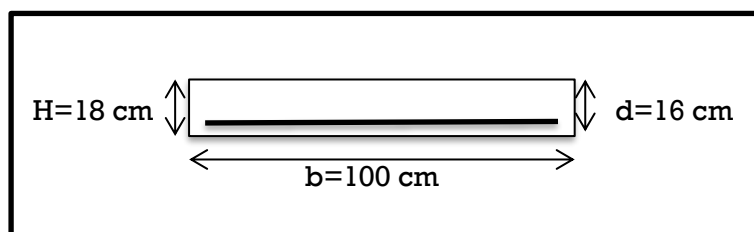


Fig6: Section a ferrailée

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple :

- À mi travée

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.05 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

D'après le tableau 6:

Annexes

$$\begin{cases} \alpha = 0.0641 \\ \beta = 0.974 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta d \sigma_{st}} = 3.37 \text{ cm}^2$$

Vérification

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18.28}{13.18} = 1.387$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.4435 > \alpha = 0.0747 \dots\dots CV$$

Donc on garde le ferrailage de l'ELU

- Ferrailage sur appuis

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0.031 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.03935 \\ \beta = 0.9845 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta d \sigma_{st}} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Vérification

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{11.24}{8.11} = 1.386$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.443 > \alpha = 0.0498 \dots\dots CV$$

Donc on garde le ferrailage de l'ELU

c) Vérification

- Condition de non fragilité

Section minimale d'armatures : (art A.4.2.1 BAEL91)

Annexes

$$A^1_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.932 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A^2_{\min} = 0.001bh = 1.8 \text{ cm}^2$$

	A_s (cm ²)	A^1_{\min} (cm ²)	A^2_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Travée	3.37	1.932	1.8	3.37	4Ø12=4.52
Appuis	2.05	1.932	1.8	2.05	4Ø12=4.52

Tab15 : Section d'armature principale de l'escalier

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

	à mi travée	sur appuis	Le choix
Armatures de répartition	1.13	1.13	4Ø10=3.14

Tab16: Section d'armature de répartition

L'espacement entre les armatures : (art 8.2.42. BAEL 91)

Armatures longitudinales

$$S_l = \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Armatures transversales

$$S_l = \min\{4h; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis : } S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Annexes

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau < \tau_{adm}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} \tau_{adm} < \min\{0.13f_{c28}; 5MPa\} = 3.25MPa \\ \tau = \frac{T_U}{bd} = \frac{28120}{1000 \times 160} = 0.176 MPa \end{cases} \quad CV$$

2) Poutre palière

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

a) Pré dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$\text{Avec : } l = 3.9 \text{ m} \Rightarrow 26 \leq h \leq 39$$

$$\text{On prend } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Conditions minimales du RPA99

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

Donc

Poutre palière (35×30) cm

b) Evaluation des charges

La poutre palière est soumise à :

a- Son poids propre 'pp'

$$G_1 = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.625 \text{ KN/m}$$

Annexes

b- Les réactions d'escalier :

$$G_2 = \frac{28.12}{3.9} = 7.21 \text{ KN/m}$$

c- Poids du mur extérieurs :

$$G_3 = 2.76 \times 1.53 = 4.22 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow G = 2.625 + 7.21 + 4.22 = 14.06 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

	ELU	ELS
q (KN)	22.73	16.56
M₀ (KN.m)	43.22	31.48

Tab17 : Le moment de la poutre palière

c) **Calcul de ferrailage :**

Le calcul se fait à la flexion simple

	M	μ	α	β	A _s (cm ²)	A' (cm ²)	Choix	A _s ^{choi} (cm ²)
Appuis	17.29	0.04	0.005	0.998	1.56	0	4Ø12	4.52
Travée	28.1	0.064	0.0828	0.967	2.61	0	4Ø12	4.52

Tab18: Section d'armature de la poutre palière

d) **La vérification**

Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

La fissuration est peut nuisible donc

Annexes

$$\tau_{adm} < \min\{0.13f_{c28}; 5MPa\} = 3.25MPa$$

$$\tau = \frac{T_U}{bd} = \frac{28120}{300 \times 320} = 0.29 MPa$$

CV

Vérification de la flèche

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow \left(\frac{35}{390}\right) = 0.089 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{30 \times 32} = 0.005 < 0.011 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.089 > 0.062 \quad \text{CV}$$

Les (3) conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Donc la flèche est vérifiée.

e) Schéma de ferrailage

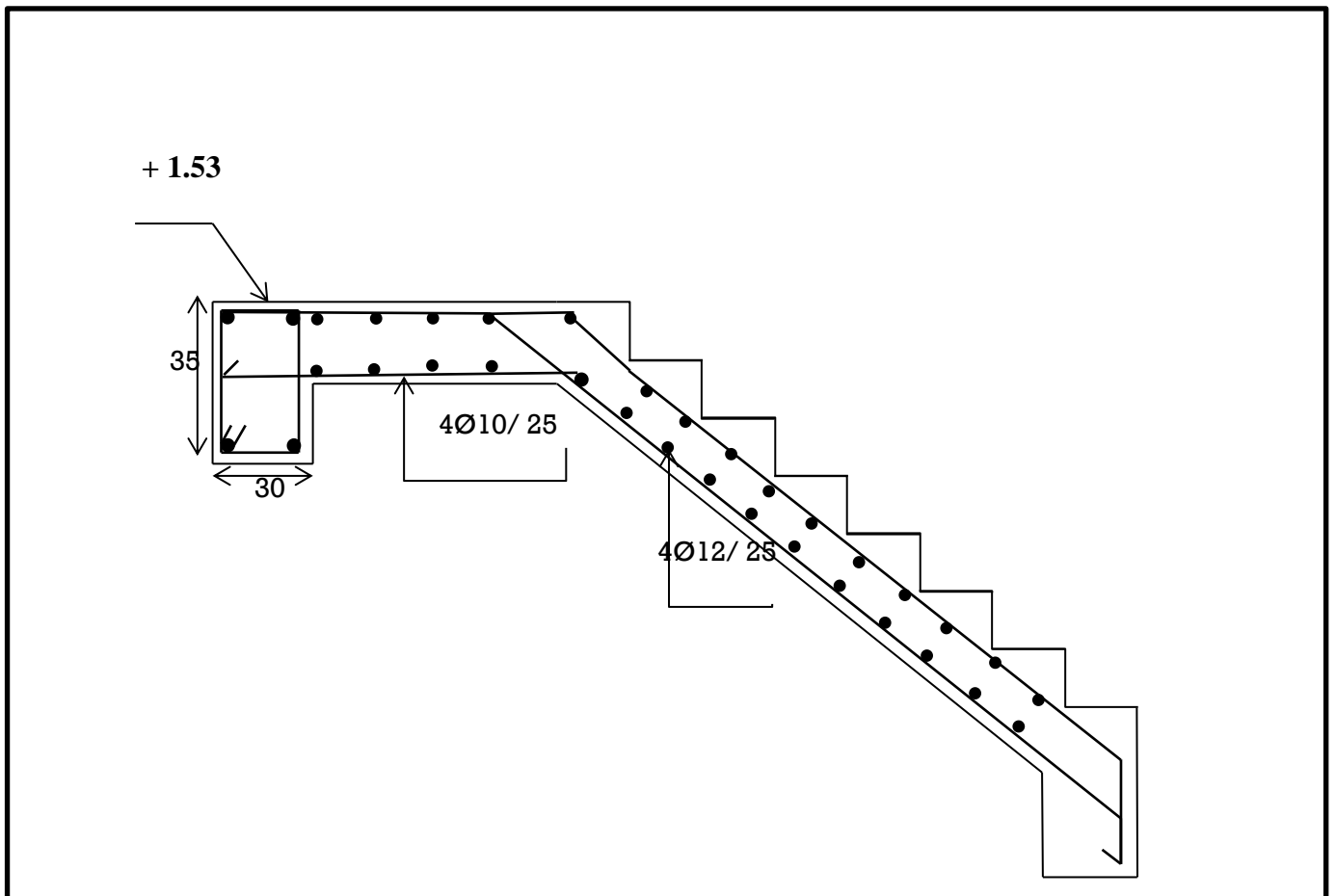


Fig7 : Ferrailage de l'escalier

Annexes

3) L'acrotère

- Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation

La surface : $S = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2} \right) \right] = 0.0585 m^2$

Charge permanente		
	Poids propre	$25 \times 0.0585 \times 1 = 1.4625 \text{ KN}$
	Poids d'enduit extérieur (ciment: e=1.5 cm)	$18 \times 0.015 \times 0.5 \times 1 = 0.135 \text{ KN}$
	Poids d'enduit intérieur (ciment: e=2 cm)	$18 \times 0.02 \times 0.5 \times 1 = 0.18 \text{ KN}$
	G=1.7775 KN	
Charge d'exploitation	Q=1KN	

Tab19 : La charge de l'acrotère

La force sismique : la force sismique horizontale F_p est donnée d'après le RPA99 art.6.2.3 par la formule suivante :

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

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1-RPA99) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1-RPA99)

W_p: Poids de l'élément considéré

On a :

$$\begin{cases} \text{la zone I} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.08$$

$$C_p = 0.8$$

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 1.7775 = 0.455 \text{ KN}$$

Annexes

- Calcul des sollicitations

Centre de gravité

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} \qquad y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} x_G = 0.063m \\ y_G = 0.277m \end{cases}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 1.7775 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times y_G = 0.455 \times 0.277 = 0.126 \text{ KN.m}$$

Combinaison d'action

	RPA99	ELU	ELS
Combinaison d'action	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	1.7775	2.4	1.7775
M (KN .m)	0.626	0.75	0.5

Tab20 : Les combinaisons d'action

La combinaison plus favorable est : $1.35G+1.5Q$

Calcul de l'excentricité a l'ELU

Elle est définie par la relation selon les documents basés sur les règles BAEL91 :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e₁ : Excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales.

e₂ : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales. (art A.4.4.31 BAEL91)

Annexes

$$\text{D'où : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{2.4} = 0.313 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2+\alpha\phi) = \frac{3 \times 1^2}{10000 \times 0.1} (2 + 0 \times 2) = 0.006 \text{ m} \quad (\text{RPA article A.4.3.5})$$

Avec :

l_f: Longueur de flambement

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.5 = 1 \text{ m} \quad (\text{pour une structure encastrée d'un côté et libre de l'autre coté})$$

φ: Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée (φ généralement égale à 2).

α: Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0 \quad (\text{RPA article A.4.3.5})$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \text{ cm} \right\} = \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{50}{250} = 0.2 \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } e = 0.313 + 0.02 + 0.006 = 0.34 \text{ m}$$

Centre de pression

$$\text{On a : } \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.017 < e = 0.34$$

Donc le centre de pression est à l'extérieur de l'intervalle $\left[\frac{-h}{6} ; \frac{+h}{6} \right]$, la section donc est partiellement comprimée et son ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uf}

Sollicitation majorée

$$\begin{cases} N_u = 2.4 \text{ KN} \\ M_u = M_u + N_u \times e = 0.75 + 2.4 \times 0.34 = 1.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Calcul de ferrailage

$$M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.57 + 2.4 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.642 \text{ KN.m}$$

Annexes

Le moment réduit : $\mu = \frac{M_{uf}}{bd^2\sigma_{bc}} = 0.018 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023 \\ z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08m \end{cases}$$

$$A = \frac{M_{uf}}{Z \times \sigma_s} = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.64 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'ELU:

Condition de non fragilité (art A.4.2.1 BAEL91)

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 0.97 \text{ cm}^2 > A_s = 0.64 \text{ cm}^2$$

Donc on prend $A_{s \min}$ qui correspond à 4Ø8 avec $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Vérification au cisaillement : on doit vérifier que :

$$\tau < \tau_{adm} \quad \text{avec: } \tau = \frac{V_u}{bd}$$

$$V_u = F_p + Q = 0.455 + 1 = 1.455 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{1.455 \times 1000}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} < \min\{0.1f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau = 0.018\text{MPa} < \tau_{adm} = 2.5\text{MPa} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On adopte 4Ø6 avec $A_r = 1.13 \text{ cm}^2$

Annexes

L'espacement

$$S_t = \frac{b}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{t \min} < \min(3h, 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t \min} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t < S_{t \min} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$S_{\text{rép}} = 15 \text{ cm} \leq S_{\min} = \min[4h = 40 \text{ cm}; 40 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$$

- Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} N_{\text{ser}} = 1.7775 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 0.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc \text{ adm}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201.63 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \end{cases}$$

$$\begin{cases} y = -\frac{15}{b} A_s + \sqrt{\left(\frac{15 A_s}{b}\right)^2 - \frac{30 A_s d}{b}} \\ I = \frac{b y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2 \end{cases}$$

Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc \text{ adm}}$ (MPa)	$\sigma_{s \text{ adm}}$ (MPa)	conclusion
1.92	1350.47	0.71	33.77	15	201.63	Vérifiée

Tab21: Vérification à l'ELS

Annexes

- Schéma de ferrailage

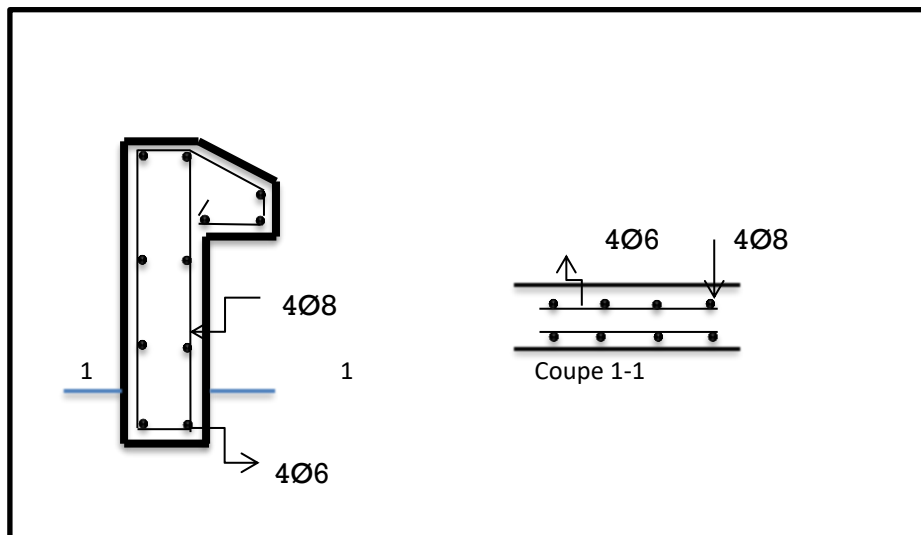


Fig8 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

Annexe 4

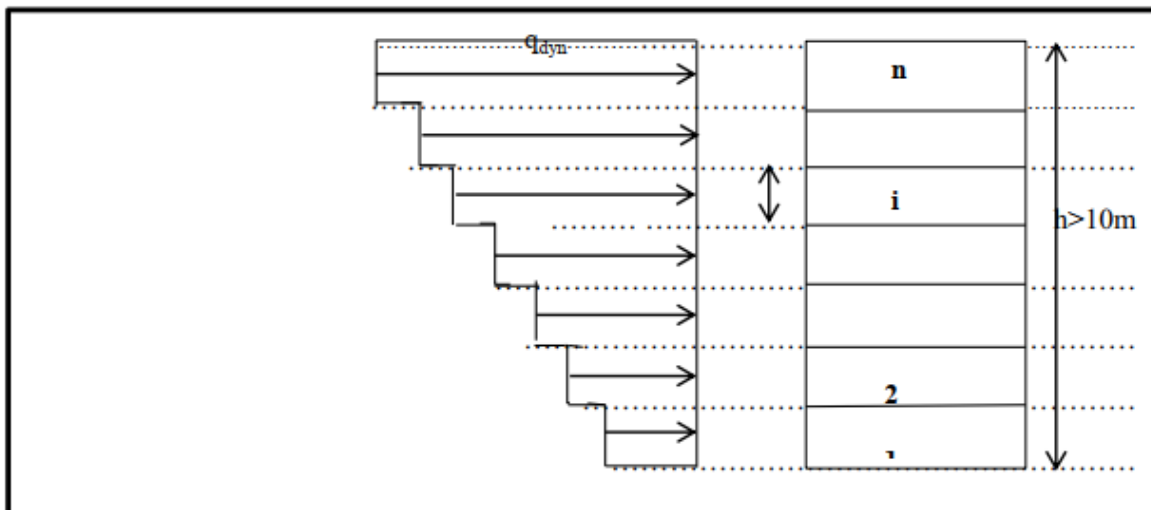
Étude du vent

1) Pression dynamique du vent q_{dyn}

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99. La procédure qui nous convient pour notre cas est :

Les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage ; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la construction.

Annexes



La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la formule (2.12 RNV99) :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times c_e(Z_j)$$

2) Pression dynamique de référence $q_{réf}$

$q_{réf}$: Est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

Avec : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ zone1 (Boumerdas) (pour les deux directions).

3) Coefficient D'exposition c_e

Ce coefficient tient compte des effets de rugosité de terrain, de la topographie de site, de la hauteur au-dessus du sol et de la nature turbulence du vent.

Pour une structure peu sensible aux excitations dynamiques $cd < 1.2$; le coefficient est donné par la formule (2.13 RNV99) :

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right]$$

C_t : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Annexes

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

$$\text{Site plat} \rightarrow C_t(Z) = 1$$

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent ; sa valeur est définie par la loi logarithmique (formule 2.15 RNV99)

$$Z < Z_{\min} \rightarrow C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right)$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{\min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

La structure sera implantée en zone urbaines ; d'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$$K_T = 0,24.$$

$$Z_0 = 1 \text{ m.}$$

$$Z_{\min} = 16 \text{ m}$$

Pour les deux directions (V_1, V_2)

4) Coefficient de pression extérieur C_{pe}

Les coefficients de pression externe des constructions à base rectangulaire sont définis pour des surfaces chargées de 1m^2 et 10m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$. C_{pe} s'obtient à partir des formules (5.1 RVN99)

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si : } S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si : } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{si : } S \geq 10\text{m}^2$$

Annexes

- Paroi verticale

$$e = \text{Min} (b, 2h)$$

Directions	b (m)	2h (m)	e (m)	S (m ²)
V ₁	21	30.6	21	64.26
V ₂	26.45	30.6	26.45	80.94

Tab22: Détermination de la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe} = C_{pe.10}$

- Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure c'est après. Le coefficient $C_{pe.10}$ est donné dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

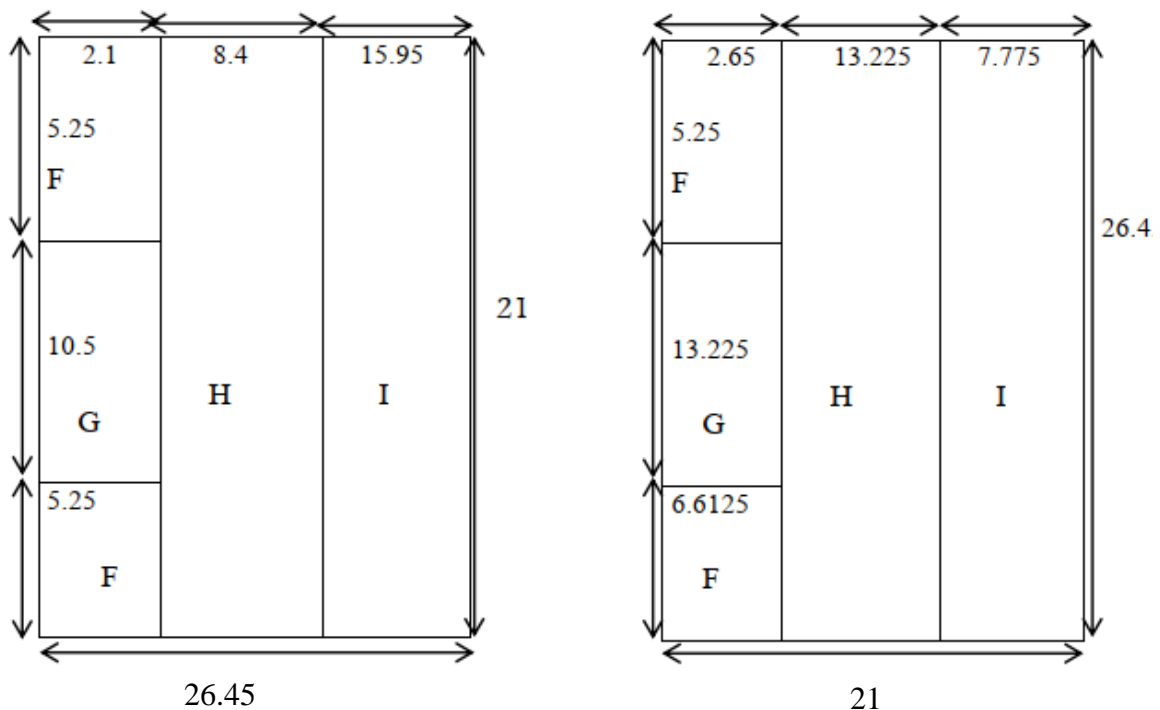


Fig10: Légende pour la toiture plate pour les deux directions.

Annexes

5) Pression du vent

Pour les constructions de catégorie I, le calcul est fondé sur la détermination de la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées rigides.

Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent q_j on utilise la formule 2.1 (RNV99 .P.40):

$$q_j = C_d \times W(Z_j)$$

W_j : est obtenu à l'aide de formule 2.2 (RNV99.P.40) :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

6) La force de frottement

Une force complémentaire doit être introduite pour les constructions allongées de catégorie I pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit le rapport $\frac{d}{b} \geq 3$, soit le rapport $\frac{d}{h} \geq 3$ où b (en m) est la dimension de la construction perpendiculaire au vent, h (en m) est la hauteur de la construction, et d (en m) est la dimension de la construction parallèle au vent.

7) Détermination de la force résultante

La force résultante R se décompose en deux forces ; horizontale et verticale (voir la figure ci-après) :

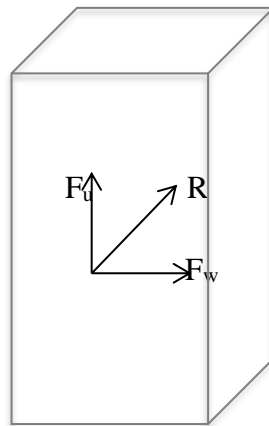


Fig11: La force résultante R du vent.

Annexes

F_w : Correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : Composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante R est donnée par la formule 2.9 (RNV99.P.44) :

$$F = \sum (q_i \times S_i) + \sum F_{fij}$$

\sum : la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j: Pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

S_j: Aire de l'élément de surface j.

L'ensemble des résultats est porté dans les tableaux suivants :

1) Pression dynamique de référence q_{réf}

$$q_{réf} = 575 \text{ N/m}^2 \quad \text{zone III (Laghouat)} \quad (\text{pour les deux directions}).$$