

Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2023

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

KERMIA Hadjer
SID AHMED Manel

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Option : **Structure**

Thème :

**Influence De L'emplacement Du Noyau Central Sur Le
Comportement De Bâtiment R+9 avec trois sous-sol**

Devant le jury composé de :

Mr : BOUAMRA MCB
Mr : AOUADI Abdelhak MCB
Mr : AIT AHMAD MAA

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinateur

Année Universitaire 2022/2023

DEDICACE

C'est avec les sentiments les plus sincères et profonds de mon cœur

que je dédie humblement ce travail :

À ma mère, la meilleure personne au monde, qui a toujours été à mes côtés et m'a soutenue tout au long de ma vie, tu es la source de mon inspiration et de mon courage.

À mon père, qui a sacrifié sa vie entière pour me voir devenir la personne que je suis aujourd'hui. Rien au monde ne peut égaler les efforts qu'il a déployés jour et nuit pour mon éducation et mon bien-être.

Un grand merci à mes très chères sœurs : HALIMA, FAIZA, LILIA, IKRAM.

Un grand merci à tous mes amis qui ont constamment été là pour m'aider et me conseiller.

À mon binôme MANEL et sa famille.

Un grand merci à tous mes collègues de promotion en Génie Civil.

HADJER KERMIA

DEDICACE

C'est avec les sentiments les plus sincères et profonds de mon cœur

Que je dédie humblement ce travail :

À ma mère, la meilleure personne au monde, qui a toujours été à mes côtés et m'a soutenue tout au long de ma vie, tu es la source de mon inspiration et de mon courage.

À mon père, qui a sacrifié sa vie entière pour me voir devenir la personne que je suis aujourd'hui. Rien au monde ne peut égaler les efforts qu'il a déployés jour et nuit pour mon éducation et mon bien-être.

Un grand merci à mes chers grands parents.

Un grand merci à mes très chers frères : MOHAMED ISLAM, ABDELHAK.

Un grand merci à tous mes amis qui ont constamment été là pour m'aider et me conseiller.

À mon binôme HADJER et sa famille.

Ma petite masha.

Un grand merci à tous mes collègues de promotion en Génie Civil.

MANEL SIDAHMED

Remerciements

Nous exprimons toute notre gratitude et nos remerciements à Allah, le Tout-Puissant, qui nous a accordé la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous exprimons notre profonde gratitude envers nos chers parents et nos familles qui nous ont toujours encouragés.

Nous adressons nos sincères remerciements à notre encadreur, **Mr : AOUADI ABDELHAK**, pour avoir accepté de nous guider tout au long de ce travail et nous orienter dans la bonne direction.

Nous profitons également de cette occasion pour exprimer notre reconnaissance envers les membres du jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et de fournir les critiques nécessaires pour améliorer la qualité de cet ouvrage.

Nous exprimons également notre gratitude envers l'ensemble des enseignants du département de génie civil.

Enfin, nous souhaitons également remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Nous vous remercions tous et toutes de tout cœur.

Résumé :

Les études menées sur les dommages causés aux constructions par les séismes ont démontré que les structures renforcées par des murs de contreventement présentent de bonnes performances en termes de comportement sismique.

L'objectif de cette étude est de mettre en évidence l'influence du choix de l'emplacement et des longueurs totales des murs de contreventement sur la rigidité, la stabilité et le coût d'un projet.

Pour cela, un bâtiment en béton armé à 9 étages avec 3 sous-sols a été modélisé par le logiciel ETABS v18.

Les résultats trouvés après analyse montrent que la variante 1 représente la meilleure disposition en termes de rigidité, de déplacements, d'effort tranchant à la base et de limitation de la torsion d'ensemble.

Mots clés : Séisme, Voile en béton armé, Rigidité, ETABS.

Abstract :

Studies on the damage caused to buildings by earthquakes have shown that structures reinforced with bracing walls exhibit good performance in terms of seismic behavior.

The objective of this study is to highlight the influence of the choice of location and total lengths of bracing walls on the stiffness, stability, and cost of a project.

To achieve this, a 9-story concrete building with 3 basements was modeled using ETABS v18.

The results obtained after analysis indicate that Variant 1 is the best arrangement in terms of stiffness, displacements, shear force at the base, and overall torsion limitation.

Keywords : earthquake, reinforced concrete wall, rigidity, ETABS.

ملخص

أظهرت الدراسات المجراة على الأضرار التي تسببها الزلازل للمباني أن الهياكل المعززة بجدران تثبيت تظهر أداءً جيداً من حيث السلوك الزلزالي.

هدف هذه الدراسة هو إبراز تأثير اختيار موقع وأطوال جدران التثبيت على الصلابة والاستقرار. توضح نتائج التحليل التي تم الحصول عليها أن النسخة رقم 1 هي الترتيب الأفضل من حيث الصلابة والانزياحات والقوة العمودية في القاعدة.

الكلمات المفتاحية: زلزال، جدار خرساني مسلح، صلابة. ETABS

Sommaire

DEDICACE

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

ملخص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

LISTE DES ABREVIATIONS

INTRODUCTION GENERALE.....1

Chapitre I : Système de contreventement

I.2. Système de contreventement :.....	3
I.3. Principes de bases de contreventement :.....	3
I.4. Rôle et constitution du contreventement :.....	4
I.4.1. Contreventement horizontal (Diaphragme) :.....	4
I.4.2. Contreventement vertical :.....	5
I.5. Différents types de contreventement :.....	5
I.5.1. La triangulation (treillis) :.....	5
I.5.2. Les cadres (portique):.....	6
I.5.3. Le remplissage (voile, diaphragme) :.....	7
I.5.4. Noyau de stabilité :.....	8
I.6. Solutions mixtes :.....	9
I.7. LA DISPOSITION ET TORSION DES VOILES DANS LES BATIMENTS :.....	10
I.7.1. Méthodes d'implantation des murs de contreventements:.....	10
I.7.2. Influence de la torsion sur les systèmes de renforcement :.....	11
Conclusion :.....	14

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et Pré-dimensionnement

II.1. Introduction :.....	16
---------------------------	----

II.2. Description de l'ouvrage :	16
II.3. Caractéristique géométrique de L'ouvrage :	16
II.4. Pré dimensionnement des planchers :	17
II.4.1. Plancher à corps creux :	17
II.4.2. Plancher nervurée :	18
II.4.3. Pré dimensionnement des poutres :	18
II.4.3.1. Les poutres principales :	19
II.4.3.2. Les poutres secondaires :	20
II.5. Pré dimensionnement des voiles :	21
II.6. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :	22
II.6.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :	22
II.6.2. Plancher étage courant (corps creux) :	23
II.6.3. Plancher commerce (nervuré) :	24
II.6.4. Plancher parking (nervuré) :	25
II.6.6. Surcharges d'exploitation :	25
II.7. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux :	26
II.7.1. Poteau centrale :	28
II.7.2. Poteau rive :	31
II.8. Conclusion :	34

Chapitre III : Présentation des résultats

III.1. Introduction :	36
III.2. Etapes de modélisation:	36
III.3. Vérification des calculs de RPA99/version2003 :	37
III.3.1. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :	37
III.4. Analyse de la variante 1 :	42
III.4.1. Mode de vibration et périodes :	43
III.4.2. Période fondamentale de la structure :	43
III.4.3. Calcul de l'excentricité :	44
III.4.4. Effort tranchant à la base :	45
III.4.5. Déplacements relatifs :	45
III.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :	46
III.5. Analyse de la variante 2 :	49
III.5.1. Mode de vibration et périodes :	49
III.5.2. Période fondamentale de la structure :	50
III.5.3. Calcul de l'excentricité :	50
III.5.4. Effort tranchant à la base :	50

III.4.5. Déplacements relatifs :	51
III.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :	52
III.6. Analyse de la variante 3 :	53
III.6.1. Mode de vibration et périodes :	53
III.6.2. Période fondamentale de la structure :	53
III.6.3. Calcul de l'excentricité :	54
III.6.4. Effort tranchant à la base :	54
III.6.5. Déplacements relatifs :	55
III.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :	56
III.7. Conclusion :	56

Chapitre IV : Discussion des résultats

IV.1. Introduction :	58
IV.2. Etude comparative entre les différentes variantes :	58
IV.2.1. Période propre du bâtiment pour les différentes variantes :	58
IV.2.2. Excentricités :	59
IV.2.3. Effort tranchant à la base :	60
IV.2.4. Déplacement relatifs :	61
IV.2.5. Effet P-Delta :	62
IV.3. Conclusion :	63

CONCLUSION GENERALE.....66

BIBLIOGRAPHIE68

ANNEXES

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et Pré-dimensionnement

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.	23
Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.	24
Tableau II. 3: Charges permanentes de plancher nervuré (commerce)	24
Tableau II. 4: Charges permanentes de plancher nervuré (parking).....	25
Tableau II. 5: surcharges d'exploitation.....	25
Tableau II. 6: dimensionnement des Poteaux.....	30
Tableau II. 7 : vérification des poteaux aux exigences du RPA.....	31
Tableau II. 8 : Dimensionnement des Poteaux	33
Tableau II. 9 : vérification des poteaux aux exigences du RPA.....	34

Chapitre III : Présentation des résultats

Tableau III. 1: Coefficient d'accélération de zone « A »	38
Tableau III. 2 : valeurs du coefficient de comportement « R »	38
Tableau III. 3 : Valeur des pénalités P_q	39
Tableau III. 4 : Valeurs du coefficient CT	40
Tableau III. 5 : Valeur de T_1 et T_2	41
Tableau III. 6 : Valeurs de $\square(\%)$	42
Tableau III. 7 : Modes propres de la structure.	43
Tableau III. 8 : vérification de la période fondamentale.	44
Tableau III. 9 : vérification de l'excentricité.....	44
Tableau III. 10 : Vérification de la force sismique à la base.....	45
Tableau III. 11 : vérification de déplacement inter-étages suivant le sens X... Erreur ! Signet non défini.	
Tableau III. 12 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens Y.....	46
Tableau III. 13 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens X.	47
Tableau III. 14 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens Y.	48
Tableau III. 15 : Modes propres de la structure.	49
Tableau III. 16 : vérification de la période fondamentale	50
Tableau III. 17 : vérification de l'excentricité.....	50

Tableau III. 18 : Vérification de la force sismique à la base.....	50
Tableau III. 19 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens X.....	51
Tableau III. 20 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens Y.....	51
Tableau III. 21 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens X	52
Tableau III. 22 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens Y.	52
Tableau III. 23 : à considérer : 11modes.	53
Tableau III. 24 : vérification de la période fondamentale.	54
Tableau III. 25 : vérification de l'excentricité.....	54
Tableau III. 26 : Vérification de la force sismique à la base.....	54
Tableau III. 27 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens X.....	55
Tableau III. 28 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens Y.....	55
Tableau III. 29 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens X	56
Tableau III. 30 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens Y.	56

Chapitre IV : Discussion des résultats

Tableau IV. 1 : Période fondamentale des variantes étudiées.	58
Tableau IV. 2 : Excentricité des variantes étudiées.	59
Tableau IV. 3 : Force sismique des variantes étudiées.	60
Tableau IV. 4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées.	61
Tableau IV. 5 : Effet P-Delta des variantes étudiées.	62

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Système de contreventement

Figure I. 1: Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux [2]	4
Figure I. 2: Effondrement total de la structure. (Séisme de Kalamata Grèce 1987) [2]	5
Figure I. 3: Contreventement triangulés. [2].....	6
Figure I. 4: Pans de contreventement triangulés. [5]	6
Figure I. 5: Structure contreventé par portiques [2].....	7
Figure I. 6: Système de portiques avec intervalles entre les travées [5]	7
Figure I. 7: Renfort longitudinal d'une construction , Organisation des éléments de rigidité [5]	8
Figure I. 9: Vue en plan d'un bâtiment à Noyau de stabilité [2]	9
Figure I. 10: [6].....	9
Figure I. 11: Dispositions de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation [6].....	10
Figure I. 12: Exemples pratiques de résistance à la torsion des murs .[6].....	11
Figure I. 13: Performance en torsion de systèmes de murs inélastiques. [6].....	12
Figure I. 14: Capacité de résistance latérale par des noyaux en béton armé. [6].....	13

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et Pré-dimensionnement

Figure II. 1: Zone d'étude	16
Figure II. 2: Coupe de voile en élévation. [7].....	21
Figure II. 3: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible. [7]	22
Figure II. 4: Détail de plancher corps creux étage courant. [7]	23

Chapitre III : Présentation des résultats

Figure III. 1: Modèle en 3D.....	37
Figure III. 2: l'emplacement de noyau central dans la variante 1.	42
Figure III. 3: l'emplacement de noyau central dans la variante 2.	49
Figure III. 4: l'emplacement de noyau central dans la variante 3.	53

Chapitre IV : Discussion des résultats

Figure IV. 1: Période fondamentale des variantes étudiées.....	58
Figure IV. 2 : l'excentricité des variantes étudiées.....	59
Figure IV. 3 : Forces sismiques des variantes étudiées.....	60
Figure IV. 4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées	61
Figure IV. 5 : Effet P-Delta des variantes étudiées.....	63

LISTE DES ABREVIATIONS

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

ELU : Etat limite ultime

ELS : Etat limite service

V : Force sismique totale, effort tranchant

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement

D : Facteur d'amplification dynamique

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

W_i : Poids sismique au niveau « i »

W_p : Poids propre de l'acrotère

C_T : Coefficient de période

β : Coefficient de pondération

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

B : Aire d'une section de béton

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime

σ_{st} : Contrainte de traction de l'acier

σ_{bc}, f_{bu} : Contrainte de compression du béton

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte de traction admissible de l'acier

G : Charge permanente, Module de cisaillement

Q : Charge d'exploitation, Facteur de qualité

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

σ_{moy} : Contrainte moyenne

σ_{sol} : Contrainte du sol

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement

$\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime admissible de cisaillement

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

ε_s : Déformation de l'acier

C_p : Facture de force horizontale pour les éléments secondaires

A_s : Aire d'une section d'acier

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement

B_r : Section réduite

V : Effort tranchant a la base

T : Effort tranchant, Période

L : Longueur ou portée

λ : Elancement

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours

E : Charge accidentelle, module de Young

E_{ij} : Module d'élasticité instantané

E_{vj} : Module d'élasticité différé

E_s : Module d'élasticité de l'acier

η : Coefficient de fissuration, Coefficient de correction d'amortissement

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier, Poids spécifique des grains

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton, Poids propre de béton

γ_d : Poids spécifique du sol sec

Introduction générale

Généralité :

En général, dans les études en cours concernant le contreventement des structures, on se concentre souvent sur la justification de la stabilité sans prendre en compte le choix qui garantirait une sécurité optimale ou un cout minimal.

Le choix de l'emplacement du noyau central dans une construction est crucial pour assurer sa stabilité et sa résistance aux charges verticales et horizontales, notamment lors de séismes.

Différents emplacements du noyau central peuvent influencer la rigidité globale du bâtiment, sa capacité à résister aux forces sismiques et sa déformation.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment polyvalent situé à Bouira, comprenant des espaces résidentiels, commerciaux et un parking. Il est composé de RDC, de 9 étages et de trois sous-sols. La zone de Bouira est classée comme une (Zone IIa) conformément aux normes du (RPA/99 VER2003).

Structure du mémoire :

Ce travail est ainsi distribué en quatre chapitres exprimés comme suit :

Chapitre I : Système de contreventement.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et Pré-dimensionnement.

Chapitre III : Présentation des résultats.

Chapitre IV : Discussion des résultats.

Chapitre I

Systeme de contreventement

I.1. Introduction :

Le contreventement d'un immeuble comprend des éléments verticaux qui assurent sa stabilité face aux sollicitations horizontales (pression du vent sur les façades, secousses sismiques, chocs de véhicules...).

L'effet des charges verticales est généralement estimé de manière simplifiée, en proportion des surfaces de plancher. Les résultats obtenus de cette manière sont généralement suffisamment proches de la réalité, et un calcul plus précis qui prendrait en compte les différentes phases de la construction (tels que le fluage et le retrait) n'est nécessaire que dans le cadre de structures exceptionnelles, lors de l'exécution. [1]

Dans ce chapitre, nous allons présenter la définition, le principe, le rôle de contreventement ensuite on donner des notions générales et Différents types sur les contreventements.

I.2. Système de contreventement :

Un ensemble d'éléments de construction conçu pour assurer la rigidité et la stabilité face aux forces horizontales générées par le vent, les séismes, les inondations, les chocs, etc...[2]

I.3. Principes de bases de contreventement :

La conception du contreventement doit être envisagée dès le stade de la conception, car la géométrie globale et la disposition des éléments les plus rigides en plan jouent un rôle crucial dans la répartition appropriée des charges au sein de la structure. Il est préférable de privilégier des formes simples et compactes, tandis que les configurations en U ou en L doivent être évitées car elles entraînent Déficit d'attention des contraintes aux angles et provoquent une torsion globale. De plus, L'arrangement en veille des éléments de stabilisation est essentiel.

Une orientation ou une répartition inadéquats des éléments rigides entraînent inévitablement une torsion des planchers, ce qui engendre des contraintes supplémentaires dans les éléments de contreventement.

Effectivement, la notion de torsion est cruciale dans l'analyse des structures par rapport aux forces horizontales. Il est possible d'éviter la torsion en alignant le centre de torsion avec le point d'application de la charge. Par exemple, lorsqu'une structure est soumise à des forces dues au vent, l'adoption d'un système de contreventement symétrique constitue une bonne solution pour prévenir la torsion. [3]

I.4. Rôle et constitution du contreventement :

Le contreventement a donc pour objectifs principaux :

- Assurer la stabilité des structures qui ne sont pas intrinsèquement auto-stables vis-à-vis des charges horizontales, en transmettant ces charges jusqu'au terre.
- Rigidifier les constructions, car des déformations excessives de la structure peuvent causer des dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

En ce qui concerne la réalisation d'une construction résistante aux séismes, le contreventement comprend nécessairement deux familles d'éléments qui assurent la stabilité horizontale et verticale de la structure :

- Contreventement horizontal (diaphragme)
- Contreventement vertical (portiques, murs, etc...). [4]

I.4.1. Contreventement horizontal (Diaphragme) :

Le contreventement horizontal est généralement réalisé par des dispositions constructives au niveau des planchers et de la toiture. Il peut être assuré soit par la création d'un diaphragme, qui est une surface rigide reliant les différents éléments de Système, soit par la réalisation de poutres de contreventement au vent, qui sont généralement obtenues par triangulation, c'est-à-dire en formant des triangles pour renforcer la résistance aux charges horizontales. [2]

Diaphragme : Lorsque les planchers sont assez rigides pour ne pas se déformer sous l'impact des forces horizontales agissant dans leur plan, cela crée ce qu'on appelle l'"effet diaphragme". Cela permet de simplifier l'analyse en supposant que ces forces se répartissent ensuite de manière proportionnelle dans les éléments de contreventement en fonction de leur rigidité. [2]

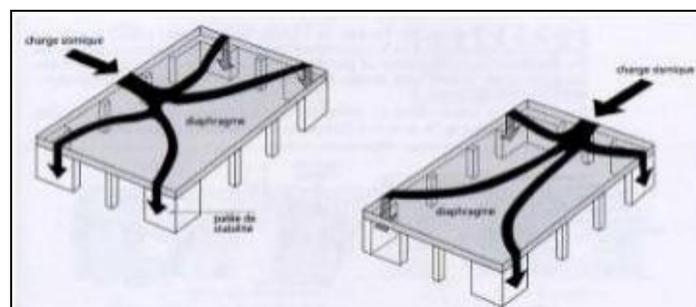


Figure I. 1: Distribution de l'effort horizontal du diaphragme aux contreventements verticaux [2]

I.4.2. Contreventement vertical :

L'absence de contreventement vertical parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme.



Figure I. 2: Effondrement total de la structure. (Séisme de Kalamata Grèce 1987) [2]

Il est fréquent que certaines structures, telles que les ossatures en poteaux et poutres, ne possèdent pas la rigidité nécessaire pour faire face aux charges horizontales. Dans de tels cas, l'ajout d'éléments résistant à ces charges est essentiel pour garantir leur stabilité. Ces éléments supplémentaires assurent la résistance et la rigidité nécessaires pour absorber les forces horizontales, garantissant ainsi la stabilité de la structure dans son ensemble. [2]

I.5. Différents types de contreventement :

I.5.1. La triangulation (treillis) : Il s'agit du type le plus courant, où les treillis en forme de N conviennent bien lorsque les inversions d'efforts ne sont pas présentes. Toutefois, en cas d'inversions d'efforts possibles, on privilégie les croix de Saint-André (parfois les treillis en forme de K ou de V peuvent également convenir). [5]



Figure I. 3 : Contreventement triangulés. [2]

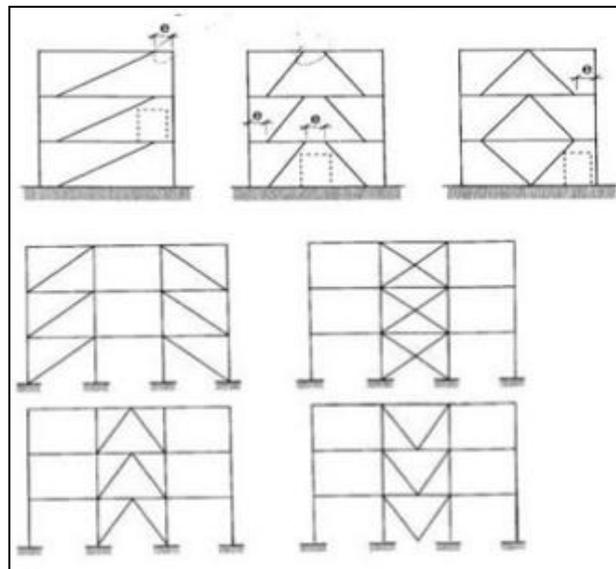
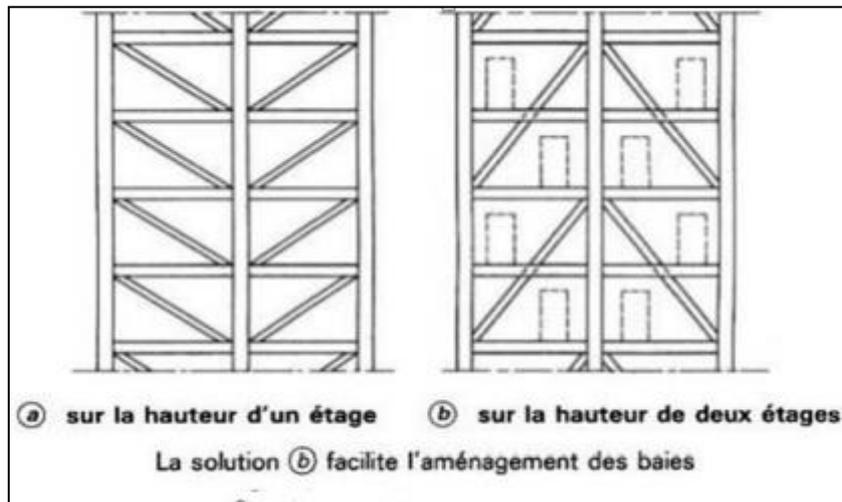


Figure I. 4 : Plans de contreventement triangulés. [5]

I.5.2. Les cadres (portique): Ces choix se justifient pleinement lorsqu'il est nécessaire de laisser le passage libre, d'éviter des diagonales inesthétiques ou de permettre une plus grande flexibilité pour des modifications ultérieures de la structure. [5]



Figure I. 5 : Structure contreventé par portiques [2]

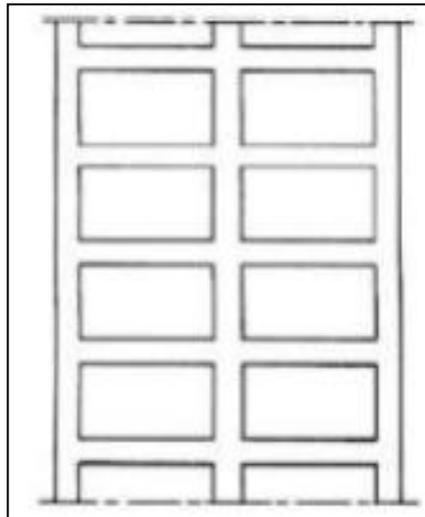


Figure I. 6: Système de portiques avec intervalles entre les travées [5]

I.5.3. Le remplissage (voile, diaphragme) : Pour les fortes sollicitations, on utilise des voiles en béton pour assurer le contreventement adéquat. En revanche, pour les faibles sollicitations, des voiles en maçonnerie conviennent généralement. Dans le cas où un bâtiment comporte un noyau ou un mur de refend, ceux-ci peuvent également servir de contreventements, en particulier pour les bâtiments à plusieurs étages. [5]

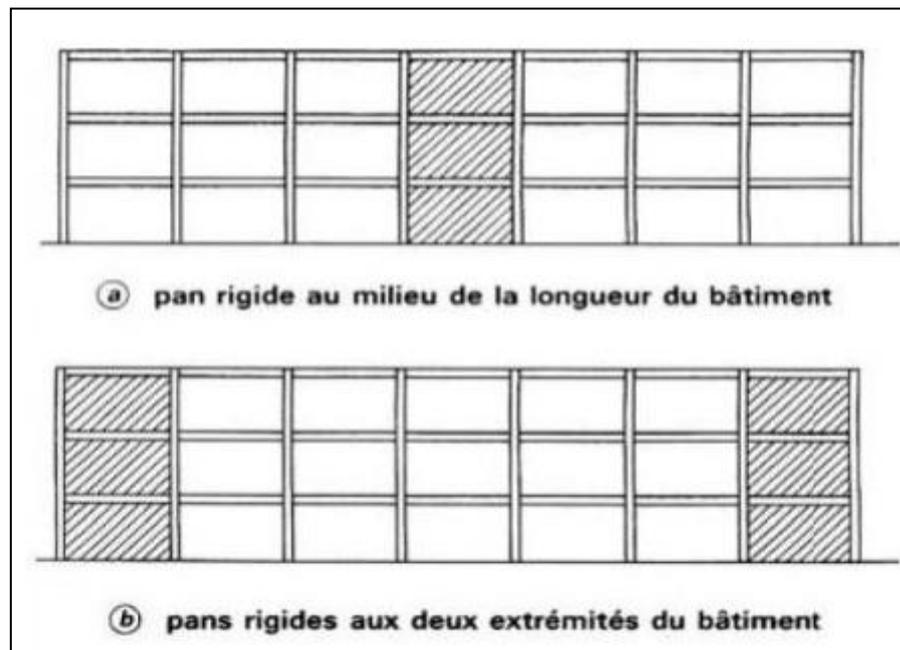


Figure I. 7 : Renfort longitudinal d'une construction , Organisation des éléments de rigidité [5]

I.5.4. Noyau de stabilité :

La sécurité des immeubles-tours résidentiels, et en particulier des immeubles de local de travail, est souvent assurée par une construction central composé de éléments verticaux en voiles de BA, installées selon des projets perpendiculaires, ainsi qu'à l'aide des panneaux. Le précédent assortiment est généralement situé dans la zone où se trouvent les escaliers, ainsi que les locaux annexes qui ne nécessitent pas d'éclairage naturel.

Les parois du noyau central sont essentielles pour supporter les charges verticales et résister aux forces horizontales, Supports verticaux à l'extérieur du noyau ne supportent généralement que les charges verticales. Dans certains cas, le noyau central est construit en béton armé, tandis que les parties périphériques sont composées d'une structure métallique comprenant des poutres et des poteaux. Ainsi, le noyau assure la résistance structurelle principale du bâtiment.

Il est important de noter que dans certains gratte-ciels, les ossatures des façades sont spécifiquement conçues pour assurer la stabilité contre les forces du vent. Cependant, les principes de calcul restent similaires à ceux utilisés pour les solutions de contreventement par voiles en béton armé, comme mentionné dans le premier paragraphe de cette section. Il est nécessaire de déterminer comment répartir les charges entre les différents voiles dans chaque direction, et d'étudier notamment la résistance des linteaux entre les éléments des voiles.

La solution mentionnée dans le quatrième paragraphe implique l'analyse des structures en portique comprenant un grand nombre de travées, ce qui nécessite généralement l'utilisation de programmes de calcul automatique. Cette approche permet de traiter efficacement la complexité des calculs requis pour de tels systèmes structuraux. [6]

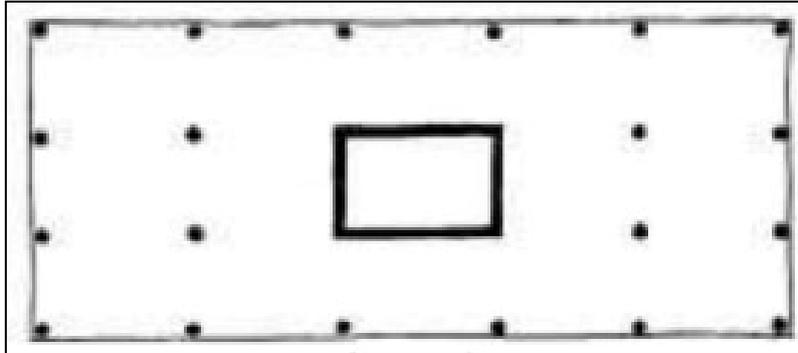


Figure I. 8 : Vue en plan d'un bâtiment à Noyau de stabilité [2]

I.6. Solutions mixtes :

Il est tout à fait possible d'adopter des solutions mixtes en utilisant simultanément plusieurs approches. Cependant, le défi principal réside dans la distribution des charges horizontales entre les différentes parties des systèmes de stabilisation, qui peuvent avoir des déformabilités très différentes en raison de leurs dimensions et de leur structure.

Finalement, la stabilisation longitudinale d'une construction de forme parallélépipédique étendue peut être réalisée de manière différente par rapport au contreventement transversal. Par exemple, le contreventement transversal peut être effectué par des parois verticales en béton armé, tandis que cloisons longitudinales, en particulier si le bâtiment dispose d'un grand nombre de travées. [6]

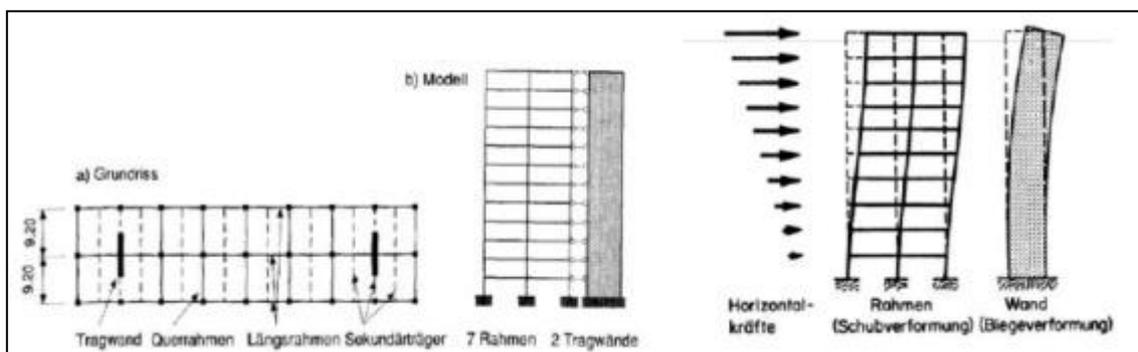


Figure I. 9 : [6]

I.7. LA DISPOSITION ET TORSION DES VOILES DANS LES BATIMENTS :

Pour simplifier la prise en compte des diverses problématiques liés à l'élaboration, il est pratique catégoriser basée sur les agencements géométriques. [6]

I.7.1. Méthodes d'implantation des murs de contreventements:

Les murs individuels sont capables de se déformer en se comprimant, se déplaçant horizontalement et en se tordant. La capacité d'un mur à résister aux forces de basculement, de cisaillement et de torsion, de sa position et de sa forme dans le bâtiment. La disposition des murs de contreventement est généralement déterminée en fonction des besoins fonctionnels. Les arrangements des murs dans un bâtiment peuvent être judicieusement utilisés pour contrer les forces latérales. Les experts en structure sont souvent en mesure de fournir des recommandations aux architectes concernant les emplacements optimaux pour les murs de renforcement afin de renforcer la résistance du bâtiment aux tremblements de terre. Les éléments clés à prendre en considération pour un mur porteur sont son équilibre, sa rigidité, sa résistance à la torsion et la capacité de soutien de ses fondations. L'approche essentielle dans la conception des murs de contreventement est de répartir de manière équilibrée les déformations inélastiques sur l'ensemble de la structure plutôt que de les concentrer sur quelques murs seulement. Un agencement typique des murs est présenté dans la Figure I.10. En revanche, dans la direction est-ouest de la Figure I.10 (a), le comportement de la structure sera plus critique en raison de la réduction de la surface murale et de la présence d'un grand nombre d'ouvertures à prévoir.

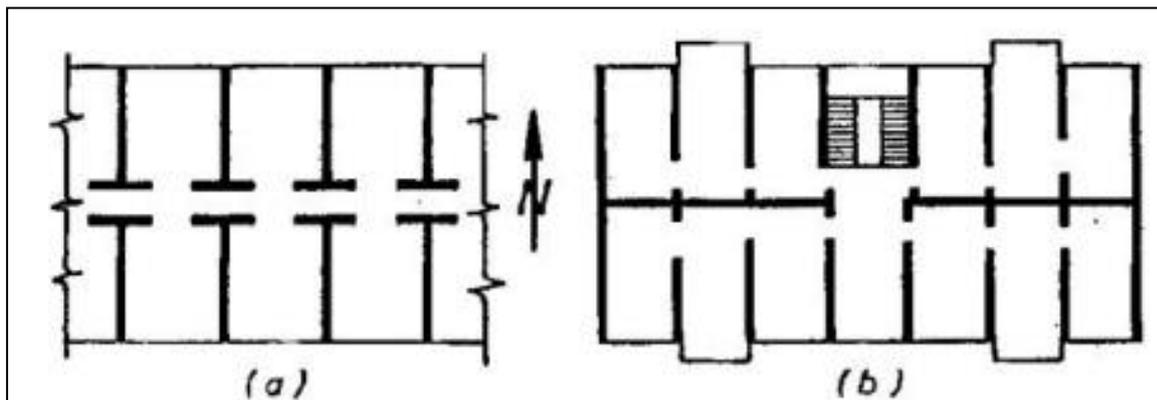


Figure I. 10 : Dispositions de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation [6]

En plus d'un nombre important de murs, l'efficacité des dispositifs représentés dans la Figure I.10 (b) dépend de la position des points de gravité et de la rigidité étant alignée, ce qui entraîne une faible excentricité statique. il est important de prendre en compte à la fois la disposition des murs et la rigidité en flexion et en torsion.

I.7.2. Influence de la torsion sur les systèmes de renforcement :

La capacité à résister à la torsion des ensembles de murs peut être évaluée à l'aide de la Figure I.11. De nombreux murs porteurs présentent des parois minces et une faible rigidité à la torsion. Par conséquent, dans la conception parasismique, il est courant de négliger la résistance à la torsion des murs individuels, sauf dans le cas des sections tubulaires qui constituent une exception. On observe que les agencements de murs présentés dans la Figure I.11 (a), (b) et (c) ne peuvent offrir une résistance adéquate à la torsion que si la résistance du mur à la force latérale par rapport à son axe faible est significative. Comme ce n'est pas le cas, ces exemples représentent des systèmes de torsion instables. Dans les agencements illustrés dans la Figure I.11 (a) et (c), les calculs peuvent ne pas révéler de décalage des forces d'inertie. Cependant, ces systèmes ne pourront pas résister efficacement à la torsion. [6]

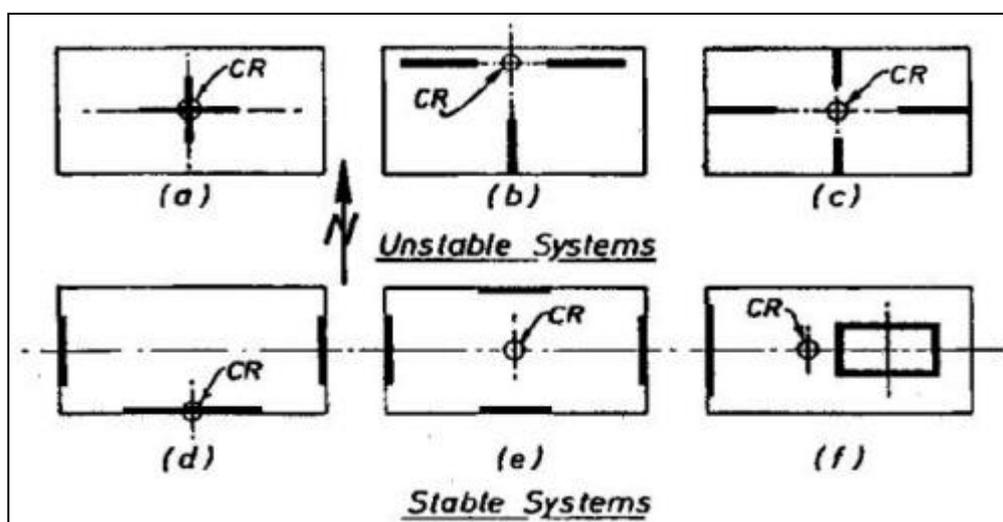


Figure I. 11 : Exemples pratiques de résistance à la torsion des murs.[6]

Les schémas I.11 (d) et (f) présentent des configurations stables en matière de torsion. Même dans le cas de la disposition illustrée dans la Figure I.11 (d), où une excentricité notable par rapport à l'axe est-ouest de la force latérale est présente, la résistance à la torsion peut être efficacement assurée grâce aux actions exercées dans le plan des murs courts. Cependant, les systèmes excentriques, tels que ceux représentés dans les Figures I.11 (d) et (f), sont des exemples particuliers qui ne doivent pas être privilégiés lors de la conception de bâtiments résistants aux séismes, à moins que des systèmes de résistance latérale supplémentaires, tels que des portiques ductiles, ne soient également mis en place.

Pour illustrer la capacité de stabilité en torsion des systèmes de murs non élastiques, nous pouvons examiner les configurations présentées dans la Figure I.12. La force horizontale, H , dans le sens de la longueur peut être efficacement résistée dans les deux systèmes. Dans le cas

de la Figure I.12 (a), toute excentricité éventuelle sera minime, et les éléments dans la direction courte peuvent assurer la résistance à la torsion, même si le raidisseur de la section en T peut subir des déformations inélastiques en raison de la force sismique de cisaillement H .

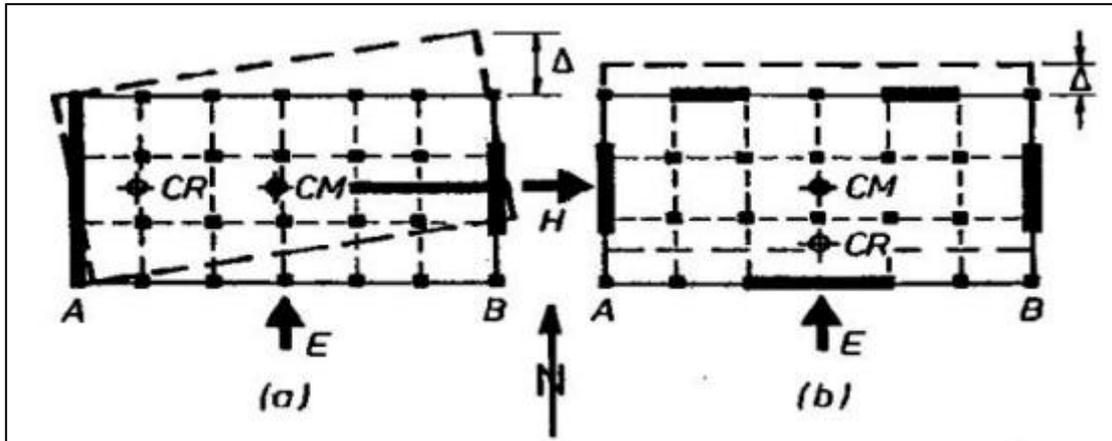


Figure I. 12 : Performance en torsion de systèmes de murs inélastiques. [6]

Sous l'effet de la force sismique E dans la direction courte, la structure représentée dans la Figure I.12 (a) semble initialement stable, malgré une importante excentricité entre (CM) et (CR), tel qu'illustré dans la Figure I.12. En l'absence de murs dans la direction transversale à E (c'est-à-dire dans la direction longitudinale), capables de fournir une résistance à cette rotation, la structure devient instable en torsion.

En revanche, dans le cas de la Figure I.12 (b), si l'un des deux murs parallèles à E atteint sa défaillance en premier, ce qui est à nouveau probable, les murs restants dans la direction longitudinale, qui conservent leur élasticité sous l'action de E , vont contrer la tendance à une rotation incontrôlée en développant un cisaillement dans le plan. Ainsi, la structure sera stabilisée en torsion. Les cages d'ascenseur et les escaliers sont des éléments propices à la formation d'un noyau en béton armé. Traditionnellement, ces éléments ont été utilisés pour constituer la principale composante de résistance aux forces latérales dans les immeubles de bureaux à plusieurs étages. Si nécessaire, une résistance supplémentaire peut être obtenue à partir du périmètre des portiques, comme illustré dans la Figure I.13 (a). Un tel noyau central peut également assurer une résistance adéquate à la torsion. [6]

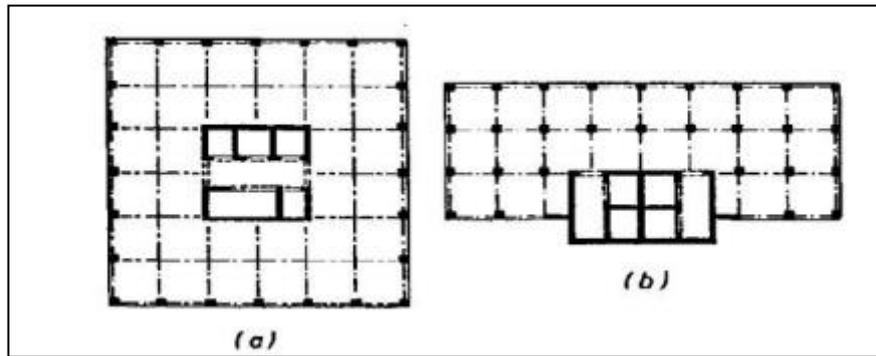


Figure I. 13 : Capacité de résistance latérale par des noyaux en béton armé. [6]

Il est possible de disposer les murs de manière non rectiligne, tels que des configurations circulaires, elliptiques, en forme d'étoiles, rayonnantes ou curvilignes. Dans de tels systèmes complexes de murs porteurs, la répartition des forces latérales peut nécessiter une approche de conception parasismique spécifique, notamment en ce qui concerne l'équilibre de torsion. Cependant, les principes fondamentaux restent les mêmes que ceux décrits précédemment pour les murs rectilignes simples. [6]

Conclusion :

En conclusion, le dispositif de stabilisation joue une importance cruciale dans la sécurité et la résistance des structures aux forces latérales. Il est essentiel d'adopter une approche structurale solide et de respecter les réglementations en vigueur lors de la conception et de la construction des systèmes de contreventement. Cela permettra de garantir la stabilité et la durabilité des bâtiments, ainsi que la sécurité des personnes qui les utilisent.

Chapitre II

*Présentation de l'ouvrage
et Pré- dimensionnement*

II.4. Pré dimensionnement des planchers :

Notre structure comporte deux types de planchers :

- Les planchers en corps creux : pour usage d'habitation.
- Les plancher nervurés : pour parking à étage et centre commerciale. [7]

II.4.1. Plancher à corps creux :

a) Résistance au feu :

En tenant compte de cette condition, il est possible de déterminer l'épaisseur minimale requise de la dalle afin de garantir une protection adéquate contre le feu pendant une durée moyenne :

$e = 7$ cm durée de coupe-feu d'une heure.

$e = 11$ cm durée de coupe-feu de deux heures.

Soit : **$e = 11$ cm.**

$e = 17,5$ cm durée de coupe-feu de quatre heures.

b) Condition acoustique :

Selon les règles du BAEL 91, il est recommandé que l'épaisseur du plancher soit d'au moins 13 cm afin d'assurer une isolation acoustique satisfaisante.

Soit : **$e = 15$ cm.**

c) Résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(L_{XMAX} ; L_{YMAX})}{22,5}$$

On a : $L_{xmax} = 450$ cm ; $L_{ymax} = 948$ cm

Donc : $e \geq \frac{450}{22,5} = 20$ cm

Soit : **$e = 20$ cm**

$e = \max \{11, 15, 20\}$ (cm) **soit $e = 20$ cm**

On adopte :

- $e = 20 \text{ cm}$; un plancher de (16+4) cm.
- 16 cm : hauteur du corps creux.
- 4cm : épaisseur de la dalle de compression.

II.4.2. Plancher nervurée :

$$\frac{L_{nervure}}{15} \leq h_{nervure} \leq \frac{L_{nervure}}{10}$$

$L_{nervure}$: porté de la nervure

$$L_{nervure} = 6,75 - 0,30 = 6,45 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 43 \text{ cm} \leq h_n \leq 64 \text{ cm}$$

On prend $h_{nervure} = 55 \text{ cm}$

$$\text{Et } 0,3 \times h_{nervure} \leq b_{nervure} \leq 0,8 \times h_{nervure}$$

$$16,5 \text{ cm} \leq b_{nervure} \leq 44 \text{ cm}$$

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

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

L'espacement entre les nervures varie de 1 à 2.50 m, On prend $L = 2 \text{ m}$

$$\frac{L_{min}}{35} \leq e_p \leq \frac{L_{min}}{25}$$

$$\text{Donc : } L_{min} = 2 - 0,3 = 1,70 \text{ m}$$

$$\frac{170}{35} \leq e_p \leq \frac{170}{25}$$

$$4,85 \text{ cm} \leq e_p \leq 6,8 \text{ cm}$$

Donc on plus des conditions acoustiques et de la résistance au feu on prend $e_p = 15 \text{ cm}$.

II.4.3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux, dont la section peut avoir différentes formes (Rectangulaires, en I ou en té,), leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux.

Les Poutres sont dimensionnées selon les formules empiriques données par le **BAEL 91 révisée 99** et sont vérifiées par rapport aux prescriptions du **RPA 99 Version 2003**.

$$\text{Selon BAEL91/99 : } \begin{cases} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ 0.3h < b < 0.8h \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA 99 /2003 } \begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA 99 /2003 : } \begin{cases} h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b \geq 20cm \end{cases}$$

II.4.3.1. Les poutres principales :

On a : $L_{max} = 9.45$ m (sens y)

$$\text{Donc : } \frac{945}{15} < h < \frac{945}{10} \implies 63cm < h < 94.5cm \quad \text{on considère } \mathbf{h=75cm}$$

$$\text{Et : } 0.3 \times 75 < b < 0.8 \times 75 \implies 22.5 < b < 60 \quad \text{on considère } \mathbf{b=30cm}$$

- Vérification selon l'RPA99/ver2003 :

- $b = 30cm > 20cm$

- $h = 75cm > 30cm$

- $\frac{h}{b} = \frac{75}{30} = 2.5 < 4$

\Rightarrow Les exigences du (**RPA99/VER2003**) sont satisfaites.

On retient des poutres principales de section (**30 × 75**)cm

II.3.3.2. Les poutres secondaires :

➤ **Pour : S/Sol, RDC, 1ère étage :**

On a : $L_{max} = 6.95$ m

Donc : $\frac{695}{15} < h < \frac{695}{10} \implies 46.33cm < h < 69.5cm$ on considère **h=55cm**

Et : $0.3 \times 55 < b < 0.8 \times 55 \implies 16.5cm < b < 44cm$ on considère **b=30cm**

• Vérification selon l'RPA99/ver2003 :

• $b = 30cm > 20cm$

• $h = 45cm > 30cm$

• $\frac{h}{b} = \frac{55}{30} = 1.833 < 4$

⇒ Les exigences du (**RPA99/VER2003**) sont satisfaites.

On retient des poutres de sens x de section (**30×55**) cm

➤ **Pour les autres étages :**

On a : $L_{max} = 4.50$ m

Donc : $\frac{450}{15} < h < \frac{450}{10} \implies 30cm < h < 45cm$ On prend **h=40cm**

Et : $0.3 \times 40 < b < 0.8 \times 40 \implies 12cm < b < 32cm$ On prend **b=30 cm**

• Vérification selon l'RPA99/ver2003 :

• $b = 30cm > 20cm$

• $h = 40 > 30cm$

• $\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$

⇒ Les exigences du (**RPA99/VER2003**) sont satisfaites.

On retient des poutres de sens x de section (**30×40**) cm

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

La justification préliminaire des dimensions des murs en béton armé est basée sur les exigences du RPA99/V2003 (Article 7.7.1). Les murs de contreventement ont un double rôle : ils assurent la stabilité latérale du bâtiment en résistant aux forces horizontales et ils transmettent les charges verticales aux fondations.

Selon les dispositions du RPA99/V2003 (article 7.7.1), les éléments de construction dont la longueur est égale ou supérieure à quatre fois leur épaisseur ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, tandis que les éléments linéaires ne satisfont pas cette condition.

Avec : L : porté du voile.
 e : épaisseur du voile.

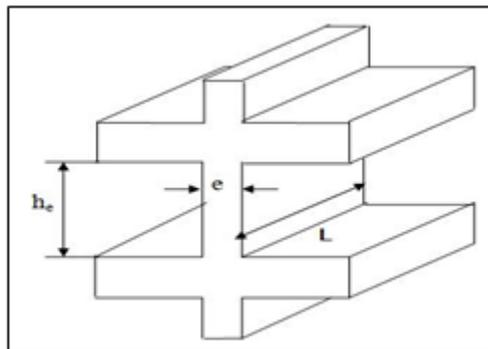


Figure II. 2 : Coupe de voile en élévation. [7]

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}\right)$$

$H_e = H - e$; avec : H : hauteur de l'étage

e : retombée de la poutre

- **Au niveau de S/Sol :** $H = 3,23\text{m}$

$$H_e = 3,23 - 0,75 = 2,48\text{m}$$

$$e \geq \max\left(\frac{248}{25}; \frac{248}{22}\right)$$

$$e \geq \max(9,92 ; 11,27) \text{ cm}$$

On adopte des voiles des voiles de 20cm d'épaisseur.

- **Pour 2ème étage :** $H = 3.06\text{m}$

$$H_e = 3,06 - 0,75 = 2,31\text{m}$$

$$e \geq \max\left(\frac{231}{25}; \frac{231}{22}\right)$$

$$e \geq \max(9,24; 10,5) \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20cm d'épaisseur.

- Pour RDC et 1ère étage : h=4,75

$$H_e = 4,76 - 0,75 = 4,01\text{m}$$

$$e \geq \max\left(\frac{401}{25}; \frac{401}{22}\right)$$

$$e \geq \max(16,04; 18,22) \text{ cm}$$

On adopte des voiles de 20cm d'épaisseur.

II.6. Evaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitations :

II.6.1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

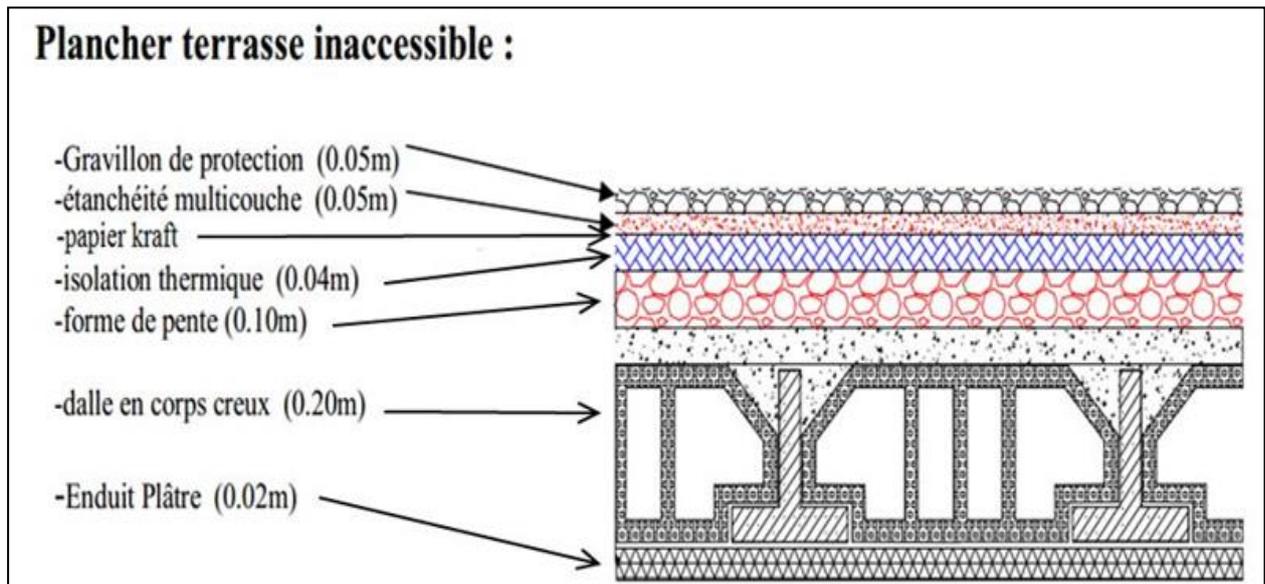


Figure II. 3: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible. [7]

Tableau II. 1: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Eléments constitutants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m ²)
Gravillon de protection.	16	0.5	0.8
Couche de papier kraft feuilles	/	2	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.2	0.12
Isolation thermique	4	0.4	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle en corps creux	/	16+4	2.85
Enduit plâtre	10	0.3	0.3
Total			6.93

II.6.2. Plancher étage courant (corps creux) :

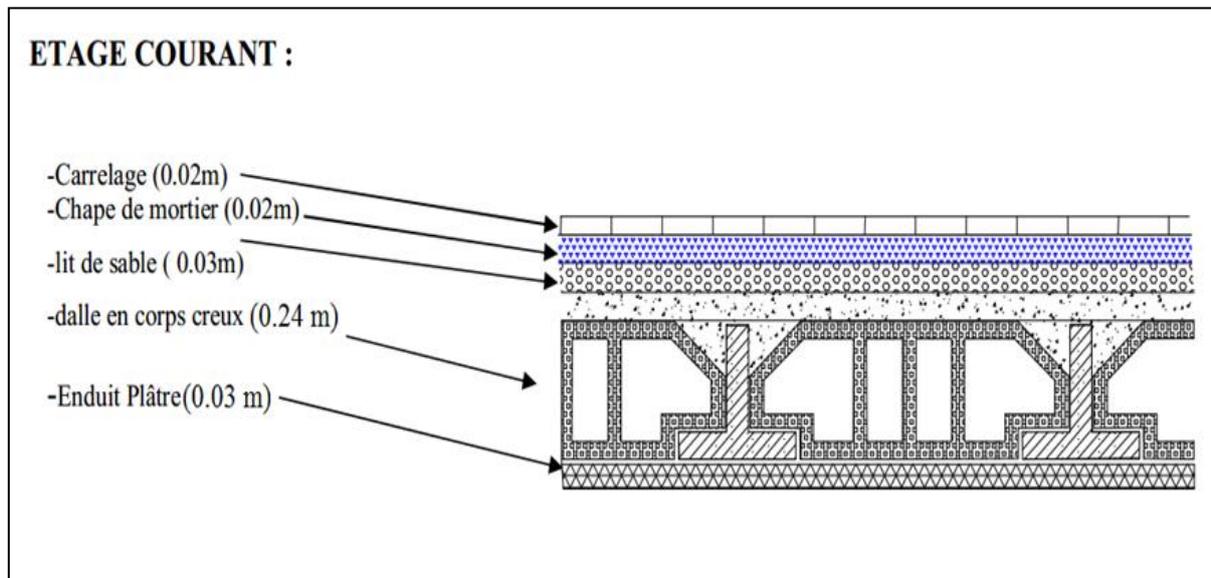


Figure II. 4 : Détail de plancher corps creux étage courant. [7]

Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher corps creux étage courant.

Composants constituants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN/m ²)
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Plancher corps creux.	/	16+4	2.85
Enduit en plâtre.	10	0.03	0.30
Cloison de séparation.	/	/	1
Total			5.53

II.6.3. Plancher commerce (nervuré) :

Tableau II. 3: Charges permanentes de plancher nervuré (commerce)

Eléments constituants	Masse volumique	Epaisseur	Masse surfacique
Carrelage.	22	0.02	0.44
Lit de sable.	18	0.03	0.54
Chape de ciment.	20	0.02	0.4
Plancher nervurée.	/	/	3.75
Enduit en plâtre.	10	0.03	0.30
Cloison de séparation.	/	/	1
Total			6.43

II.6.4. Plancher parking (nervuré) :

Tableau II. 4: Charges permanentes de plancher nervuré (parking).

Composants constituants	Masse volumique	Epaisseur	Masse surfacique
Revêtement bitume.	22	0.02	0.44
Plancher nervurée.	/	/	3.75
Enduit en plâtre.	10	0.03	0.30
Cloison de séparation.	/	/	1
Total			6.43

II.6.6. Surcharges d'exploitation :

Tableau II. 5: surcharges d'exploitation

Désignation	Masse surfacique (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1.00
Parc de stationnement	2.50
Commerce	5.00
Usage d'habitation	1.50

II.7. Descente de charges et Pré dimensionnement des poteaux :

Le dimensionnement de la section en béton sera effectué en prenant en compte le flambement sous l'action de la compression centrée. Conformément aux directives du **CBA93**, il est recommandé d'utiliser la section réduite, c'est-à-dire en enlevant une bande de largeur de 1 cm sur tout le pourtour de la section droite.

La formule :

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} fed}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \\ k = 1.20 \text{ et} \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} \text{Si plus de la moitié des forces est imposée avant 90 j} \\ \text{Si plus de la majeure partie des forces} \\ \text{est imposée avant 28 j} \end{array} \right\}$$

Br : section réduite du poteau (en cm²)

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad ; \quad fed = \frac{fe}{\gamma_s}$$

f_{c28} : Résistance à la compression du béton $f_{c28} = 30$ MPa;

fe : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $fe = 400$ MPa ;

$$\gamma_b = 1,5 ;$$

$$\gamma_s = 1,15 ;$$

θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & : T > 24h \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 30}{1.15} = 17 \text{ Mpa} \quad ; \quad fed = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique est donnée comme suit :

$$\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (\text{a : la plus petite cote}) \quad \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots \text{si } \lambda \leq 50$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on adopte un rapport d'élanement mécanique λ de 35 de manière forfaitaire (afin que toutes les armatures contribuent à la résistance).

Avec : $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$

$$Br \geq \frac{1.1,2.Nu.10^{-3}}{1.\frac{17}{0.9} + \frac{0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^4 = 0.54Nu(cm^2)$$

$Nu = 1.35G_{cum} + 1.5Q_{cum}$

- **Le minimum requis par la RPA99 ver 03 :**

Pour une zone sismique IIa, on doit avoir au minimum :

- $\text{Min}(b, h) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Avec :

b, h : dimensions de la section

h_e : la hauteur de l'étage

Toutes ces conditions sont satisfaites, cependant, pour des raisons de simplicité de construction, on opte pour l'utilisation d'une section uniforme, correspondant à celle du poteau le plus sollicité.

En outre, selon l'art 7.4.3.1 du RPA 99 et en complément des vérifications requises par le CBA93, dans le but de prévenir ou de limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations sismiques globales, l'effort de compression normale calculé est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_U}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B_c : l'air brut de la section de béton.

a) **Loi de dégression :** « d'après le **DTRBC2.2 5** »

Étant donné que les charges d'exploitation agissent rarement simultanément, la méthode de dégression est utilisée pour les déterminer. Cette méthode consiste à réduire les charges identiques à chaque niveau de 10% par niveau jusqu'à atteindre 0.5Q, à l'exception des deux derniers niveaux.

Sous toiture..... .Q₀

Sous dernier étage..... .Q₀ + Q

Sous étage immédiatement - Etage (2) Q₀ + 0.9Q + 0.8Q

- Etage (3) .Q₀ + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q

- Etage (4) .Q₀ + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q

- Etage (5) .Q₀ + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q

.....

- Etage (n).Q₀ + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q + ... + 0.5 Q

II.7.1. Poteau centrale :

- **Calcul de la surface offerte au poteau :**

$$S = (5) (7.575) = 37.875 \text{ m}^2$$

- **La descente de charge :**

- **Charge Permanente :**

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface offerte.

- **Charge d'exploitation :**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

➤ **Calcul de la charge limite ultime :**

$$N_{ul} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

• **Poids propre des poutres :**

➤ Poutre principale :

$$P_{pp} = 0.30 \times 0.60 \times 25 \times (4.85) = 21.825 \text{ kN}$$

➤ Poutre secondaire 1 (s-soul, RDC, 1 ère étage) :

$$P_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times (7.575) = 22.725 \text{ kN}$$

➤ Poids total :

$$P = P_{pp} + P_{ps} = 21.825 + 22.575 = 44.55 \text{ kN}$$

➤ Poutre secondaire 2 (terrasse, étage courant) :

$$P_{ps} = 0.30 \times 0.25 \times 25 \times (7.575) = 14.203 \text{ kN}$$

➤ Poids total :

$$P = P_{pp} + P_{ps} = 21.825 + 14.203 = 36.028 \text{ kN}$$

• **Poids des planchers :**

➤ Plancher terrasse inaccessible

$$P_{pt} = G \times S = 6.93 \times 37.875 = 262.473 \text{ kN}$$

➤ Plancher d'étage d'habitation

$$P_{pc} = G \times S = 5.53 \times 37.875 = 209.448 \text{ kn}$$

➤ Plancher d'étage commerce

$$P_{pc} = G \times S = 6.43 \times 37.875 = 243.536 \text{ kn}$$

➤ Plancher parking

$$P_p = G \times S = 6.43 \times 37.875 = 243.536 \text{ kn}$$

Tableau II. 6: dimensionnement des Poteaux.

Niveau	N_G (kN)	N_G cumulé (KN)	N_q cumulé (KN)	N_u (KN)	B_r (cm) ²	(a) (cm)	B (cm)	(a*b)	ν ≤ 0.30
T	298.501	298.501	37.875	505.767	273.114	50	40	50×40	0.08
8	245.476	543.977	94.687	964.039	520.581	50	40	50×40	0.16
7	245.476	789.453	134.456	1394.190	752.862	55	45	55×45	0.18
6	245.476	1034.929	174.225	1824.340	985.143	55	45	55×45	0.24
5	245.476	1280.405	208.312	2245.116	1212.386	65	45	65×45	0.25
4	245.476	1525.881	236.718	2656.517	1434.519	65	45	65×45	0.30
3	245.476	1771.357	265.125	3067.921	1656.677	75	50	75×50	0.27
2	245.476	2016.833	293.53	3479.321	1878.833	75	50	75×50	0.30
1	288.086	2304.919	388.218	4063.364	2194.216	85	60	85×60	0.26
RDC	288.086	2593.005	482.906	4647.407	2509.599	85	60	85×60	0.30
R-1	288.086	2881.091	530.250	5153.332	2782.799	95	70	95×70	0.25
R-2	288.086	3169.177	533.593	5586.656	3016.794	95	70	95×70	0.28
R-3	288.086	3457.263	624.937	6165.181	3329.197	95	70	95×70	0.30

Tableau II. 7 : vérification des poteaux aux exigences du RPA

Poteaux	Conditions exigées	Valeurs calculées	Remarque
95x70	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 70\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$(\frac{h_e}{20}) = 16.15\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 0.736$	C V
85x60	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 60\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 16.15\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 0.70$	C V
75x50	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 50\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 23.8\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 0.66$	C V
65x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 23.8\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 0.69$	C V
55x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 15.3\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 0.81$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 15.3$	C V

II.7.2. Poteau rive :

- Calcul de la surface offerte au poteau :

$$S = (5) (2.5) = 12.5 \text{ m}^2$$

- La descente de charge :
- Charge Permanente :

$$N_G = G \times S$$

G: charge Permanente

S: surface offerte.

➤ **Charge d'exploitation :**

$$N_Q = Q \times S$$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression des charges)

➤ **Calcul de la charge limite ultime N_{UL} :**

$$N_{UL} = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

• **Poids propre des poutres :**

➤ Poutre principale

$$P_{pp} = 0.30 \times 0.60 \times 25 \times (4.85) = 21.825 \text{ kN}$$

➤ Poutre secondaire 1 (s-soul, RDC, 1 ère étage)

$$P_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times (2.5) = 7.5 \text{ kN}$$

➤ Poids total :

$$P = P_{pp} + P_{ps} = 21.825 + 7.5 = 29.325 \text{ kN}$$

➤ Poutre secondaire 2 (terrasse, étage courant)

$$P_{ps} = 0.30 \times 0.25 \times 25 \times (2.5) = 4.687 \text{ kN}$$

➤ Poids total :

$$P = P_{pp} + P_{ps} = 21.825 + 4.687 = 26.512 \text{ kN}$$

• **Poids des planchers :**

➤ Plancher terrasse inaccessible

$$P_{pt} = G \times S = 6.93 \times 12.5 = 86.625 \text{ kN}$$

➤ Plancher d'étage d'habitation

$$P_{pc} = G \times S = 5.53 \times 12.5 = 69.125 \text{ kN}$$

➤ Plancher d'étage commerce

$$P_{pc} = G \times S = 6.43 \times 12.5 = 80.375 \text{ kN}$$

➤ Plancher parking

$$P_p = G \times S = 6.43 \times 12.5 = 80.375 \text{ kN}$$

Tableau II. 8 : Dimensionnement des Poteaux

Niv	N_G (kN)	$N_{Gcumulé}$ (KN)	$N_{qcumulé}$ (KN)	N_u (KN)	B_r (cm) ²	(a) (cm)	(a*b)	ν ≤ 0.30
T	113.17	113.137	12.5	171.484	92.601	40	40×40	0.03
8	95.637	208.774	31.25	328.719	177.508	40	40×40	0.06
7	95.637	304.411	44.375	477.517	257.859	40	40×40	0.09
6	95.637	400.048	57.5	626.314	338.209	45	45×45	0.10
5	95.637	495.685	68.75	772.299	417.041	45	45×45	0.12
4	95.637	591.322	78.125	915.472	494.354	45	45×45	0.15
3	95.637	686.959	87.5	1058.644	571.667	45	45×45	0.17
2	95.637	782.596	96.875	1201.817	648.981	45	45×45	0.19
1	109.7	892.296	128.125	1396.787	754.264	50	50×50	0.18
RDC	109.7	1001.996	159.375	1591.757	859.548	50	50×50	0.21
R-1	109.7	1111.696	175	1763.289	952.176	50	50×50	0.23
R-2	109.7	1221.396	190.625	1934.822	1044.80	50	50×50	0.25
R-3	109.7	1331.096	206.25	2106.354	1137.43	50	50×50	0.28

Tableau II. 9 : vérification des poteaux aux exigences du RPA

poteaux	Conditions exigées	Valeurs calculées	Observation
50x50	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 50\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$(\frac{h_e}{20}) = 16.15\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	C V
45x45	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 45\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 16.15\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	C V
40x40	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40\text{cm}$	C V
	$\text{Min}(b, h) \geq (\frac{h_e}{20})$	$(\frac{h_e}{20}) = 23.8\text{cm}$	C V
	$1/4 < b/h < 4$	$(b/h) = 1$	C V

II.8. Conclusion :

En conclusion, la présentation de l'ouvrage est essentielle pour communiquer efficacement sur un projet de construction, tandis que le pré-dimensionnement est une étape préliminaire importante pour estimer les dimensions initiales des composants structuraux. Ces deux aspects sont des étapes clés dans le processus global de conception et de construction d'un ouvrage, et ils doivent être abordés avec soin et professionnalisme pour assurer la réussite du projet.

Chapitre III

Présentation des résultats

III.1.Introduction :

Une étude sismique est une analyse approfondie des mouvements sismiques potentiels dans une région donnée. Elle comprend l'analyse des données géologiques et géophysiques, ainsi que des simulations informatiques pour modéliser les mouvements sismiques. L'objectif global est de minimiser les risques et les conséquences des tremblements de terre pour la sécurité et le bien-être des populations locales.

Dans ce chapitre, nous procéderons à trois variantes en déplaçant le noyau central à chaque fois, afin d'observer son impact sur les performances du système. Cette approche nous permettra de mieux comprendre l'influence de la position du noyau central sur les performances globales du système et d'optimiser ainsi son fonctionnement.

En utilisant le logiciel ETABS, nous pourrions modéliser et simuler efficacement les effets de ces variations de position, afin d'optimiser la conception et la stabilité des structures étudiées.

III.2. Etapes de modélisation:

1. Création de la géométrie de la structure : Cette étape consiste à dessiner la géométrie du bâtiment en utilisant des éléments tels que des poteaux, des poutres, des dalles et des murs. La géométrie peut être créée manuellement ou importée à partir d'autres logiciels de modélisation.
2. Attribution des propriétés de matériaux : Les propriétés des matériaux tels que l'acier, le béton, le bois, etc., doivent être attribuées aux différents éléments de la structure.
3. Définition des sections transversales : Les sections transversales des éléments de la structure doivent être définies pour permettre l'analyse de la structure.
4. Attribution des charges : Les charges qui agissent sur la structure, telles que les charges de vent, de neige, sismiques, de poids propre, etc., doivent être attribuées aux différents éléments.
5. Analyse de la structure : Une fois que toutes les données nécessaires ont été entrées, l'analyse de la structure peut être effectuée en utilisant l'un des nombreux types d'analyse disponibles dans ETABS.
6. Vérification des résultats : Les résultats de l'analyse doivent être vérifiés pour s'assurer que la structure est stable et répond aux exigences de conception.

7. Optimisation de la structure : Si nécessaire, des ajustements peuvent être apportés à la structure pour optimiser sa performance et sa stabilité.
8. Exportation des résultats : Les résultats de l'analyse peuvent être exportés vers d'autres logiciels ou formats pour une analyse plus poussée ou une présentation à des tiers. [8]

En général, ces étapes sont itératives et peuvent nécessiter des ajustements pour répondre aux exigences de conception spécifiques du projet.

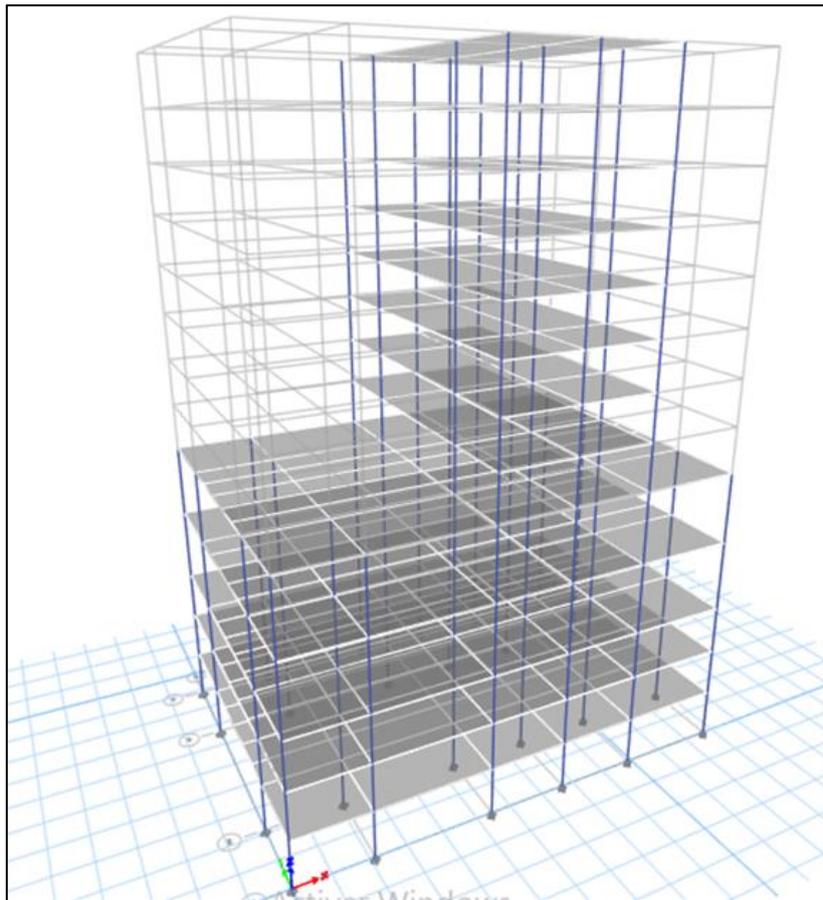


Figure III. 1 : Modèle en 3D

III. 3.Vérification des calculs de RPA99/version2003 :

III.3.1.Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{ADQ}{R} W (KN)$$

- **A** : Coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1...RPA99/ ver2003) .

Tableau III. 1: Coefficient d'accélération de zone « A »

Groupe	Zone			
	I	Ia	Ib	III
1A	0.12	0.25	0.30	0.35
1B	0.10	0.20	0.25	0.30
2	0.08	0.15	0.20	0.25
3	0.05	0.10	0.14	0.15

Dans notre cas : Zone Ia, Groupe 2 $\Rightarrow A = 0.15$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3RPA99/ ver2003) en fonction du système de contreventement.

Tableau III. 2 : valeurs du coefficient de comportement « R »

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III §3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Dans notre cas, nous avons une étude portant sur la modification de l'emplacement du noyau central donc : **R= 3.5**

- **Q** : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA99/ver2003), il dépend de :

- Condition minimale sur les files de contreventement
- Redondance en plan.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.
- Contrôle de qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution.

Tableau III. 3 : Valeur des pénalités Pq.

Critère « q »	Pq	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0.20	

Alors : $Q = 1 + 0.20 = 1.2$

- **W** : poids total de la structure, calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5) :

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

W_G : poids due aux charges permanentes.

W_{Qi} : la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération (d'après le tableau 4.5 RPA/ver2003) **$\beta=0.2$** .

Pour les calculs des poids des niveaux du bâtiment, les masses calculées par **ETABS**.

- **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être approximée en utilisant des formules empiriques ou déterminée à l'aide de méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique pour estimer la période fondamentale (T) de la structure selon le RPA 99/Version 2003 est donnée par :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Dans notre cas $h_N = 43.69$.

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

Tableau III. 4 : Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

D'où : $C_T = 0,05 \times 43.69^{\frac{3}{4}} = 0.849 \text{ sec}$

Dans notre cas, (4ème cas) on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

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

a)- Sens transversale :

$$D_y = 19.95 \text{ m} \quad T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.849 \text{ sec} \\ \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_y}} = 0.880 \end{array} \right. \rightarrow T_Y = 0.849 \text{ S}$$

b)- Sens longitudinale :

$$D_x = 28.55 \text{ m} \quad T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.849 \text{ sec} \\ \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D_x}} = 0.735 \end{array} \right. \rightarrow T_x = 0.735 \text{ S}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

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

$$2.5\eta \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0S$$

$$2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \dots\dots\dots T \geq 3.0S$$

Avec :

T1 et T2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7.RPA99/ver2003).

Tableau III. 5 : Valeur de T1 et T2

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Dans notre cas : site fermé (site2) \Rightarrow (**T1=0.15 ; T2=0.40**)

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$n = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :

Tableau III. 6 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Dans notre cas $\xi = 7\%$

Donc : $n = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0.881 \geq 0.7$

$T_2 \leq T \leq 3S \rightarrow D = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$

Avec : $T_2 (S3) = 0,5 \text{ sec}$

$D_x = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.703 \Rightarrow D_x = 1.703$

$D_y = 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.547 \Rightarrow D_y = 1.547$

III.4. Analyse de la variante 1 :

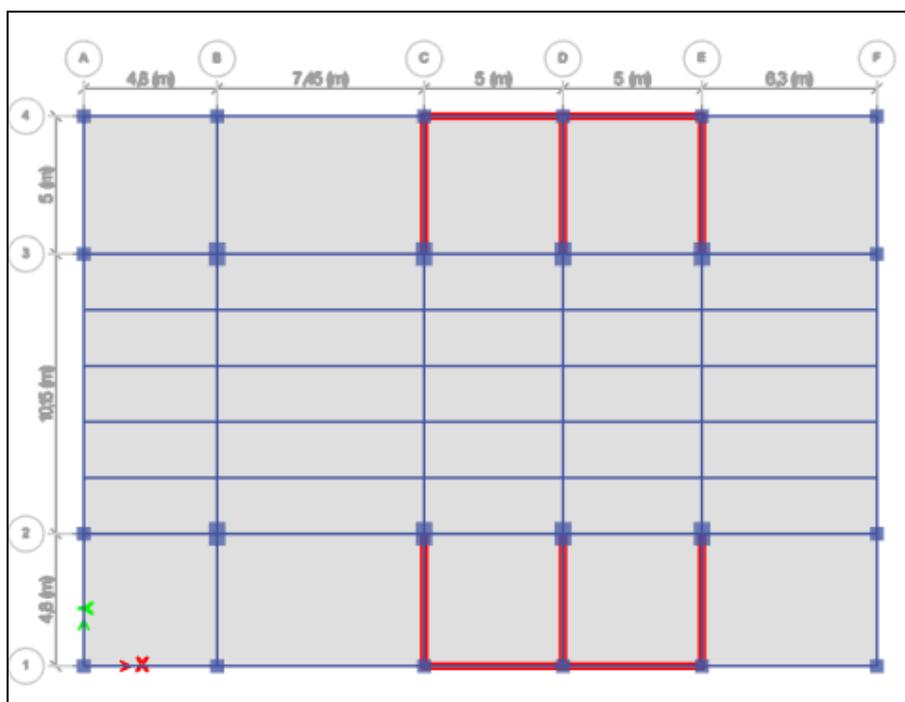


Figure III. 2 : l'emplacement du noyau central dans la variante 1.

III.4.1. Mode de vibration et périodes :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, il est recommandé de retenir un nombre suffisant de modes de vibration dans chacune des deux directions d'excitation :

- Il est préconisé de choisir les modes de vibration de sorte que la somme des masses modales effectives des modes sélectionnés représente au minimum 90% de la masse totale de la structure.
- Retenir tous les modes de vibration dont la masse modale effective dépasse 5% de la masse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

⇒ Dans cette variante le nombre des modes à considérer : **8 modes.**

Les résultats des calculs sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 7 : Modes propres de la structure.

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,8	0	0,5505	0	0	0,5505
2	0,578	0,5961	0	0	0,5961	0,5505
3	0,383	0,00004373	0,0033	0	0,5961	0,5538
4	0,202	0,00000179	0,2589	0	0,5961	0,8127
5	0,173	0,273	0,000001348	0	0,8691	0,8127
6	0,139	0,00001361	0	0	0,8692	0,8127
7	0,089	0,000001384	0,1022	0	0,8692	0,9149
8	0,083	0,0739	0,000001188	0	0,9431	0,9149

III.4.2. Période fondamentale de la structure :

La période calculée par ETABS ne doit pas différer de plus de 30% de celle estimée à partir de la formule empirique, $T_{\text{dynamique}} < 1.3 * T_{\text{empirique}}$

Tableau III. 8 : vérification de la période fondamentale.

$T_{\text{dynamique}}$	$T_{\text{empirique}}$	$1.3T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{emp}}$
0.8	0.849	1.104	Condition vérifiée

III.4.3. Calcul de l'excentricité :

Selon l'article 4.3.7 du RPA99/2003, lorsqu'une analyse tridimensionnelle est effectuée, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) de 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré dans chaque direction.

Les résultats obtenus sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III. 9 : vérification de l'excentricité.

niveaux	Diaphragm	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
S-3	D1	15,0055	9,9587	16,9054	9,9695	1,8999	0,0108
S-2	D2	15,0055	9,9587	16,9979	9,9792	1,9924	0,0205
S-1	D3	15,1078	9,9626	16,9754	9,9903	1,8676	0,0277
RDC	D4	15,1886	9,965	16,9435	10,0101	1,7549	0,0451
niv1	D5	15,2971	9,966	16,8844	10,0301	1,5873	0,0641
niv2	D6	17,25	9,9937	16,8935	10,0423	0,3565	0,0486
niv3	D7	17,25	9,9953	16,9088	10,0535	0,3412	0,0582
niv4	D8	17,25	9,9966	16,9264	10,0636	0,3236	0,067
niv5	D9	17,25	9,9975	16,945	10,0725	0,305	0,075
niv6	D10	17,25	9,9983	16,9637	10,0804	0,2863	0,0821
niv7	D11	17,25	9,9994	16,9818	10,0874	0,2682	0,088
niv8	D12	17,25	10,0002	16,999	10,0935	0,251	0,0933
Terrasse	D13	17,25	9,9925	17,0151	10,0989	0,2349	0,1064

III.4.4. Effort tranchant à la base :

D'après l'ART 4.3.6 du RPA99/2003 : La somme des forces sismiques résultantes à la base V_t , obtenue en combinant les valeurs modales, doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , pour une valeur de la période fondamentale estimée à l'aide de la formule empirique appropriée.

Tableau III. 10 : Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$80\% V_{\text{statique}}$	$80\% V_{\text{sta}} < V_{\text{dyn}}$
Sens x-x	6358.0958	4932.445	3945.956	Condition vérifiée
Sens y-y	5188.8597	4480.618	3584.495	Condition vérifiée

III.4.5. Déplacements relatifs :

D'après le RPA99/2003 (art 5-10) : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Cela garantit une déformation limitée et une stabilité adéquate de la structure.

$$\Delta k = R\delta ek$$

Tableau III. 11 : vérification de déplacement inter-étages suivant le sens X

NIVEAU	UX (m)	R	RUX	he	1%he	Δk	$1\%he \geq \Delta k$
Terrasse	0,01512	3,5	0,05292	3,06	0,0306	0,00427	C V
niv8	0,0139	3,5	0,04865	3,06	0,0306	0,0043855	C V
niv7	0,012647	3,5	0,0442645	3,06	0,0306	0,0044695	C V
niv6	0,01137	3,5	0,039795	3,06	0,0306	0,0045115	C V
niv5	0,010081	3,5	0,0352835	3,06	0,0306	0,004501	C V
niv4	0,008795	3,5	0,0307825	3,06	0,0306	0,0044275	C V
niv3	0,00753	3,5	0,026355	3,06	0,0306	0,004291	C V
niv2	0,006304	3,5	0,022064	3,06	0,0306	0,004081	C V
niv1	0,005138	3,5	0,017983	4,76	0,0476	0,005852	C V
RDC	0,003466	3,5	0,012131	4,76	0,0476	0,0051695	C V
S-1	0,001989	3,5	0,0069615	3,23	0,0323	0,00294	C V
S-2	0,001149	3,5	0,0040215	3,23	0,0323	0,0024185	C V

Tableau III. 12 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens Y.

Niveau	UY (m)	R	RUY	he	1%he	Δk	1%he ≥ Δk
Terrasse	0,023264	3,5	0,081424	3,06	0,0306	0,007273	C V
niv8	0,021186	3,5	0,074151	3,06	0,0306	0,0073675	C V
niv7	0,019081	3,5	0,0667835	3,06	0,0306	0,00742	C V
niv6	0,016961	3,5	0,0593635	3,06	0,0306	0,007413	C V
niv5	0,014843	3,5	0,0519505	3,06	0,0306	0,007322	C V
niv4	0,012751	3,5	0,0446285	3,06	0,0306	0,0071365	C V
niv3	0,010712	3,5	0,037492	3,06	0,0306	0,0068425	C V
niv2	0,008757	3,5	0,0306495	3,06	0,0306	0,0064015	C V
niv1	0,006928	3,5	0,024248	4,76	0,0476	0,0089425	C V
RDC	0,004373	3,5	0,0153055	4,76	0,0476	0,0073745	C V
S-1	0,002266	3,5	0,007931	3,23	0,0323	0,0038185	C V
S-2	0,001175	3,5	0,0041125	3,23	0,0323	0,0027405	C V

III.4.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après RPA99/2003 (art4.9) : L'effet P-Delta est un phénomène de second ordre qui se manifeste dans les structures lorsque les éléments sont soumis à des charges axiales. Il est influencé par la valeur de la force axiale appliquée (P) ainsi que par le déplacement (Delta). Dans le cas des bâtiments, l'effet P-Delta peut être négligé si la condition suivante est respectée à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{pk \times \Delta k}{vk \times hk} < 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus de niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

H_k : hauteur de l'étage « k ».

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

Tableau III. 13 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens X.

Niveau	Pk (kn)	VX (kn)	hk (m)	$\Delta k(m)$	θ	$\theta < 0,1$
Terrasse	2810,245	737,4233	3,06	0,00427	0,00531782	C V
niv8	5351,04	1494,196	3,06	0,0043855	0,00513249	C V
niv7	7911,429	2119,7948	3,06	0,0044695	0,00545128	C V
niv6	10493,75	2629,5812	3,06	0,0045115	0,00588361	C V
niv5	13096,53	3046,047	3,06	0,004501	0,00632422	C V
niv4	15699,53	3394,7425	3,06	0,0044275	0,0066914	C V
niv3	18339,96	3697,8905	3,06	0,004291	0,00695475	C V
niv2	20980,61	3967,3962	3,06	0,004081	0,00705274	C V
niv1	28047,99	4620,4129	4,76	0,005852	0,00746308	C V
RDC	35115,04	5265,945	4,76	0,0051695	0,007242	C V
S-1	42182,75	5763,4953	3,23	0,00294	0,00666183	C V
S-2	49250,14	6152,2005	3,23	0,0024185	0,00599405	C V
S-3	56317,52	6358,0968	3,23	0,001603	0,0043959	C V

Tableau III. 14 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens Y.

niveau	P (kn)	VY (kn)	hk (kn)	Δk (m)	θ	$\theta < 0,1$
Terrasse	2810,245	690,4684	3,06	0,007273	0,0096737	C V
niv8	5351,04	1333,213	3,06	0,0073675	0,00966357	C V
niv7	7911,429	1807,7901	3,06	0,00742	0,01061181	C V
niv6	10493,75	2157,1139	3,06	0,007413	0,01178502	C V
niv5	13096,53	2430,9453	3,06	0,007322	0,01289108	C V
niv4	15699,53	2669,4377	3,06	0,0071365	0,0137161	C V
niv3	18339,96	2891,341	3,06	0,0068425	0,0141838	C V
niv2	20980,61	3096,2369	3,06	0,0064015	0,01417569	C V
niv1	28047,99	3632,0996	4,76	0,0089425	0,01450761	C V
RDC	35115,37	4198,4138	4,76	0,0073745	0,01295799	C V
S-1	42182,75	4662,0022	3,23	0,0038185	0,01069677	C V
S-2	49250,14	5016,2832	3,23	0,0027405	0,00833015	C V
S-3	56317,52	5188,8597	3,23	0,001372	0,00461024	C V

III.5. Analyse de la variante 2 :

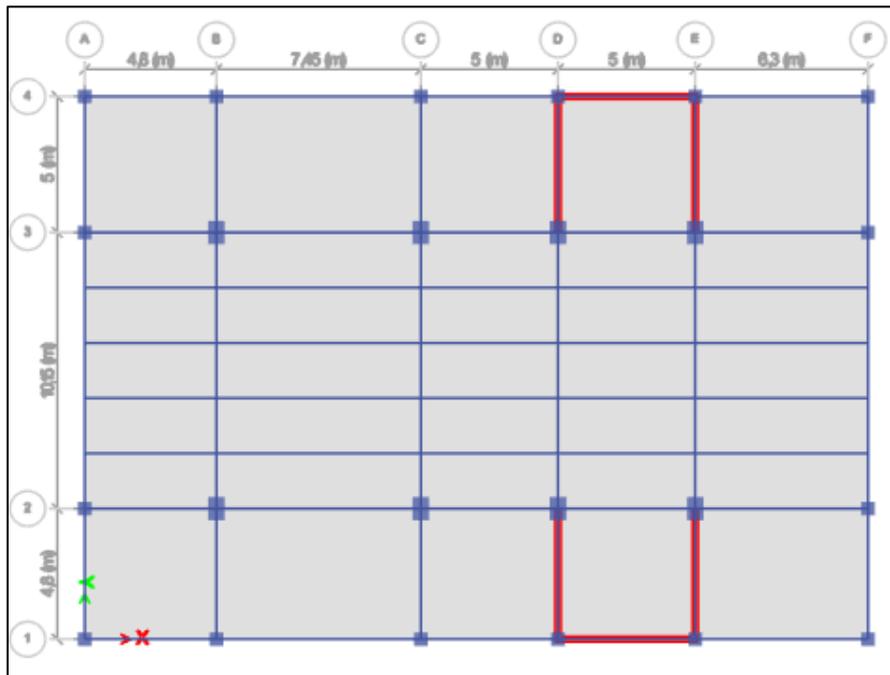


Figure III. 3 : l'emplacement de noyau central dans la variante 2.

III.5.1.Mode de vibration et périodes :

⇒ Dans cette variante le nombre des modes à considérer : **9 modes.**

Tableau III. 15 : Modes propres de la structure.

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,92	0,5657	0,0001	0	0,5657	0,0001
2	0,882	0,0001	0,5485	0	0,5658	0,5485
3	0,58	0,00002538	0,0003	0	0,5658	0,5488
4	0,27	0,2733	0,0001	0	0,8391	0,549
5	0,257	0,0002	0,2038	0	0,8393	0,7528
6	0,193	0,000004731	0,0495	0	0,8393	0,8023
7	0,125	0,0864	0,00001363	0	0,9257	0,8023
8	0,116	0,00001405	0,0818	0	0,9257	0,8841
9	0,091	0	0,0163	0	0,9257	0,9004

III.5.2. Période fondamentale de la structure :

Tableau III. 16 : vérification de la période fondamentale

$T_{\text{dynamique}}$	$T_{\text{empirique}}$	$1.3T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{emp}}$
0,921	0.849	1.104	Condition vérifiée

III.5.3. Calcul de l'excentricité :

Tableau III. 17 : vérification de l'excentricité

NIV	Diaphragm	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	ex (m)	ey (m)
S-3	D1	15,1843	9,9506	18,8745	9,9652	3,6902	0,0146
S-2	D2	15,1843	9,9506	19,0697	9,979	3,8854	0,0284
S-1	D3	15,3263	9,9539	18,9823	9,9906	3,656	0,0367
RDC	D4	15,4414	9,9558	18,8361	10,0095	3,3947	0,0537
niv1	D5	15,5577	9,9572	18,6229	10,0267	3,0652	0,0695
niv2	D6	18,2291	9,9852	18,5538	10,037	0,3247	0,0518
niv3	D7	18,2454	9,987	18,4953	10,0461	0,2499	0,0591
niv4	D8	18,2587	9,9886	18,4486	10,0541	0,1899	0,0655
niv5	D9	18,268	9,9896	18,4067	10,0611	0,1387	0,0715
niv6	D10	18,2835	9,9906	18,3754	10,0672	0,0919	0,0766
niv7	D11	18,302	9,9918	18,3518	10,0726	0,0498	0,0808
niv8	D12	18,3105	9,9928	18,3391	10,0776	0,0286	0,0848
Terrasse	D13	17,9906	9,9858	18,3344	10,082	0,3438	0,0962

III.5.4. Effort tranchant à la base :

D'après l'ART 4.3.6 du RPA99/2003 : La somme des forces sismiques résultantes à la base V_t , obtenue en combinant les valeurs modales, doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , pour une valeur de la période fondamentale estimée à l'aide de la formule empirique appropriée.

Tableau III. 18 : Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$80\% V_{\text{statique}}$	$80\% V_{\text{sta}} < V_{\text{dyn}}$
Sens x-x	4519.1747	4553.622	3642.897	Condition vérifiée
Sens y-y	4201.7707	4136.497	3309.197	Condition vérifiée

III.5.5. Déplacements relatifs :

Tableau III. 19 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens X.

Niveau	UX(m)	R	RUX	he (m)	1%he	Δk	$1\%he \geq \Delta k$
Terrasse	0,028264	3,5	0,098924	3,06	0,0306	0,008344	C V
niv8	0,02588	3,5	0,09058	3,06	0,0306	0,008526	C V
niv7	0,023444	3,5	0,082054	3,06	0,0306	0,008624	C V
niv6	0,02098	3,5	0,07343	3,06	0,0306	0,0086485	C V
niv5	0,018509	3,5	0,0647815	3,06	0,0306	0,008568	C V
niv4	0,016061	3,5	0,0562135	3,06	0,0306	0,008386	C V
niv3	0,013665	3,5	0,0478275	3,06	0,0306	0,0080675	C V
niv2	0,01136	3,5	0,03976	3,06	0,0306	0,007602	C V
niv1	0,009188	3,5	0,032158	4,76	0,0476	0,0107555	C V
RDC	0,006115	3,5	0,0214025	4,76	0,0476	0,0094815	C V
S-1	0,003406	3,5	0,011921	3,23	0,0323	0,005257	C V
S-2	0,001904	3,5	0,006664	3,23	0,0323	0,004207	C V

Tableau III. 20 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens Y.

niv	UY (m)	R	RUY	he	1%he	Δk (m)	$1\%he \geq \Delta k$
Terrasse	0,026688	3,5	0,093408	3,06	0,0306	0,0084035	C V
niv8	0,024287	3,5	0,0850045	3,06	0,0306	0,0082495	C V
niv7	0,02193	3,5	0,076755	3,06	0,0306	0,008323	C V
niv6	0,019552	3,5	0,068432	3,06	0,0306	0,008365	C V
niv5	0,017162	3,5	0,060067	3,06	0,0306	0,0082985	C V
niv4	0,014791	3,5	0,0517685	3,06	0,0306	0,0081375	C V
niv3	0,012466	3,5	0,043631	3,06	0,0306	0,0078295	C V
niv2	0,010229	3,5	0,0358015	3,06	0,0306	0,006405	C V
niv1	0,008399	3,5	0,0293965	4,76	0,0476	0,010542	C V
RDC	0,005387	3,5	0,0188545	4,76	0,0476	0,0089145	C V
S-1	0,00284	3,5	0,00994	3,23	0,0323	0,0046515	C V
S-2	0,001511	3,5	0,0052885	3,23	0,0323	0,0034755	C V

III.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

Tableau III. 21 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens X

niv	P (kn)	VY (kn)	hk(m)	$\Delta k(m)$	θ	$\theta < 0,1$
Terrasse	2800,145	537,2638	3,06	0,0084035	0,01431303	C V
niv8	5340,94	1020,3934	3,06	0,0082495	0,01411095	C V
niv7	7901,329	1401,691	3,06	0,008323	0,01533227	C V
niv6	10483,45	1703,7634	3,06	0,008365	0,01682052	C V
niv5	13086,24	1950,0048	3,06	0,0082985	0,01819941	C V
niv4	15689,02	2159,3635	3,06	0,0081375	0,01932145	C V
niv3	18329,67	2343,0192	3,06	0,0078295	0,02001665	C V
niv2	20970,31	2504,6963	3,06	0,006405	0,01752457	C V
niv1	27174,68	2961,1369	4,76	0,010542	0,0203246	C V
RDC	33379,06	3427,0857	4,76	0,0089145	0,0182406	C V
S-1	39583,43	3790,4243	3,23	0,0046515	0,0150389	C V
S-2	45787,8	4068,2321	3,23	0,0034755	0,01211041	C V
S-3	51992,17	4201,8259	3,23	0,001813	0,00694537	C V

Tableau III. 22 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens Y.

niv	P(kn)	VX(kn)	hk(m)	$\Delta k (m)$	θ	$\theta < 0,1$
Terrasse	2800,145	582,7597	3,06	0,008344	0,01310219	C V
niv8	5340,94	1106,4857	3,06	0,008526	0,01344918	C V
niv7	7901,329	1505,2172	3,06	0,008624	0,01479409	C V
niv6	10483,45	1799,2572	3,06	0,0086485	0,0164676	C V
niv5	13086,24	2017,3107	3,06	0,008568	0,01816352	C V
niv4	15689,02	2190,7372	3,06	0,008386	0,01962632	C V
niv3	18329,67	2344,1792	3,06	0,0080675	0,02061491	C V
niv2	20970,31	2489,3195	3,06	0,007602	0,02092814	C V
niv1	27174,68	2953,739	4,76	0,0107555	0,02078816	C V
RDC	33379,06	3502,9494	4,76	0,0094815	0,01898062	C V
S-1	39583,43	3970,1509	3,23	0,005257	0,01622714	C V
S-2	45787,8	4336,9578	3,23	0,004207	0,01375101	C V
S-3	51992,17	4517,0009	3,23	0,002457	0,00875569	C V

III.6. Analyse de la variante 3 :

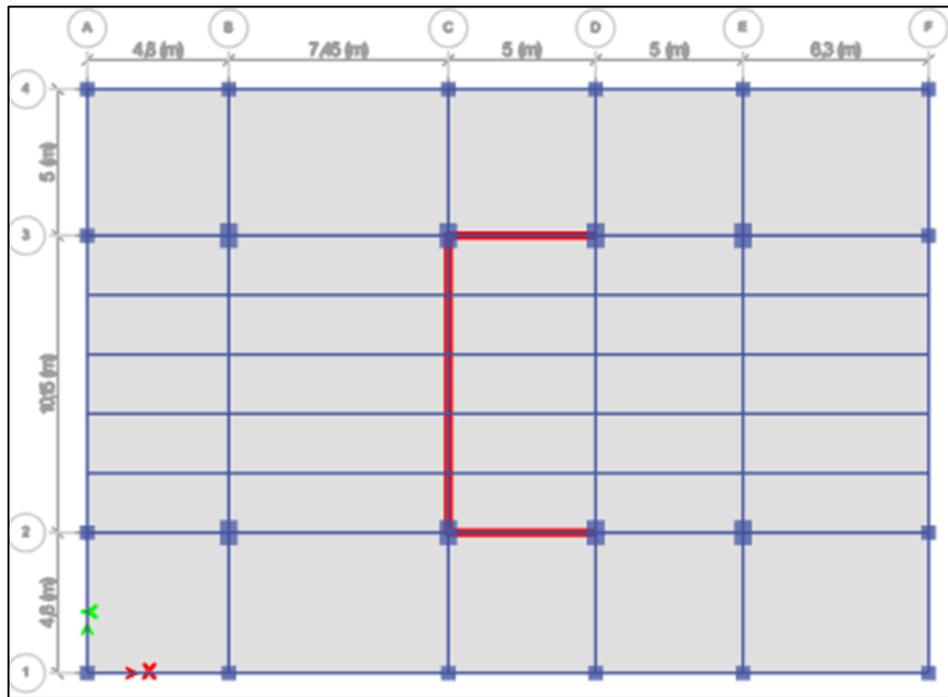


Figure III. 4 : l'emplacement de noyau central dans la variante 3.

III.6.1. Mode de vibration et périodes :

⇒ Dans cette variante le nombre des modes à considérer : **11 modes.**

Tableau III. 23 : à considérer : 11 modes.

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1,199	0,0002	0,2297	0	0,0002	0,2297
2	0,999	0,5394	0,0001	0	0,5396	0,2298
3	0,488	0,000003155	0,1761	0	0,5396	0,406
4	0,433	0,00003266	0,2657	0	0,5396	0,6717
5	0,286	0,273	0,00001512	0	0,8126	0,6717
6	0,22	0,000007275	0,0007	0	0,8126	0,6725
7	0,178	0,000007023	0,2137	0	0,8126	0,8862
8	0,148	0,000002908	0,0009	0	0,8126	0,8871
9	0,13	0,1024	0,000005539	0	0,915	0,8871
10	0,099	5,478E-07	0,0009	0	0,915	0,888
11	0,09	0,00000353	0,0646	0	0,915	0,9526

III.6.2. Période fondamentale de la structure :

Tableau III. 24 : vérification de la période fondamentale.

$T_{\text{dynamique}}$	$T_{\text{empirique}}$	$1.3T_{\text{empirique}}$	$T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{emp}}$
1,199	0.849	1.104	Condition non vérifiée

III.6.3. Calcul de l'excentricité :

Tableau III. 25 : vérification de l'excentricité.

niveau	XCM M	YCM m	XCR m	YCR m	ex	Ey
S-1	14,0981	9,9232	12,5748	9,8798	1,5233	0,0434
S-2	14,0981	9,9232	12,0735	9,8798	2,0246	0,0434
S-3	14,0831	9,9225	11,7122	9,8807	2,3709	0,0418
RDC	14,0717	9,9211	11,3428	9,8815	2,7289	0,0396
niv1	14,2433	9,9238	11,127	9,8825	3,1163	0,0413
niv2	16,1045	9,9254	11,0763	9,883	5,0282	0,0424
niv3	16,0827	9,9264	11,0546	9,8832	5,0281	0,0432
niv4	16,0648	9,9273	11,0393	9,8834	5,0255	0,0439
niv5	16,0522	9,9278	11,0337	9,8835	5,0185	0,0443
niv6	16,0311	9,9278	11,0272	9,8837	5,0039	0,0441
niv7	16,006	9,928	11,0202	9,8837	4,9858	0,0443
niv8	15,9944	9,9285	11,0062	9,8837	4,9882	0,0448
TERRASSE	16,4127	9,9423	10,9849	9,8836	5,4278	0,0587

III.6.4. Effort tranchant à la base :

Tableau III. 26 : Vérification de la force sismique à la base.

	$V_{\text{dynamique}}$	V_{statique}	$80\% V_{\text{statique}}$	$80\% V_{\text{sta}} < V_{\text{dyn}}$
Sens x-x	4089.4991	4372.821	3498.249	Condition vérifiée
Sens y-y	4394.9519	3972.257	3177.805	Condition vérifiée

III.6.5. Déplacements relatifs :

Tableau III. 27 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens X.

niv	UX (m)	R	RUX	he(m)	1%he	$\Delta k(m)$	$1\%he \geq \Delta k$
Terrasse	0,031888	3,5	0,111608	3,06	0,0306	0,009863	C V
niv8	0,02907	3,5	0,101745	3,06	0,0306	0,010017	C V
niv7	0,026208	3,5	0,091728	3,06	0,0306	0,010094	C V
niv6	0,023324	3,5	0,081634	3,06	0,0306	0,010066	C V
niv5	0,020448	3,5	0,071568	3,06	0,0306	0,0099295	C V
niv4	0,017611	3,5	0,0616385	3,06	0,0306	0,0096565	C V
niv3	0,014852	3,5	0,051982	3,06	0,0306	0,0092365	C V
niv2	0,012213	3,5	0,0427455	3,06	0,0306	0,008638	C V
niv1	0,009745	3,5	0,0341075	4,76	0,0476	0,012026	C V
RDC	0,006309	3,5	0,0220815	4,76	0,0476	0,01022	C V
S-1	0,003389	3,5	0,0118615	3,23	0,0323	0,0054075	C V
S-2	0,001844	3,5	0,006454	3,23	0,0323	0,0041405	C V

Tableau III. 28 : Vérification de déplacement inter-étages suivant le sens Y.

niv	UY (m)	R	RUY	he (m)	1%he	Δk	$1\%he \geq \Delta k$
Terrasse	0,019232	3,5	0,067312	3,06	0,0306	0,0078855	C V
niv8	0,016979	3,5	0,0594265	3,06	0,0306	0,0046445	C V
niv7	0,015652	3,5	0,054782	3,06	0,0306	0,0047285	C V
niv6	0,014301	3,5	0,0500535	3,06	0,0306	0,0049175	C V
niv5	0,012896	3,5	0,045136	3,06	0,0306	0,0050365	C V
niv4	0,011457	3,5	0,0400995	3,06	0,0306	0,0050995	C V
niv3	0,01	3,5	0,035	3,06	0,0306	0,0050365	C V
niv2	0,008561	3,5	0,0299635	3,06	0,0306	0,009583	C V
niv2	0,005823	3,5	0,0203805	4,76	0,0476	0,0063735	C V
RDC	0,004002	3,5	0,014007	4,76	0,0476	0,005775	C V
S-1	0,002352	3,5	0,008232	3,23	0,0323	0,0033495	C V
S-2	0,001395	3,5	0,0048825	3,23	0,0323	0,002947	C V

III.6.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

Tableau III. 29 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens X

niv	P (kn)	VX (kn)	hk(m)	Δk	θ	$\theta < 0,1$
Terrasse	2352,62	569,0845	3,06	0,009863	0,01332486	C V
niv8	4445,89	1036,0354	3,06	0,010017	0,01404754	C V
niv7	6558,754	1370,3737	3,06	0,010094	0,01578789	C V
niv6	8693,355	1602,1268	3,06	0,010066	0,0178495	C V
niv5	10848,61	1769,3412	3,06	0,0099295	0,01989612	C V
niv4	13003,87	1907,4297	3,06	0,0096565	0,02151406	C V
niv3	15196,99	2037,8288	3,06	0,0092365	0,02251002	C V
niv2	17390,11	2165,3227	3,06	0,008638	0,02267104	C V
niv1	23897,65	2606,0573	4,76	0,012026	0,02316784	C V
RDC	30405,2	3130,0508	4,76	0,01022	0,02085645	C V
S-1	36912,74	3574,7861	3,23	0,0054075	0,01728702	C V
S-2	43420,28	3920,7086	3,23	0,0041405	0,0141964	C V
S-3	49927,82	4089,4991	3,23	0,0023135	0,00874459	C V

Tableau III. 30 : vérification de l'effet P-Delta suivant le sens Y.

niv	P(kn)	VY(kn)	hk(m)	Δk	θ	$\theta < 0,1$
Terrasse	2352,62	323,3868	3,06	0,007885	0,01874605	C V
niv8	4445,89	657,2688	3,06	0,0046445	0,01026676	C V
niv7	6558,754	965,3409	3,06	0,0047285	0,01049887	C V
niv6	8693,355	1246,7788	3,06	0,0049175	0,01120523	C V
niv5	10848,61	1500,3515	3,06	0,0050365	0,01190114	C V
niv4	13003,87	1728,4723	3,06	0,0050995	0,01253766	C V
niv3	15196,99	1937,258	3,06	0,0050365	0,01291152	C V
niv2	17390,11	2131,3551	3,06	0,009583	0,0255521	C V
niv1	23897,65	2706,4979	4,76	0,0063735	0,01182275	C V
RDC	30405,2	3308,1324	4,76	0,005775	0,0111509	C V
S-1	36912,74	3779,8752	3,23	0,0033495	0,01012689	C V
S-2	43420,28	4177,6045	3,23	0,002947	0,00948294	C V
S-3	49927,82	4394,9519	3,23	0,0019355	0,00680737	C V

III.7.Conclusion :

En concluant que l'emplacement du "noyaux central" joue un rôle crucial dans la conception parasismique des bâtiments. Son positionnement correct est essentiel pour garantir la stabilité des structures et permettre une meilleurs distribution des charges sismiques.

Chapitre IV

Discussion des résultats

IV.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous mènerons une analyse comparative de différentes variantes pour l'emplacement de noyau central. L'objectif est de déterminer quel emplacement offre une stabilité optimale, de résistance aux forces sismiques et une bonne fonctionnalité globale du bâtiment.

IV.2.Etude comparative entre les différentes variantes :

IV.2.1.Période propre du bâtiment pour les différentes variantes :

Tableau IV. 1 : Période fondamentale des variantes étudiées.

Variantes	Période (sec)
V1	0,80
V2	0,92
V3	1,119

- Les périodes sont mis sous forme d'histogramme :

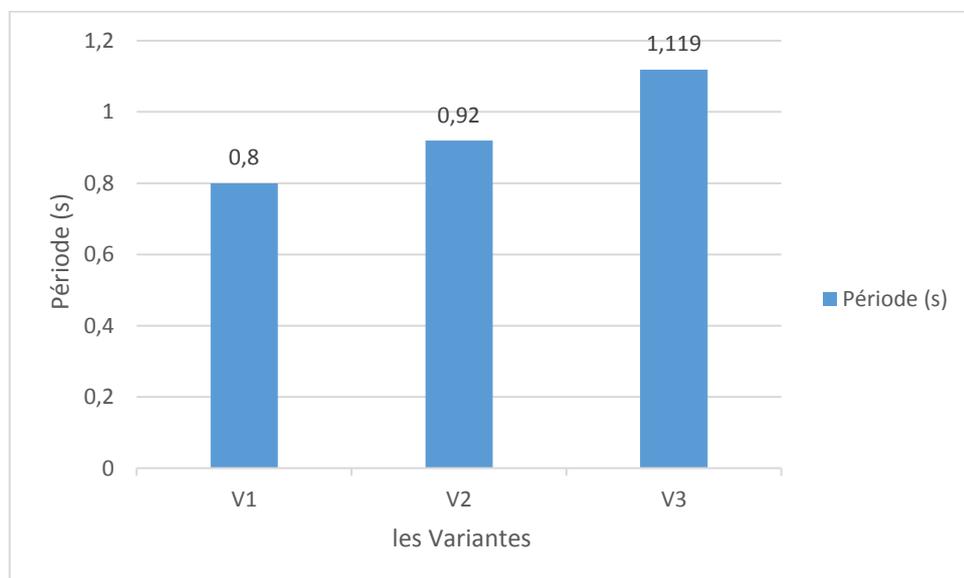


Figure IV. 1 : Période fondamentale des variantes étudiées.

- **Commentaire :**

D'après les résultats trouvés, la condition du RPA99 $T_{\text{dynamique}} < 1.3 * T_{\text{empirique}}$ est vérifiée pour les variantes 1 et 2, par contre pour la variant 3 ne vérifie pas la condition.

IV.2.2.Excentricités :

Tableau IV. 2 : Excentricité des variantes étudiées.

variante1		variante2		variante3	
ex(m)	ey(m)	ex(m)	ey(m)	ex(m)	ey(m)
1,8999	0,0108	3,6902	0,0146	1,5233	0,0434
1,9924	0,0205	3,8854	0,0284	2,0246	0,0434
1,8676	0,0277	3,656	0,0367	2,3709	0,0418
1,7549	0,0451	3,3947	0,0537	2,7289	0,0396
1,5873	0,0641	3,0652	0,0695	3,1163	0,0413
0,3565	0,0486	0,3247	0,0518	5,0282	0,0424
0,3412	0,0582	0,2499	0,0591	5,0281	0,0432
0,3236	0,067	0,1899	0,0655	5,0255	0,0439
0,305	0,075	0,1387	0,0715	5,0185	0,0443
0,2863	0,0821	0,0919	0,0766	5,0039	0,0441
0,2682	0,88	0,0498	0,0808	4,9858	0,0443
0,251	0,0933	0,0286	0,0848	4,9882	0,0448
0,2349	0,1064	0,3438	0,0962	5,4278	0,0587

➤ Les valeurs d'excentricités sont mises sous forme d'une courbe :

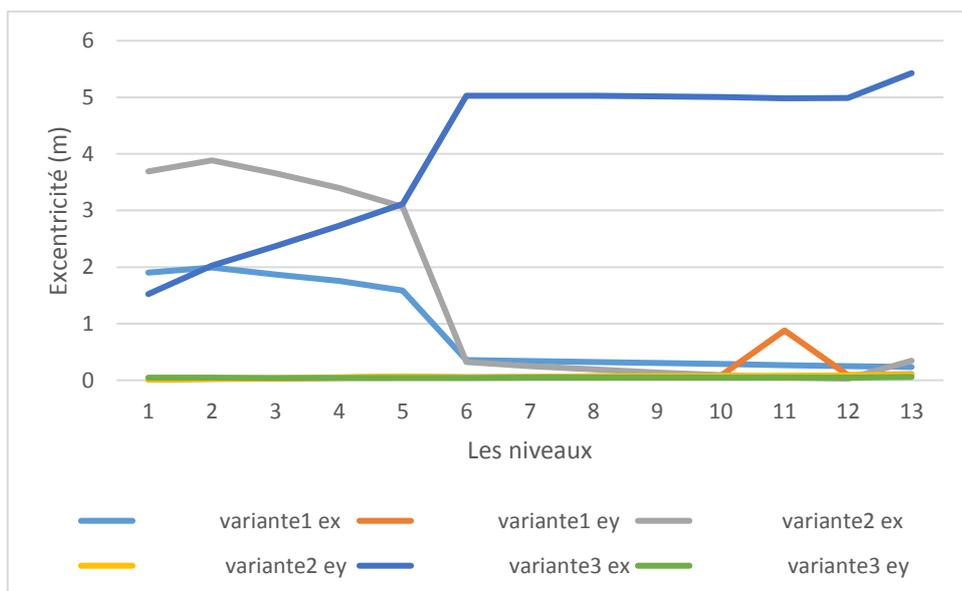


Figure IV. 2 : l'excentricité des variantes étudiées.

➤ **Commentaire :**

Les trois variantes ont démontré de faibles excentricités dans le sens Y. Cependant, dans le sens X, la variante 1 se distingue en présentant une excentricité considérablement réduite.

IV.2.3.Effort tranchant à la base :

Tableau IV. 3 : Force sismique des variantes étudiées.

Variantes	Vx (KN)	Vy(KN)
V1	6358,0958	5188,8597
V2	4519,1747	4201,7707
V3	4089,4991	4394,9519

➤ Les valeurs des forces sismiques sont mises sous forme d'histogramme :

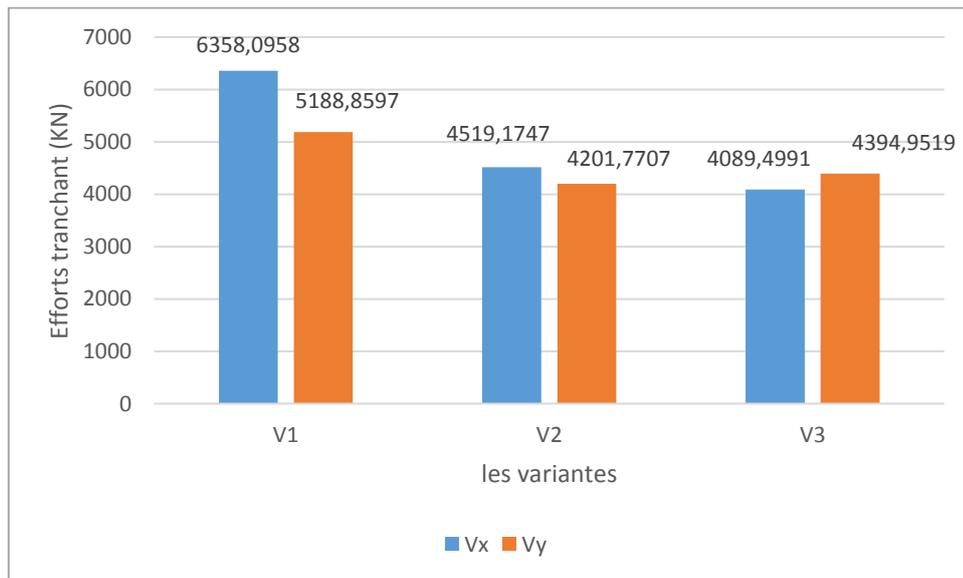


Figure IV. 3 : Forces sismiques des variantes étudiées.

➤ **Commentaire :**

D'après les résultats trouvés, l'effort tranchant à la base est plus important pour la variante 1 comparativement aux autres variantes, ce qui signifie que cette variante a la capacité d'absorber les efforts sismiques mieux que les variantes 2 et 3.

IV.2.4. Déplacements relatifs :

Tableau IV. 4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées.

NIVEAU	variante 1		variante2		variante 3	
	UX	UY	UX	UY	UX	UY
Terrasse	0,427	0,7273	0,8344	0,84035	0,9863	0,78855
niv8	0,43855	0,73675	0,8526	0,82495	1,0017	0,46445
niv7	0,44695	0,742	0,8624	0,8323	1,0094	0,47285
niv6	0,45115	0,7413	0,86485	0,8365	1,0066	0,49175
niv5	0,4501	0,7322	0,8568	0,82985	0,99295	0,50365
niv4	0,44275	0,71365	0,8386	0,81375	0,96565	0,50995
niv3	0,4291	0,68425	0,80675	0,78295	0,92365	0,50365
niv2	0,4081	0,64015	0,7602	0,6405	0,8638	0,9583
niv1	0,5852	0,89425	1,07555	1,0542	1,2026	0,63735
RDC	0,51695	0,73745	0,94815	0,89145	1,022	0,5775
s-1	0,294	0,38185	0,5257	0,46515	0,54075	0,33495
s-2	0,24185	0,27405	0,4207	0,34755	0,41405	0,2947
s-3	0,1603	0,1372	0,2457	0,1813	0,23135	0,19355

➤ Les déplacements sont mis sous forme d'une courbe :

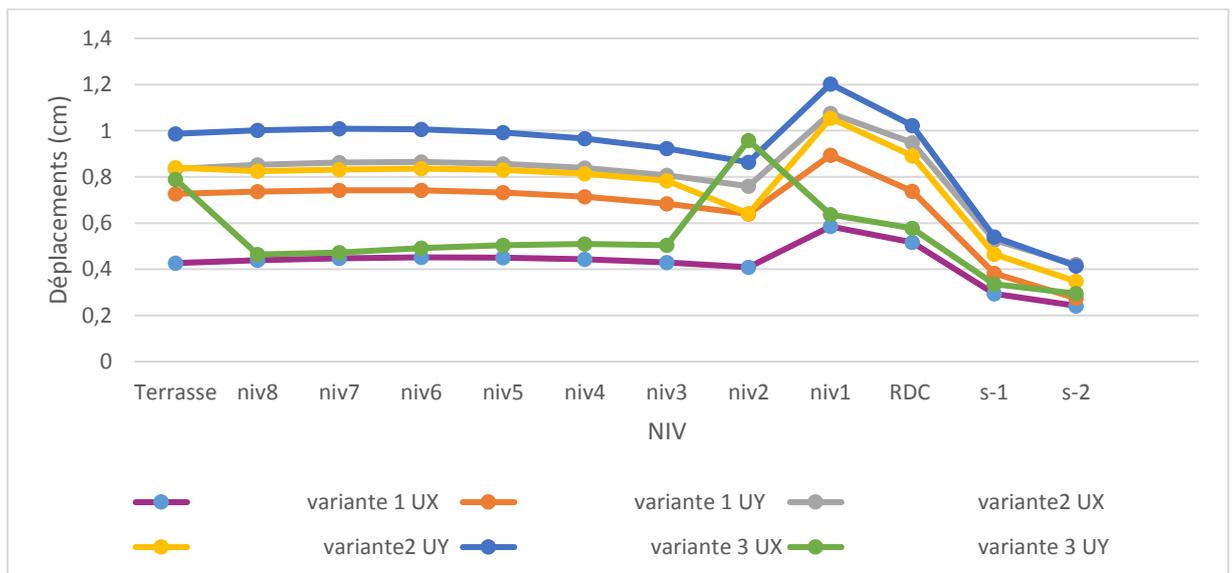


Figure IV. 4 : Déplacements relatifs des variantes étudiées

➤ **Commentaire :**

On constate que les déplacements relatifs entre-étage de la variante1 présentent les valeurs les faibles, ce qui induit une rigidité plus importante comparativement aux autres variantes.

IV.2.5.Effet P-Delta :**Tableau IV. 5 :** Effet P-Delta des variantes étudiées.

niv	variante1		variante2		variante3	
	θ_x	θ_y	θ_x	θ_y	θ_x	θ_y
Terrasse	0,0053172	0,0096737	0,0131029	0,0143133	0,0133246	0,0187465
niv8	0,00513249	0,00966357	0,01344918	0,01411095	0,01404754	0,01026676
niv7	0,00545128	0,01061181	0,01479409	0,01533227	0,01578789	0,01049887
niv6	0,00588361	0,01178502	0,0164676	0,01682052	0,0178495	0,01120523
niv5	0,00632422	0,01289108	0,01816352	0,01819941	0,01989612	0,01190114
niv4	0,0066914	0,0137161	0,01962632	0,01932145	0,02151406	0,01253766
niv3	0,00695475	0,0141838	0,02061491	0,02001665	0,02251002	0,01291152
niv2	0,00705274	0,01417569	0,02092814	0,01752457	0,02267104	0,0255521
niv1	0,00746308	0,01450761	0,02078816	0,0203246	0,02316784	0,01182275
RDC	0,007242	0,01295799	0,01898062	0,0182406	0,02085645	0,0111509
s-1	0,00666183	0,01069677	0,01622714	0,0150389	0,01728702	0,01012689
s-2	0,00599405	0,00833015	0,01375101	0,01211041	0,0141964	0,00948294
s-3	0,0043959	0,00461024	0,00875569	0,00694537	0,00874459	0,00680737

- Les valeurs de l'effet P-Delta sont mises sous forme d'une courbe :

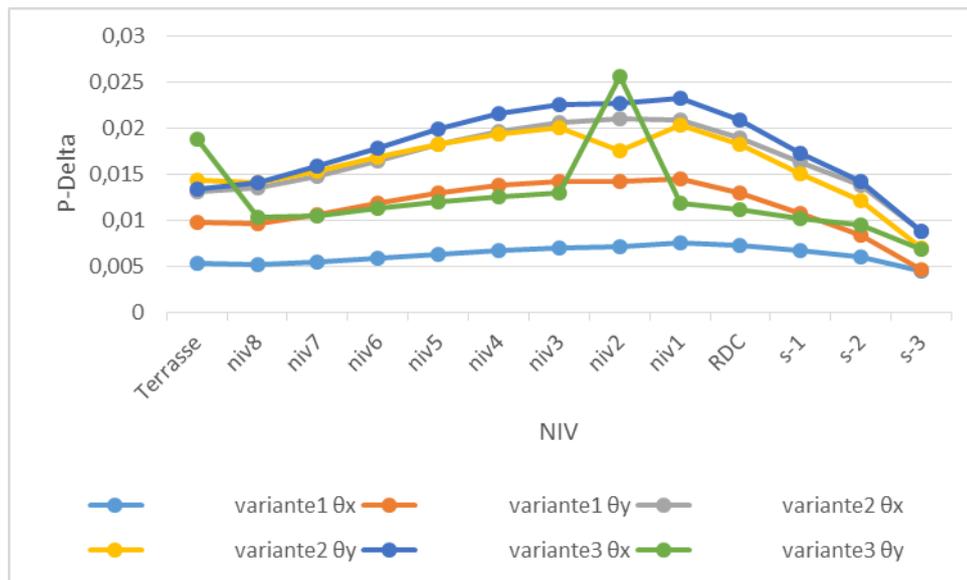


Figure IV. 5 : Effet P-Delta des variantes étudiées.

- **Commentaire :**

D'après les valeurs de tableau IV.5, on remarque que tous les variantes ont $\theta < 0.1$.

L'effet P-Delta peut être négligé puisque $\theta < 0.1$.

IV.3.Conclusion :

En somme, cette étude a abouti aux conclusions suivantes :

- La participation des masses modales est supérieure ou égale à 90% de la masse totale de la structure pour l'ensemble des variantes.
- L'étude démontre que la période diminue lorsque la rigidité de la structure augmente. Cela explique pourquoi la condition de période spécifiée dans l'article 4.2.4 du RPA99/VER2003 n'est pas respectée pour la variante 3, tandis qu'elle est respectée pour les variantes 1 et 2.
- La variante qui présente une meilleur capacité d'absorption des forces sismique est : la variante 1.

L'analyse les résultats de l'étude comparative des trois variantes nous a permis de choisir la variante1, cette variante nous a donné les meilleurs résultats en termes de rigidité et de résistance est qui vérifie toutes les exigences du règlement parasismique algérien (RP99/V2003) .

Conclusion générale

Conclusion générale

L'emplacement du noyau central dans les bâtiments exerce une influence significative sur leur comportement. Le noyau central, qui comprend généralement les escaliers, les ascenseurs, les gaines techniques et les espaces de service, joue un rôle crucial dans la résistance structurale, la stabilité, la fonctionnalité et la sécurité des bâtiments. Voici quelques points clés à retenir :

- **Résistance structurale** : Le noyau central peut agir comme une colonne vertébrale, fournissant une résistance aux forces horizontales telles que les vents, les séismes et les charges de service. Son emplacement stratégique peut renforcer la stabilité globale de la structure.
- **Distribution de charges** : Le noyau central permet de distribuer efficacement les charges verticales et horizontales à travers le bâtiment, en réduisant les contraintes sur les autres éléments structuraux. Il contribue ainsi à une répartition équilibrée des charges et à une meilleure performance globale du bâtiment.
- **Fonctionnalité et flexibilité** : L'emplacement du noyau central peut influencer l'aménagement intérieur des bâtiments. En le plaçant de manière stratégique, il est possible de maximiser l'espace disponible pour les activités principales et d'optimiser l'efficacité fonctionnelle. De plus, il offre une plus grande flexibilité pour les futurs réaménagements ou modifications.
- **Sécurité et évacuation** : Le noyau central joue un rôle essentiel dans les situations d'urgence et d'évacuation. Il abrite les voies d'évacuation verticales, telles que les escaliers et les ascenseurs de secours, permettant aux occupants de quitter rapidement et en toute sécurité le bâtiment en cas d'incident.

En somme, l'emplacement du noyau central est un élément clé dans la conception et la construction des bâtiments. Il influence la résistance structurale, la distribution des charges, la fonctionnalité, la flexibilité et la sécurité globale des bâtiments. Les architectes et les ingénieurs doivent donc prendre en compte cette variable lorsqu'ils conçoivent des structures durables, sûres et efficaces.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

[1] : **MORGAN LARDO**, Grands bâtiments : contreventement , dynamique des structures , calcul automatique : méthodes et applications pratiques, EYROLLES, 1977.

[2] : **Dr. TALEB HOSNI ABDERRAHMANE**, cours : système de contreventement.

[3] : **PHILIPPE.BERGER**2.free.fr/Bois/Cours/Contreventement1/contreventement1.htm.

[4] : **Association française du génie parasismique**, Guide **AFPS** Conception parasismique des bâtiments ,01 Juillet 1901.

[5] : **V. Davidovici**, Rapport de mission, Séisme de BOUMERDES, 21Mai 2003.

[6] : **PROF.A.KASSOUL -USB Chlef**, cours : ossatures bâtiment, chapitre 3 : les contreventements (2015/2016).

[7] : **Dr. Abdelkader BRAHIMI** Cours: Projet structures en béton armé, 2022-2023.

[8] : Chapitre II Exemples de modélisation par ETABS (RSA 2010).

Documents réglementaires :

RPA99/V2003 : Règlement Parasismique Algérienne, Edition CGS.

CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme, Edition CGS 29 Décembre 1993.

BAEL91 modifié 99 : béton armé aux états limites, Edition Eyrolles, Troisième 2000.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges), Edition CGS Octobre 1988.

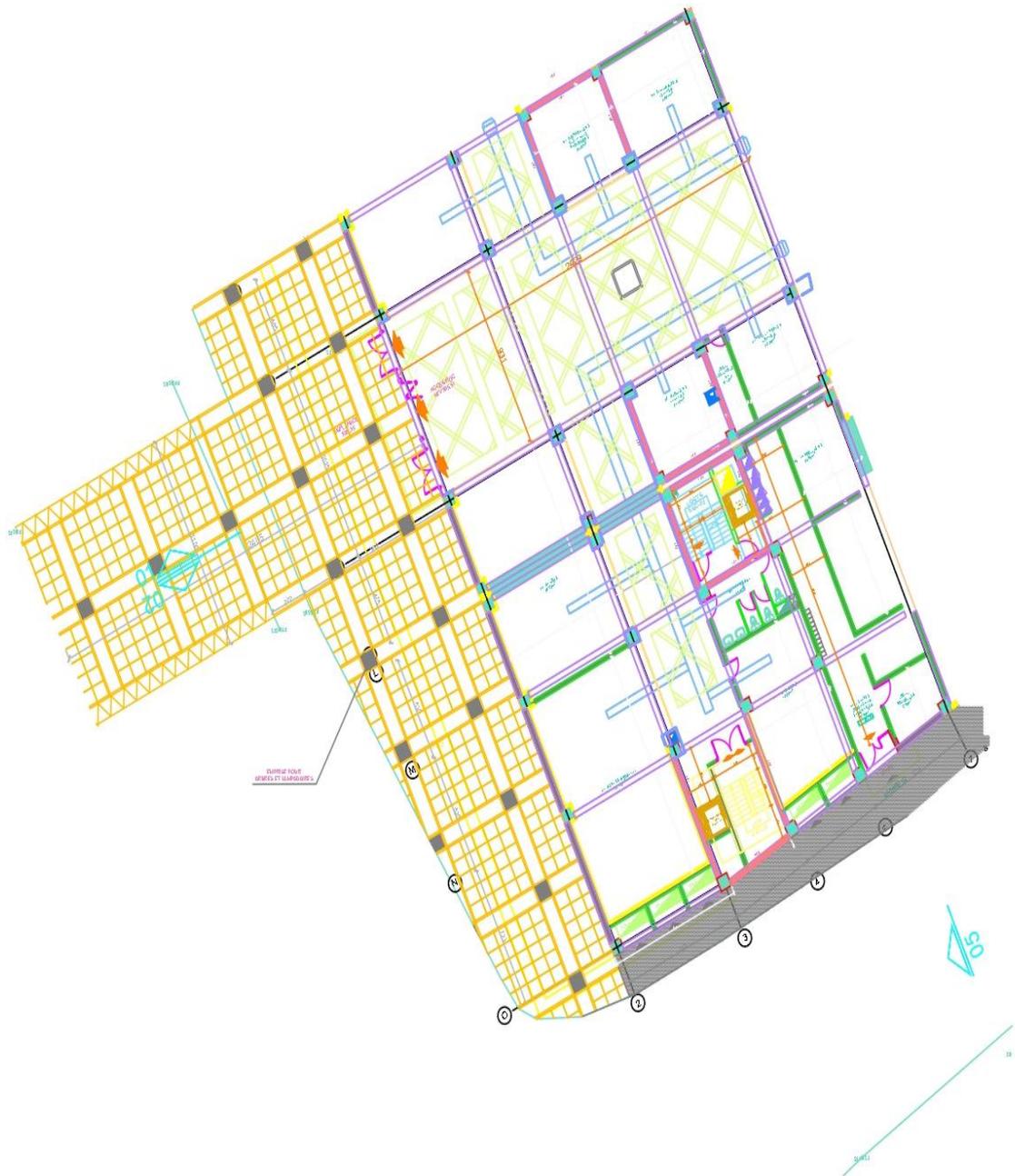
Logiciels :

ETABS/v2018 (pour modélisation et l'analyse des structures)

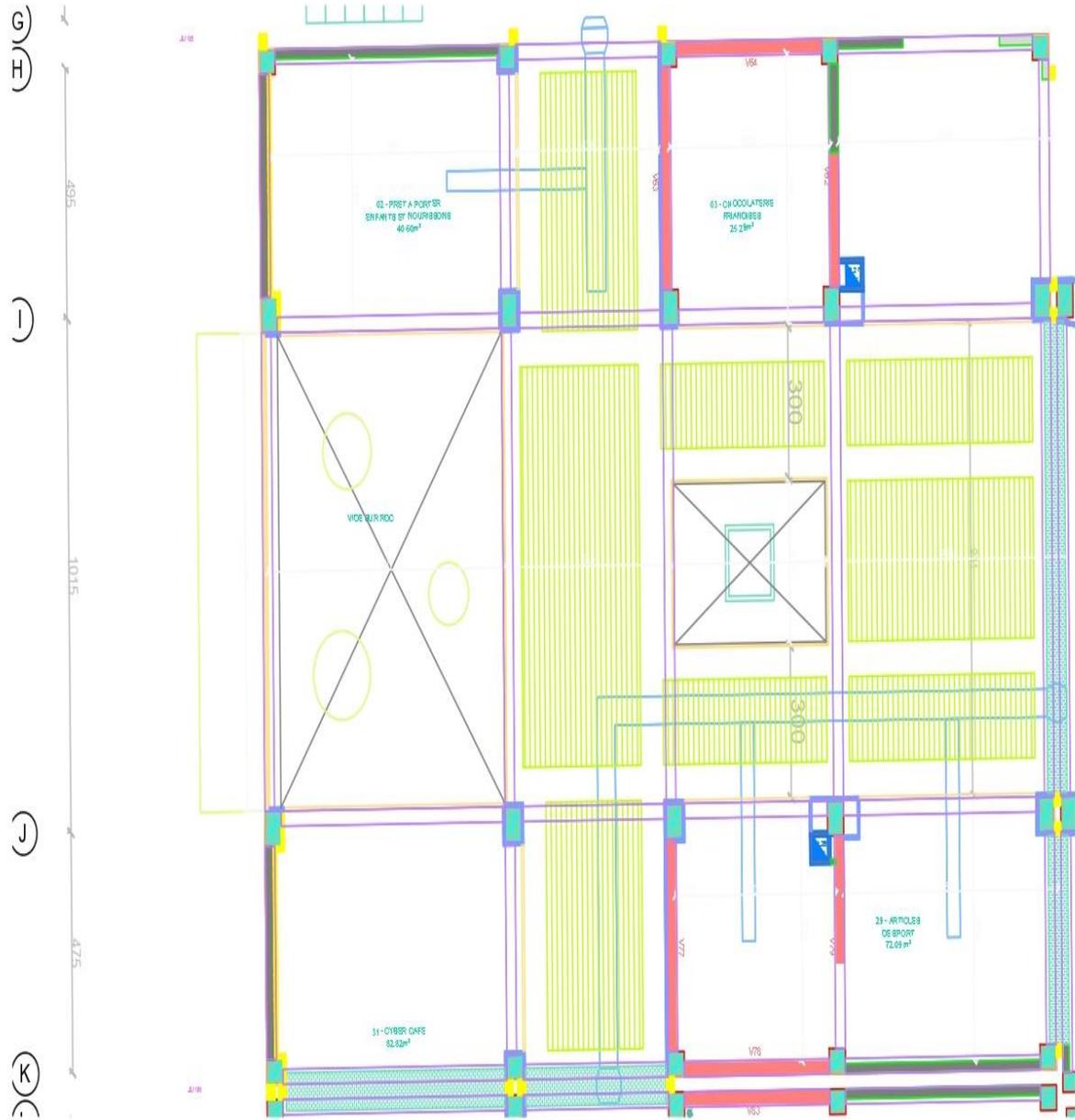
WORD 2016 (pour le traitement du texte).

EXCEL (pour les tableaux.)

Annexes



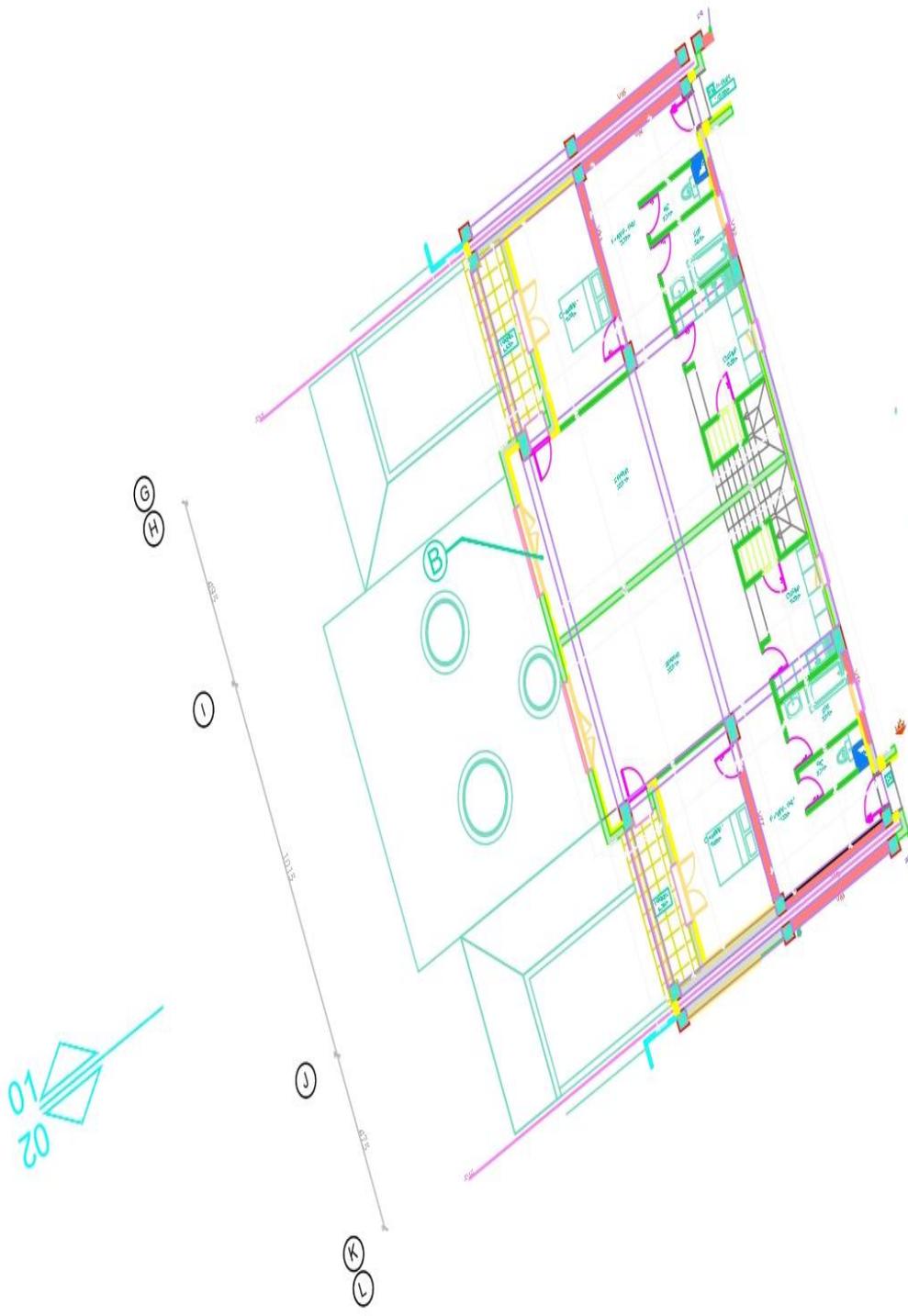
Plan de rez de chaussée



Plan de 1^{er} étage



Plan de 2^{ème} étage



Plan de 2^{ème} étage