



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية



MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA 1

جامعة سعد دحلب -البليدة 1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج

Pour l'Obtention du diplôme
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL
Spécialité : Matériaux

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN VOILE R+15+SOUS-SOL A BLIDA UTILISANT LE COFFRAGE TUNNEL

Présenté par :

M^r OTSMANE Ismail .

M^r BENCHEERIF Abdelmadjid.

Devant les membres de jury :

Président:

Examineur :

Promotrice : M^{me} Zerarka .H

BLIDA 2021

Remercîments

Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail, et nos parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer l'étude de cet ouvrage et en particulier notre promotrice Madame Zrarka.H. Pour son aide et ses orientations précieuses.

Nous tenons également à remercier les membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordé, en acceptant de juger notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants de l'institut de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier vivement tous les cadres et ingénieur de l'entreprise AADL de leurs conseils et précieuse.

Tous ceux au celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

ملخص

يتضمن هذا المشروع دراسة عمارة مكونة من (طابق تحت أرضي + طابق أرضي+15 طابق) مهيكلة بجدران خرسانية حاملة واقعة في منطقة مصنفة ضمن منطقة زلزالية (III). باستعمال القوالب النفقية

وقد تم دراسة مختلف أبعاد و تسليح العناصر الأساسية المقاومة وفق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر الدراسة الزلزالية تمت ببرنامج حساب **ETABS** ينصح باستعمال هذا النوع من البيانات (جدران مسلحة) في المناطق النشطة زلزاليا و الأبراج ذات العلو المعبر.

RESUME

Ce projet consiste à étudier un bâtiment (R+15+ sous SOL) constitué de voiles porteur assurant le contreventement de la structure, situé à bouinan, région classée de forte sismicité (ZONE III), utilisation coffrage tunnel.

Le pré dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments a été fait conformément au règlement appliqué en Algérie.

L'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse **ETABS**

Mot clé : bâtiments en voile, modélisation, coffrage tunnel.

ABSTRACT

This project of final studies objects the analysis of shear wall building comprising fifteen grounds and ground floor. Used tunnel framework.

It's intended to be setup in bouinan an area of height seismicity. The analysis was conducted by software ETABS. The dimensions and reinforcement of all elements were elaborate in accordance with the regulations in use.

SOMMAIRE

Résumé	
Remerciements	
Dédicaces	
Sommaire	
List des tableaux	
List des figures	
Liste des symboles	
Introduction générale	1

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA TECHNIQUE COFFRAGE TUNNEL

I.1. Historique :	3
I.1.1. LES BANCHES I Les banches lourdes :	3
I.2. Le coffrage tunnel :	5
I.2.1. Définition :	5
I.2.2. Les accessoires du coffrage tunnel :	5
I.2.3. Etapes d'exécutions :	8
I.2.4. Domaine d'application :	15

CHAPITRE II : GENERALITES

II.1. Introduction :	16
II.2. Description de l'ouvrage :	17
II.2.1. Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :	17
II.2.2. Ossature :	17
II.2.3. Planchers :	18
II.2.4. Escalier :	18
II.2.5. Ascenseur :	19
II.2.6. Maçonnerie :	19
II.2.7. Les terrasses :	19
II.2.8. Les revêtements :	19
II.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	20
II.3.1. Béton :	20
II.3.2. Aciers :	23
II.4. Hypothèses de calcul :	25
II.5. Plan architectural :	26

CHAPITRE III : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

III.1. Introduction :	31
III.2. Pré-dimensionnement des éléments résistants :	31
III.3. Pré-dimensionnement des planchers :	31
III.3.1. Plancher à dalle pleine :	31
III.3.2. Justifications et vérifications :	32

SOMMAIRE

III.3.3. Condition de résistance à l'incendie :.....	32
III.3.4. Condition d'isolation phonique :.....	32
III.3.5. Conclusion :.....	33
III.4. Evaluation des charges et sur charges :.....	33
III.5. Charges permanentes :.....	33
III.6. Plancher :.....	33
III.6.1. Plancher terrasse inaccessible	33
III.6.2. Plancher etages courants	34
III.7. Les charges d'exploitations :.....	34
III.7.1. Les surcharges d'exploitation :.....	35
III.8. Les combinaisons d'action :.....	35
III.9. Pré-dimensionnement des voiles :.....	35
III.9.1. Voile porteuse et de contreventement :.....	35
III.9.2. Voile périphérique :.....	36
III.10. Conclusion :.....	37

CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHES

IV.1. Introduction :.....	38
IV.2. Principe de calcul :.....	38
IV.3. Hypothèses de calcul :.....	39
IV.3.1. Dalle portant dans un seul sens :.....	39
IV.3.2. Dalle portant dans deux directions :.....	40
IV.4. Les conditions d'appuis :.....	41
IV.5. Les étapes de calcul.....	42
IV.5.1. Calcul de l'enrobage :.....	43
IV.5.2. Calcul des sollicitations :.....	44
IV.5.3. Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU) :.....	45
IV.5.4. Calcul a l'état limite ultime de service (ELS) :.....	46
IV.5.5. Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant :.....	55
IV.5.6. Vérification de la flèche :.....	56

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

V.1. Introduction :.....	58
V.2. Etude sismique :.....	58
V.3. Condition d'application pour chaque Méthode :.....	58
V.4. Choix de la méthode de calcul :.....	59
V.5. Présentation du logiciel ETABS :.....	60
V.5.1. Principe de la méthode statique équivalente :.....	60
V.6. Application de La méthode :.....	60
V.6.1. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :.....	61
V.6.2. Facteur de qualité « Q » :.....	63

SOMMAIRE

V.6.3.Coefficient de comportement global de la structure « R » :.....	64
V.6.4.Poids totale de la structure « W » :.....	64
V.7. Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :.....	65
V.8. Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :.....	65
V.9. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :.....	66
V.10. Nombre de modes à considérer :.....	67
V.11. Modélisation : modélisation etabs.....	68
V.12. Résultats de l'analyse :.....	69
V.12.1.Période et facteur de participation massique :.....	69
V.12.2.Interprétation des résultats :.....	69
V.12.3.Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :.....	70
V.12.4.Effets de la torsion accidentelle :.....	71
V.12.5.Calcul et vérification des déplacements des planchers :.....	72
V.12.6.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	73
V.12.7.Vérification au renversement :.....	75
V.13. Conclusion finale :.....	76

CHAPITRE VI : CALCULE ET FERRAILLAGE DES VOILES

VI.1. Généralités :.....	77
VI.2. Justification de la résistance des trumeaux :.....	78
VI.2.1. Domaine de validité :.....	78
Le domaine de validité est déterminé par les paramètres suivants :.....	78
VI.2.2. Justification sous sollicitations normales :.....	78
VI.2.2.1. Déterminations de la longueur de flambement :.....	78
VI.2.2.2. Effort normal limite ultime et contrainte limite ultime :.....	79
VI.2.3. Procédure de ferrailage des trumeaux :.....	80
VI.2.3.1. Les armatures verticales (armatures de flexion) :.....	80
VI.2.3.2. Les armatures horizontales (aciers d'effort tranchant) :.....	83
VI.2.3.3. Les armatures transversales :.....	88
VI.2.3.4. Règles communes :.....	88
VI.3. Exemple de calcul :.....	89
VI.4. Les armatures verticales (armatures de flexion):.....	95
VI.5. Les linteaux :.....	103
VI.5.1. Ferrailage des linteaux :.....	103

CHAPITRE VII : ETUDE DES FONDATIONS

VII.1. INTRODUCTION :.....	107
VII.2. PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :.....	107
VII.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES :.....	108
VII.4. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :.....	108
VII.5. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :.....	109
VII.6. VERIFICATION DE L'EFFORT DE SOUS PRESSION :.....	109

SOMMAIRE

VII.7. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :	109
VII.8. VERIFICATION AU POIÇONNEMENT :	110
VII.9. CALCUL DU FERRAILLAGE DU RADIER :	111
VII.10. CONCLUSION	113
Conclusion générale	114
Liste des références	
Annexes	

LISTE DES FIGURES

Fig I. 1: Schéma du système banche métallique	4
Fig I. 2: Schéma du système coffrage tunnel	6
Fig I. 3: une demi-coquille sur chantier	7
Fig I. 4: Assemblage de deux demicoquilles sur chantier	7
Fig I. 5: deux panneaux horizontaux solidarités à l'aide verrous à clef	7
Fig I. 6: Passerelles de décoffrage	8
Fig II. 1: Vu en plans " google earth "	16
Fig II. 2: Structure en vue 3D	17
Fig II. 3: Schéma de dalle plane	18
Fig II. 4: Schéma de l'escalier	18
Fig II. 5: Schéma d'ascenseur	19
Fig II. 6: Diagramme Contraintes – Déformations du béton à L'ELU	22
Fig II. 7: Diagramme Contraintes-Déformations du béton à L'ELS	23
Fig II. 8: Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier à L'ELU	24
Fig II. 9: FACADE PRENCIPALE	26
Fig II. 10: COUPE A-A	27
Fig II. 11: COUPE B-B	28
Fig II. 12: PLANT TERRASSE	29
Fig II. 13: PLANS DE ETAGE COURANT	30
Fig III. 1: les portées L_x et L_y	32
Fig III. 2: plancher terrasse	33
Fig III. 3: coupe de voile en élévation	36
Fig IV. 1: Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis	41
Fig IV. 2: Schéma des panneaux de rive	41
Fig IV. 3: Enrobage	43
Fig V. 1: modélisation etabs	68
Fig VI. 1: Dimensions minimales d'un trumeau	78
Fig VI. 2: Dimensions minimales d'un trumeau	80
Fig VI. 3: Diagramme des contraintes d'un trumeau partiellement tendue	81
Fig VI. 4: Disposition des armatures verticales	82
Fig VI. 5: Aciers d'effort tranchant	83
Fig VI. 6: Trumeau partiellement comprime en flexion composée	86
Fig VI. 7: Dispositions des armatures horizontales	87
Fig VI. 8: Diagramme des contraintes du trumeau P11	90
Fig VI. 9: Découpage de la zone tendue du trumeau P11	91
Fig VI. 10: Disposition des trumeaux	94

LISTE DES FIGURES

Fig VI. 11: Linteaux.....	103
Fig VI. 12: Moments résistants ultimes	105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 1: descente de charges de la terrasse inaccessible.....	34
Tableau III. 2: descente de charges de la dalle pleine de l'étage courant.....	34
Tableau III. 3: descente des charges est les combinaisonsdes des charges ELU/ELS.....	35
Tableau V. 1: Facteur de Qualité 'q'.	64
Tableau V. 2: Périodes et facteur de participation modale	69
Tableau V. 3: centre de masse et centre de rigidité	71
Tableau V. 4: Déplacement inter-etaage de chaque niveau (x-x) (y-y).....	72
Tableau V. 5: Déplacements latéraux inter étages.....	73
Tableau V. 6: Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.	74
Tableau V. 7: Justification vis-à- vis de l'Effet P- Δ dans le Sens y	75
Tableau VI. 1: Le rapport l_f/l	78
Tableau VI. 2: Effort normal limite ultime et contrainte limite ultime	79
Tableau VI. 3: Détermination de la longueur de flambement	89
Tableau VI. 4: Détermination des efforts et des contraintes limites.....	89
Tableau VI. 5: Caractéristiques géométriques du trumeau P11.....	90
Tableau VI. 6: Ferrailage de la zone tendue du trumeau P11.....	91
Tableau VI. 7: Les armatures verticales adoptées du trumeau P11	92
Tableau VI. 8: Les armatures verticales du trumeau P1/P1A.....	95
Tableau VI. 9: les armatures verticales du trumeau P2/P2A	95
Tableau VI. 10: Les armatures verticales du trumeau P3/P3A.....	96
Tableau VI. 11: Les armatures verticales du trumeau P4/P4A.....	96
Tableau VI. 12: Les armatures verticales du trumeau P5/P5A.....	97
Tableau VI. 13: Les armatures verticales du trumeau P6/P6A/P6B/P6C.....	97
Tableau VI. 14: Les armatures verticales du trumeau P7/P7A.....	98
Tableau VI. 15: Les armatures verticales du trumeau P8/P8A.....	98
Tableau VI. 16: Les armatures verticales du trumeau P9/P9A/P9B/P9C.....	99
Tableau VI. 17: Les armatures verticales du trumeau P10/P10A.....	99
Tableau VI. 18: Les armatures verticales du trumeau P11/P11A.....	100
Tableau VI. 19: Les armatures verticales du trumeau P12/P12A/P12B/P12C.....	100
Tableau VI. 20: Les armatures verticales du trumeau P13/P13A/P13B.....	101
Tableau VI. 21: Les armatures verticales du trumeau P14/P14A.....	101
Tableau VI. 22: Les armatures verticales du trumeau P15/P15A.....	102
Tableau VI. 23: Les armatures verticales du trumeau P16/P16A.....	102

Introduction Générale

Les phénomènes déclencheurs notamment des séismes constituent le plus grand danger qui menace plusieurs régions du monde aussi bien dans les vies que dans les biens, particulièrement la partie nord de l'Algérie, et particulièrement sa partie nord n'est pas à l'abri de tels phénomènes destructifs et c'est pour cela qu'on doit prendre en considération les différents règlements de la construction tout en tenant compte de multiples facteurs (site, nature du sol, qualité des matériaux utilisés, interaction sol structure ...etc.).

L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure.

Le présent travail inscrit dans cette démarche, consiste à étudier un bâtiment composé d'un rez de chaussée et 15 étages plus un sous-sol, implanté à BOUINAN (Wilaya de BLIDA), qui est classée comme zone de sismicité élevée, Zone III, La structure est constituée de voiles porteurs en béton armé, qui reprennent la totalité des charges verticales et horizontales.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre aux présentations de la technique coffrage tunnel ou on présente les principes généraux des étapes de montage des moules qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération

Les calculs et les vérifications des pièces en béton armé aux états limites ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser présentés dans le deuxième chapitre, alors que le troisième chapitre comporte le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, et les voiles .

En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure qui fera l'objet du 5ème chapitre pour s'assurer que notre bâtiment à un bon comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les

règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) .Le ferrailage des plancher et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique, les efforts sont vérifiés les critères imposées par RPA99 , et BAEL99 ...etc.

L'interaction sol structure est garantie par le choix du type de fondation superficielle suivant la nature du sol qui assurent la stabilité de l'ouvrage et l'économie de conception.

CHAPITRE I

Présentation de la technique coffrage tunnel

I.1. Historique :

La réussite d'un projet de construction repose sur un élément essentiel : des matériaux appropriés. L'évolution humaine et notre niveau de vie ont été influencés par nos choix de matériaux dans la construction de bâtiments. En fait, la plupart des matériaux utilisés aujourd'hui le sont depuis 400 ans.

Le développement des matériels et des matériaux de construction à lui aussi contribué à l'industrialisation de ces techniques. Après l'apparition du béton il y plus de 100 ans, sa fabrication en grande quantité été devenu facile et rapide sur site grâce à l'emploi des centrales à béton, cela a permis de le mettre en oeuvre dans des moules directement sur le chantier de construction.

I.1.1. LES BANCHES I Les banches lourdes :

1) Définition Les banches sont des éléments verticaux souvent métalliques servant de moules aux voiles. Elles ont la hauteur du mur à construire. Leur taille dépend des fabricants mais elles sont assemblables pour pouvoir couler la longueur de paroi voulue

2) Les banches classiques 2.1 L équipage de banches Pour couler un voile il faut bien évidemment poser deux banches, une de chaque côté du mur. L'ensemble de ces 2 banches est appelé « équipage de banches ». Le schéma cicontre représente un équipage de banche classique type « OUTINORD ». On peut distinguer : A Plateforme de travail pour les ouvriers B Plancher de travail C Echelle D Pied de banche (étais tirepousse) pour réglage E Vérin de réglage F Verrouillage G Peau coffrant en tôle H Barrière de sécurité I Portillon J Raidisseurs verticaux K Raidisseurs horizontaux Les banches 1

Ces moules appelés banche, peuvent être métalliques ou en bois, elles offrent :

- Une rapidité de mise en place
- Le monolithisme de la structure
- Belle aspect de surface
- Un déplacement rapide des moules

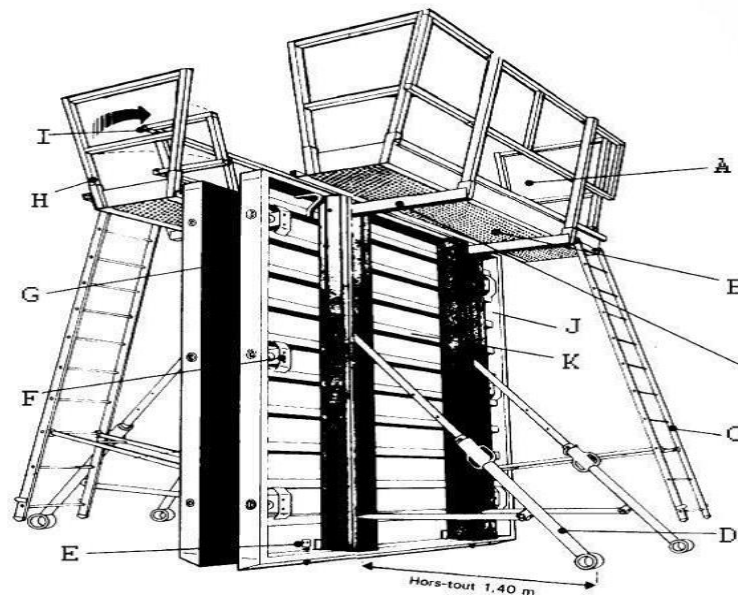


Fig I. 1: Schéma du système banche métallique

Pour couler un voile il faut bien évidemment poser deux banches, une de chaque côté du mur ou du voile.

L'ensemble de ces deux banches est appelé « équipage de banche ».

Le schéma ci-contre représente un équipage de banche classique. On peut distinguer :

A- Plateforme de travail pour les ouvriers

B- Plancher de travail

C- Echelle

D- Etais tire-pousse pour réglage

E- Vérin de réglage

F- Verrouillage

G- Peau coffrante en tôle

H- Barrière de sécurité

I- Portillon

J- Raidisseurs verticaux

K- Raidisseurs horizontaux

L'utilisation des banches métallique a été un progrès considérable dans la construction en béton armé mais il faut toujours couler les planchers dans une seconde opération nécessitant de nouvelles manutentions. L'idéale serai de couler les murs et les planchers en même temps.

La solution à ce problème c'est le coffrage tunnel

I.2. Le coffrage tunnel :

I.2.1. Définition :

La technologie tunnel qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives.

L'outil de calepinage de tunnels PCMO est basé sur la modélisation des T.M.P.H. 80 Outinord, des tunnels modulaires France et U.S. et des tunnels classiques.

Il apporte la qualité et la précision à la construction en béton et offre la possibilité d'économiser énormément sur les travaux de finition ainsi que les travaux mécaniques et électriques. Sans oublier que ce système produit des structures portantes mieux adapté aux séismes.

Un coffrage standardisé, qui intègre des solutions systématiques anticipées, offre une trame métrique simple, l'assemblage de banches de dimensions différentes est alors possible, et sa conception permet un gain de temps important au moment de la planification.

L'utilisation des technologies avancées pour la production de coffrages en acier a permis d'obtenir des coffrages tunnels solides, légers et durables.

I.2.2. Les accessoires du coffrage tunnel :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtapositions les uns à côté des autres de couler en une seule fois. Ils sont constitués essentiellement de deux panneaux verticaux (Panneau de pignon) reliés à leur partie supérieure par un panneau horizontal.

Ils peuvent être monoblocs ou composés de deux **demi-coquilles** que l'on assemble rigidement entre elles par verrouillage au moment du réglage et du bétonnage.

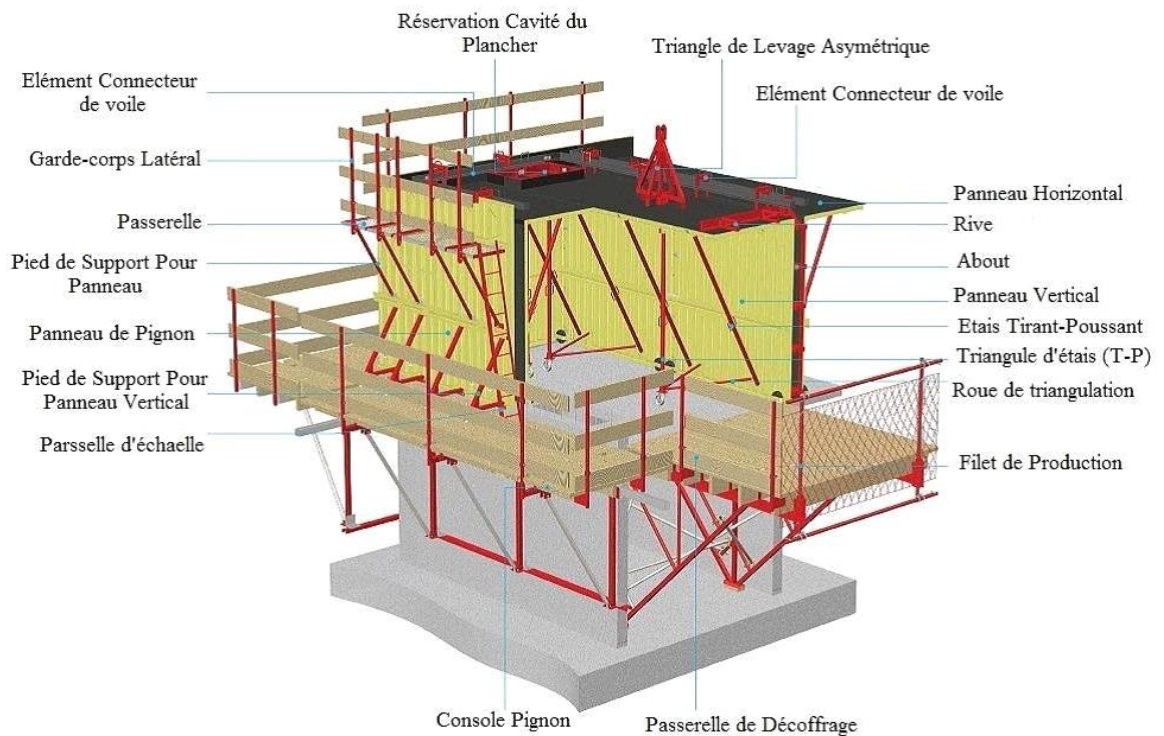


Fig I. 2: Schéma du système coffrage tunnel

a) Demi-coquille :

Elément de coffrage est un dièdre droit dont le plan vertical est constitué par un panneau de la hauteur de l'étage et le plan horizontal par un panneau représentant en générale le demi porté de la dalle de plancher. On peut également avoir un troisième panneau vertical latéral comme c'est indiqué sur la figure (Fig I.4), quand il s'agit de couler une chambre entourée de trois voiles.

Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm rédiés par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm.

Le contreventement des deux panneaux est assuré par (A) deux ou quatre contres fiches (étais tire-pousse) de longueur réglable par des vérins à vice et une buté réglable elles aussi, permettent d'obtenir sans erreur un dièdre parfaitement droit ou légèrement ouvert si on veut donner une contre flèche.

(B) Une béquille à vérin réglable sert d'appuis et permet d'amener les demis-coquille à niveau.



Fig I. 3: une demi-coquille sur chantier

A la base du panneau verticale deux vérins à vice (C) permettent le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues (D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure (Fig I.4)

A chaque extrémité latérale des panneaux, des profilés permettent l'affleurement des éléments consécutives, l'assemblage s'effectue à l'aide de levier a ressort (E) comme le montre la fig 1.3.

L'extrémité du panneau horizontal porte des verrous a clef, assurant l'assemblage des deux demis coquilles face à face.



Fig I. 5: Assemblage de deux demicoquilles sur chantier



Fig I. 4: deux panneaux horizontaux solidarisés à l'aide verrous à clef

b) Passerelle de décoffrage :

L'utilisation du coffrage tunnel exige tout autour du chantier un ensemble de passerelles de décoffrage ou de service. De la profondeur d'au moins d'une demi coquille, elles sont installées en bordure de façade par des grues, leur fonction principale est de dégager les demi-coquilles après décoffrage, de soutenir les dalles prématurément décoffré (de l'ordre de 4 à 5 jour) tout en assurent la sécurité du personnel.

Descente de charge: données de calcul

Qv=60daN/m² pour un Vent: 85Km/h
 P1: Surcharge de circulation: 150daN/m
 P3: Poids des banches: 180daN/m²
 B: Position banche / voile: 0.2m
 Autres données: voir tableau précédent.

Calcul des réactions:

$$Rv \text{ attache} = \frac{Rv \times L}{\text{Nbr d'attache}}$$

$$Rh \text{ attache} = \frac{Rh \times L}{\text{Nbr d'attache}}$$

$$Ru \text{ ferme} = \frac{Ru \times L}{\text{Nbr de fermes}}$$

Légende:

Nbr: Nombre
 L: Longueur de la plateforme

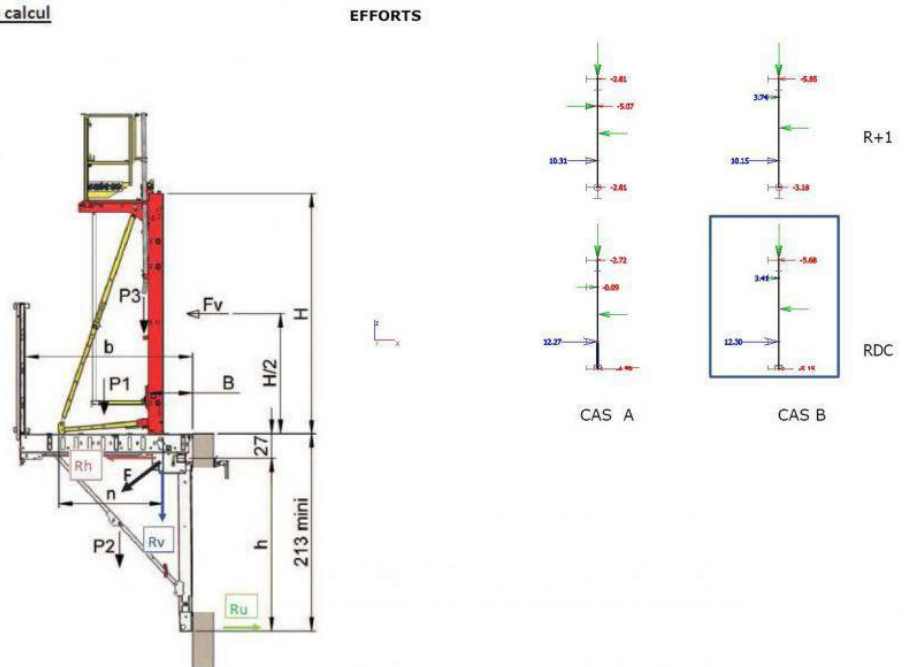


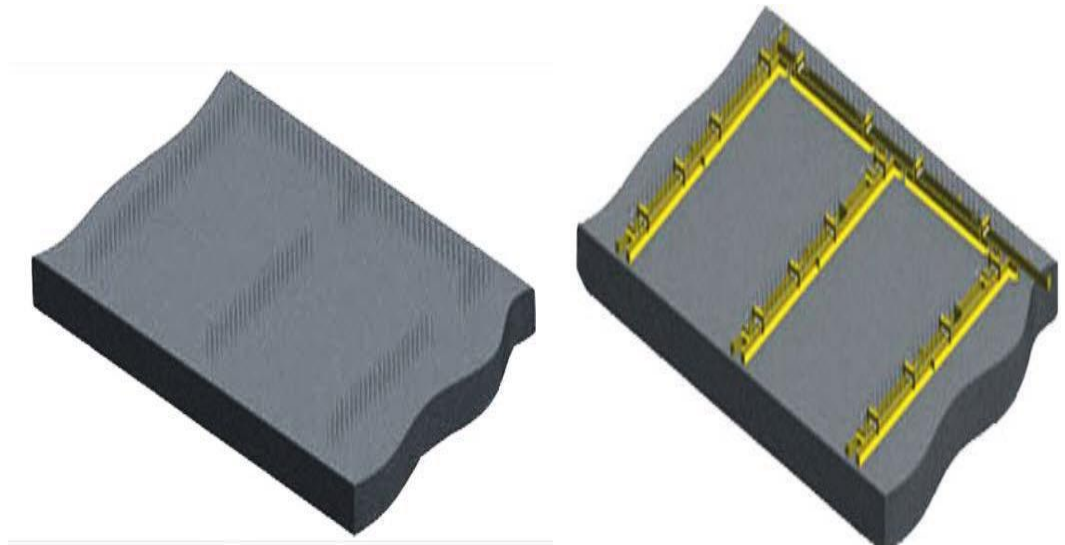
Fig I. 6: Passerelles de décoffrage

I.2.3. Etapes d'exécutions :

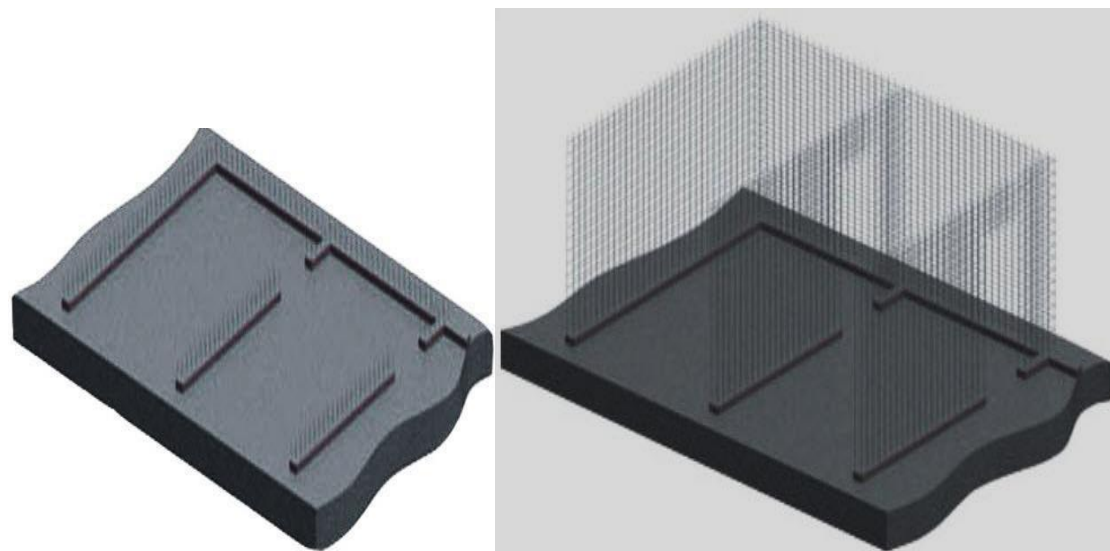
Afin de mieux comprendre les procédés du coffrage tunnel, nous proposons d'en faire l'analyse étape par étape :

1er étape :

La mise en oeuvre des fondations étant finie, l'installation de coffrage spécial pour couler les amorces de voiles, appelé aussi talonnettes, elles servent de repère pour aligner les demi coquille sur un même niveau.

**2ème étape :**

Le coulage des talonnettes achevé, commence le ferrailage des voiles (la disposition des treillis soudé ainsi que les différentes armatures de renforcement).

**Remarque :**

Les talonnettes seront marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages

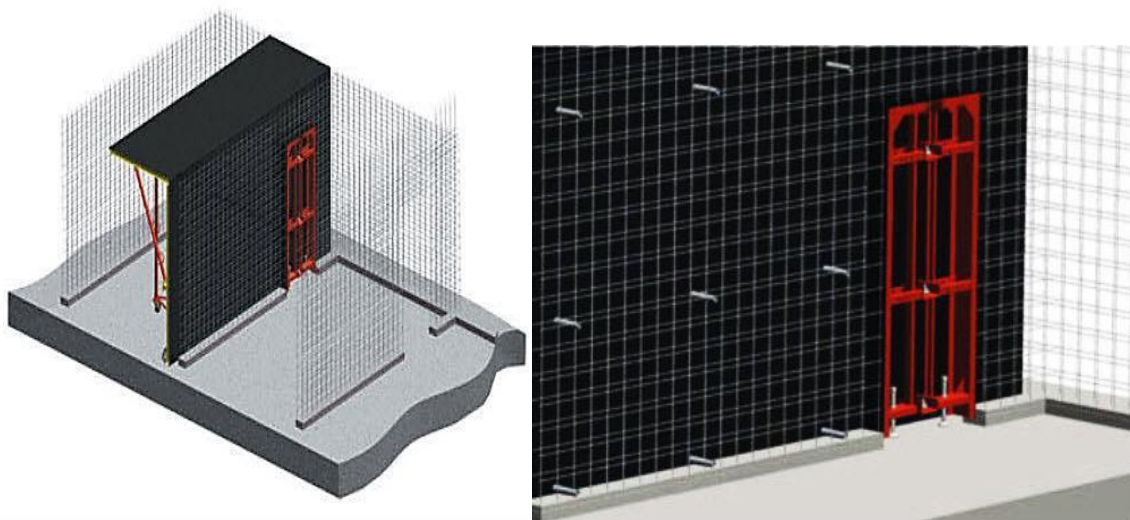
3ème étape :

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage, cette opération délicate nécessite

l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

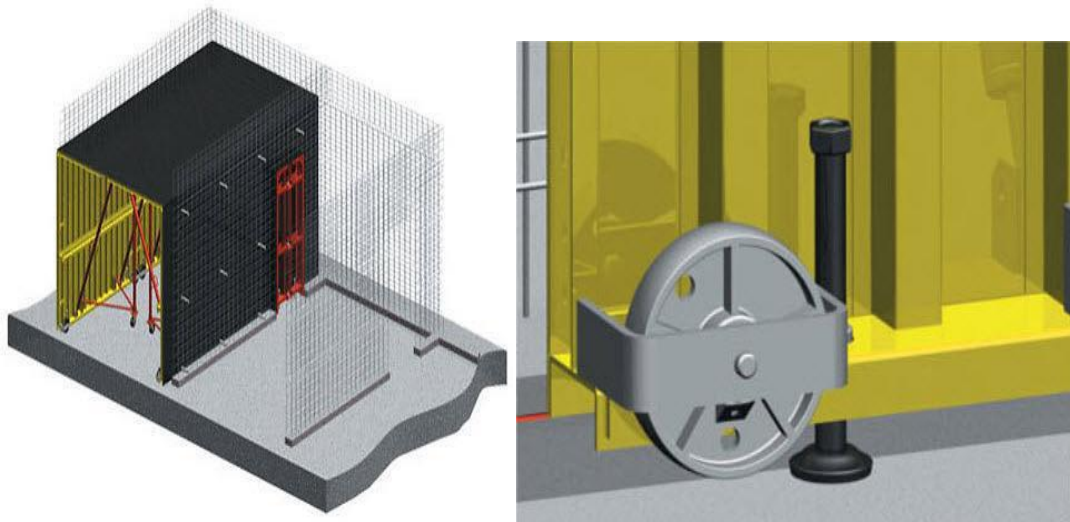
Mise en place des divers réserves (porte, fenêtre, équipement électriques) sur les parois verticales qui seront soit découper dans les murs, soit noyer sur son épaisseur.

Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton.



4ème étape :

Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage ». Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vice en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau. Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis coquilles pour pouvoir les bien solidariser.

**5ème étape :**

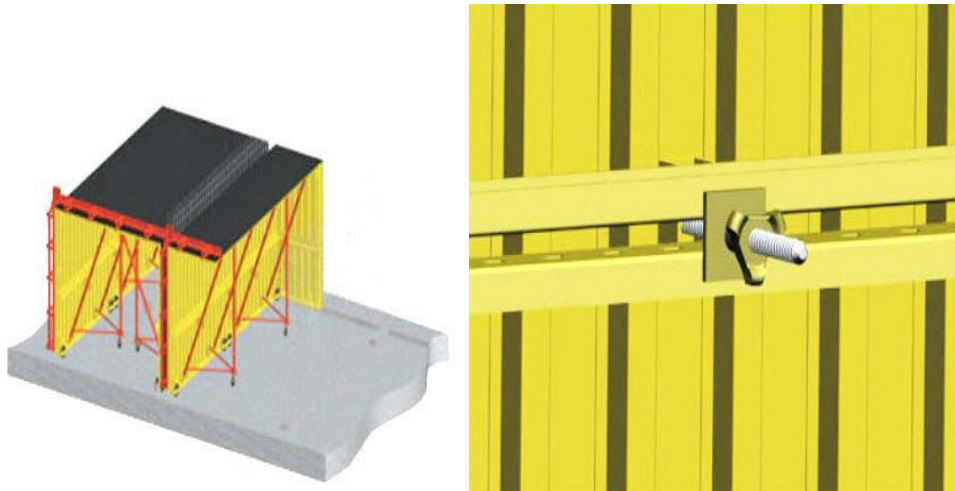
Solidarisé les deux demi coquilles en verrouillant les crochets métalliques et en les bloquant à l'aide de boulons conique.

Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1ère chambre.

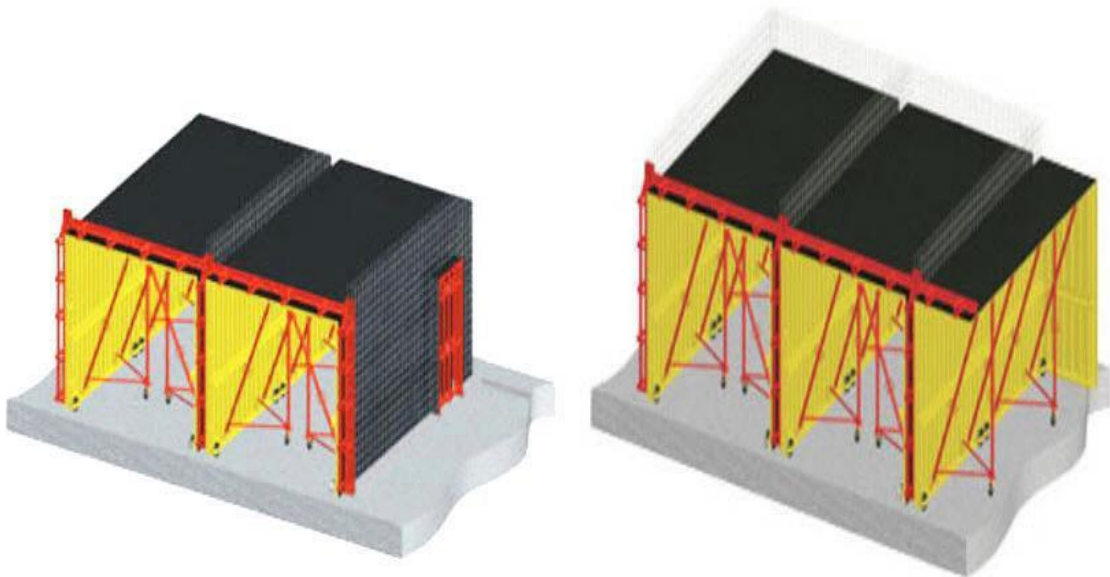
**6ème étape :**

Mise en place de la 3ème demi coquille au dos de la 1er demi coquille.

Réglage de la 3ème demi-coquille au même niveau que le 1 ère et les solidarisées à l'aide d'entretoises ou de tirants avec écrous spéciale

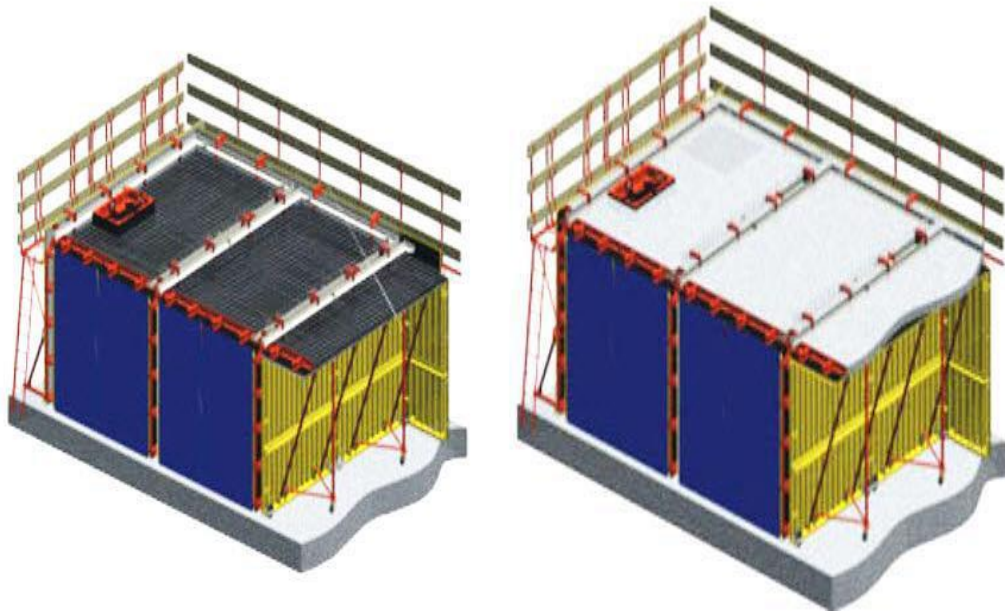


Les mêmes étapes précédentes se répètent pour les demis coquilles 4, 5... ainsi de suite.

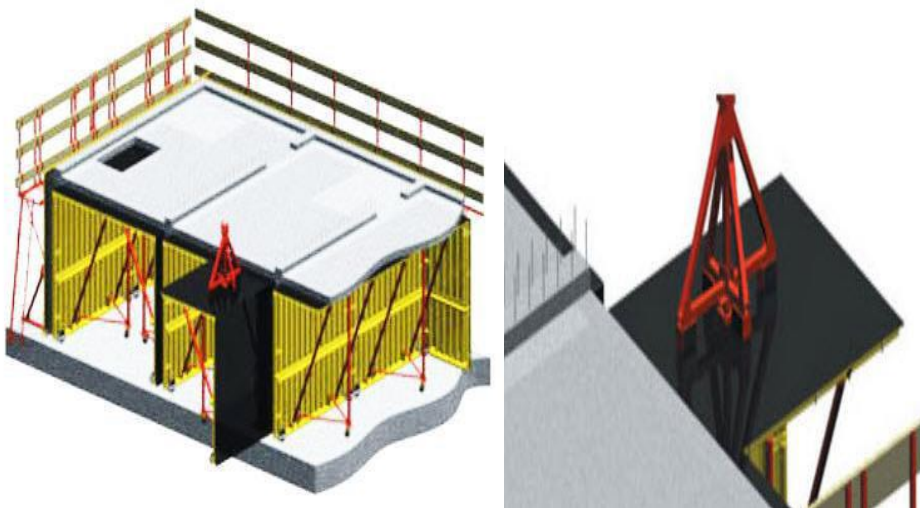


7ème étape :

Mise en place des banche pignon. Mise en place du ferailage des dalles au dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyau d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques). Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.

**8ème étape :**

Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des câbles à une grue.

**Remarque :**

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devons penser à étailler les dalles prématurément décoffrées (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferrailage des voiles du second niveau, par conséquent la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux.

Les passerelles seront donc introduites sur les chambres (couler) du 1er niveau, la suite des travaux sera une répétition des étapes précédentes.

Un aperçu de la technique coffrage tunnel sur chantier



I.2.4. Domaine d'application :

- Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.
- Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.

Avantage :

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité de mise en oeuvre selon les règles de l'art.
- Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes
- Facilité de reproduction et d'exécution des structures répétitives d'un même projet.
- Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filet de sécurité.

Inconvénients :

- Ce système ne permet pas d'avoir de grand espace habitable au niveau de chaque logement.
- Il ne permet pas d'effectuer des modifications ou transformations par le propriétaire du logement après la fin des travaux.
- Ce système ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
- Ce système n'offre pas beaucoup de perspective architecturale ou esthétique.
- Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

CHAPITRE II

Généralités

II.1. Introduction :

On propose d'étudier un bâtiment composé d'un rez de chaussée et 15 étages plus un sous-sol, implanté à BOUINANE (Wilaya De blida), qui est classée comme zone de sismicité élevée, Zone III, Selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 ver2003, notre bâtiment est parmi les ouvrages courants et d'importance moyenne, il est classé en groupe 2.



Fig II. 1: Vu en plans " google earth "

II.2. Description de l'ouvrage :

II.2.1. Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :

- Un sous-sol
- Un rez de chaussée +15 étages à usage d'habitation

Dimensions en élévation :

- Hauteur du bloc : 52,02 m (avec cage d'ascenseur)
 - Hauteur de sous-sol : 3,06 m
 - Hauteur de l'étage courant : 3,06 m
- Dimensions en plan :
- Longueur totale : $L=27,9$ m (sens longitudinal)
 - Largeur totale : $l = 23,25$ m (sens transversal)

II.2.2. Ossature :

La structure est constituée de voiles porteurs en béton armé, qui reprennent la totalité des charges verticales et horizontales.

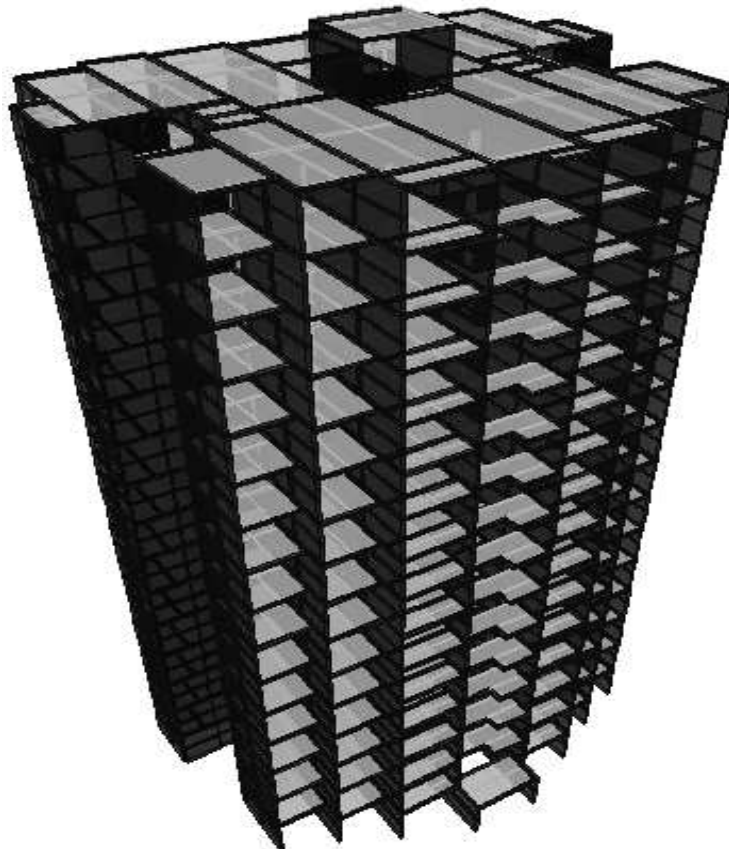


Fig II. 2: Structure en vue 3D

II.2.3. Planchers :

Les planchers sont constitués de dalles pleines en béton armé.

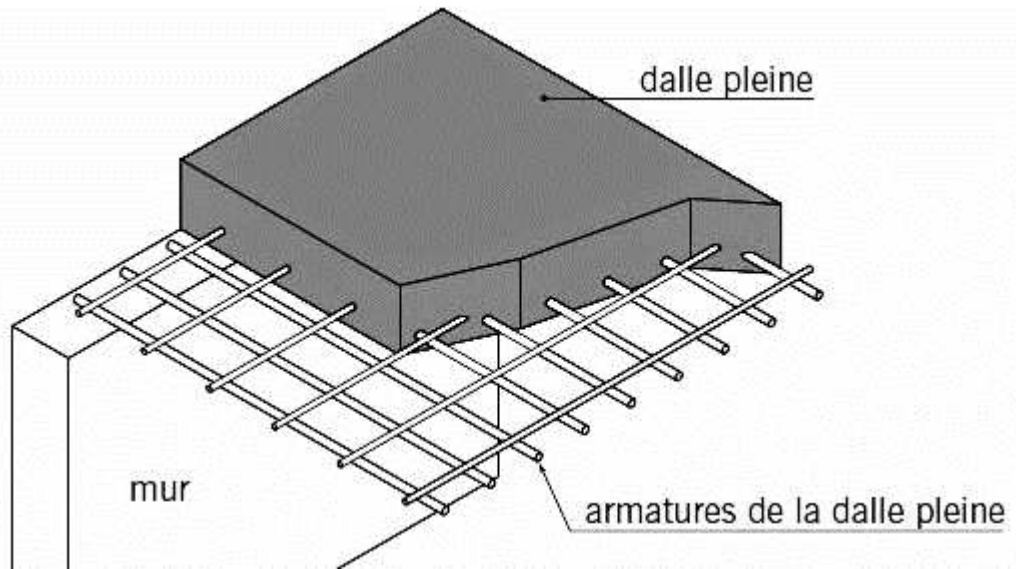


Fig II. 3: Schéma de dalle pleine

II.2.4. Escalier :

Notre bâtiment comporte deux cage d'escalier du rez de chaussée au 15^{ème} étage.

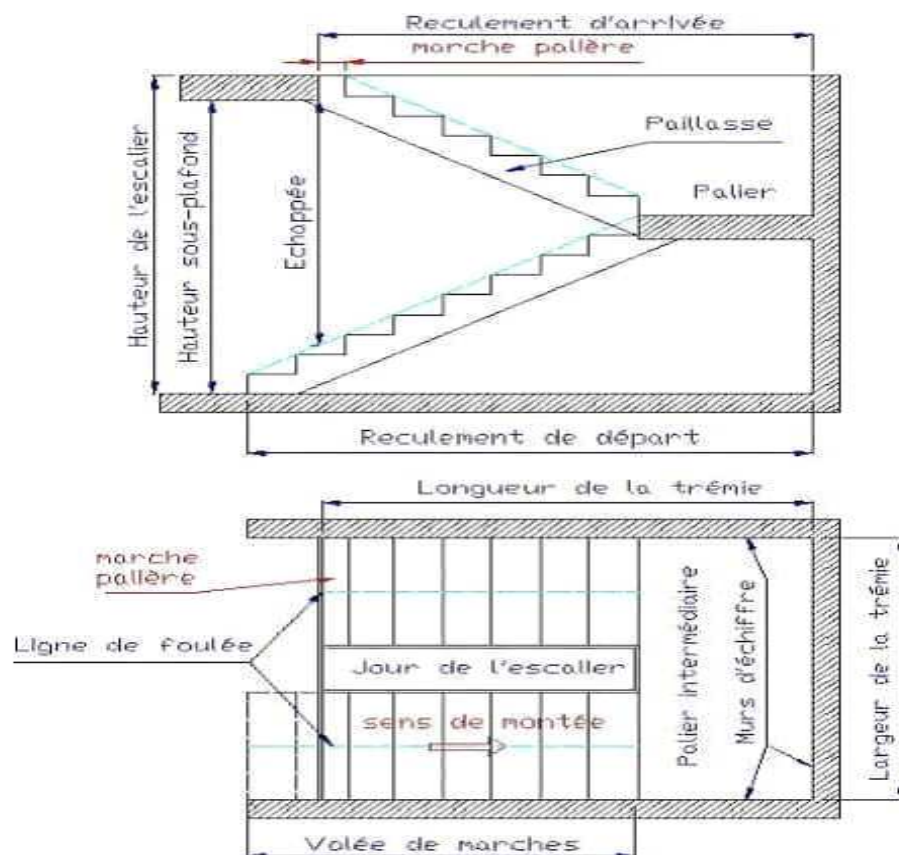


Fig II. 4: Schéma de l'escalier

II.2.5. Ascenseur :

Le déplacement inter étage est assuré par un ascenseur qui relie le rez de chaussée au 15^{ème} étage.

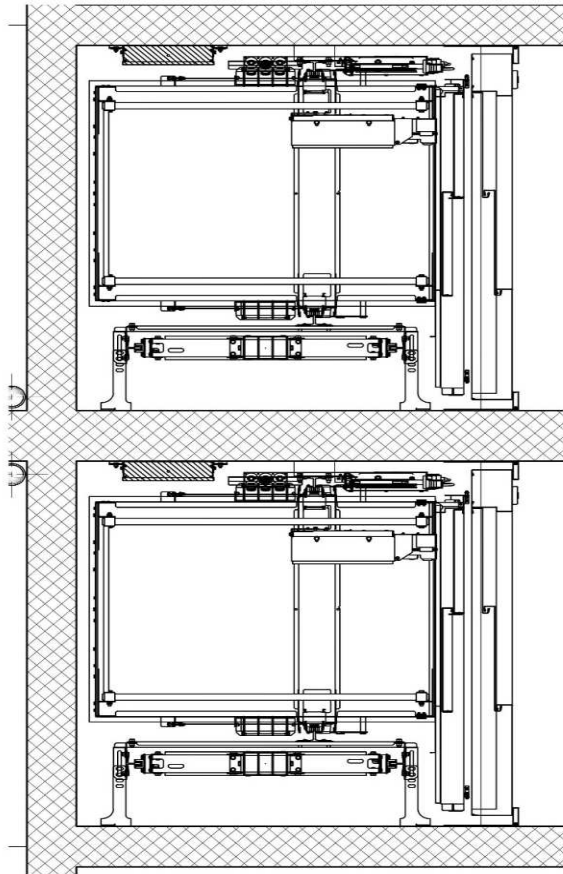


Fig II. 5: Schéma d'ascenseur

II.2.6. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

II.2.7. Les terrasses :

Les terrasses non accessibles de bâtiment, comportent des pentes de 10 % à 15 % pour l'évacuation des eaux pluviales.

II.2.8. Les revêtements :

On utilise comme revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds [épaisseur = 2cm]

Enduit en ciment pour les murs extérieurs et intérieurs [épaisseur = 2 cm]

Revêtement en carrelage pour les planchers.

Etanchéité multicouche imperméable pour plancher terrasse

II.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie.

II.3.1. Béton :

a) Composition du béton :

- Le béton est un matériau constitué par un mélange de proportions convenables ; ciment, granulats (graviers, sable) et eau.
- Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :
 - une résistance mécanique élevée.
 - un retrait minimum.
 - une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

b) Résistance du béton :

b.1) Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «j» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm d'hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b.2) Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant, le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (Essai Brésilien).

3. Traction par flexion, ce test est réalisé à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{ij} » ; elle est définie par la relation :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad (MPa)$$

$f_{c28} = 25$ MPa, on trouve : $f_{i28} = 2,1$ MPa

c) Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformations longitudinales" ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1) Module d'élasticité instantanée « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de courte durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : en MPa)$$

c.2) Module d'élasticité différée « E_{vj} » :

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \varepsilon$) d'un test de longue durée ; il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre cas :

$$\begin{aligned} f_{cj} &= f_{c28} = 25 MPa \\ \begin{cases} E_{i28} &= 32200 MPa \\ E_{v28} &= 10800 MPa \end{cases} \end{aligned}$$

d) Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l / l}{\Delta L / L}$$

- E.L.U : $\nu = 0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)
- E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e) Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f) Les Contraintes limites de calcul :**f.1) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires..... $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles..... $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

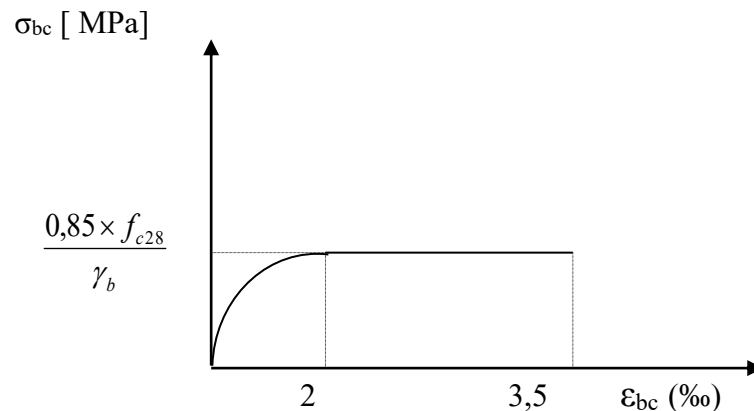


Fig II. 6: Diagramme Contraintes – Déformations du béton à L'ELU

f.2) Contraintes limites a l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

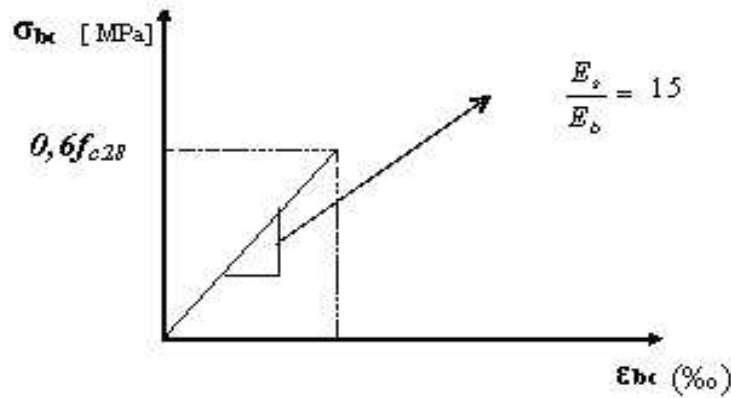


Fig II. 7: Diagramme Contraintes-Déformations du béton à L'ELS

II.3.2. Aciers :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences : FeE50
- Panneau treillis soude haute adhérences : FeTE500

a) Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence : $f_e = 500$ MPa.
- Panneau treillis soude haute adhérences : $f_e = 500$ MPa.

b) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

c) Les contraintes limites de calcul :

C.1) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :

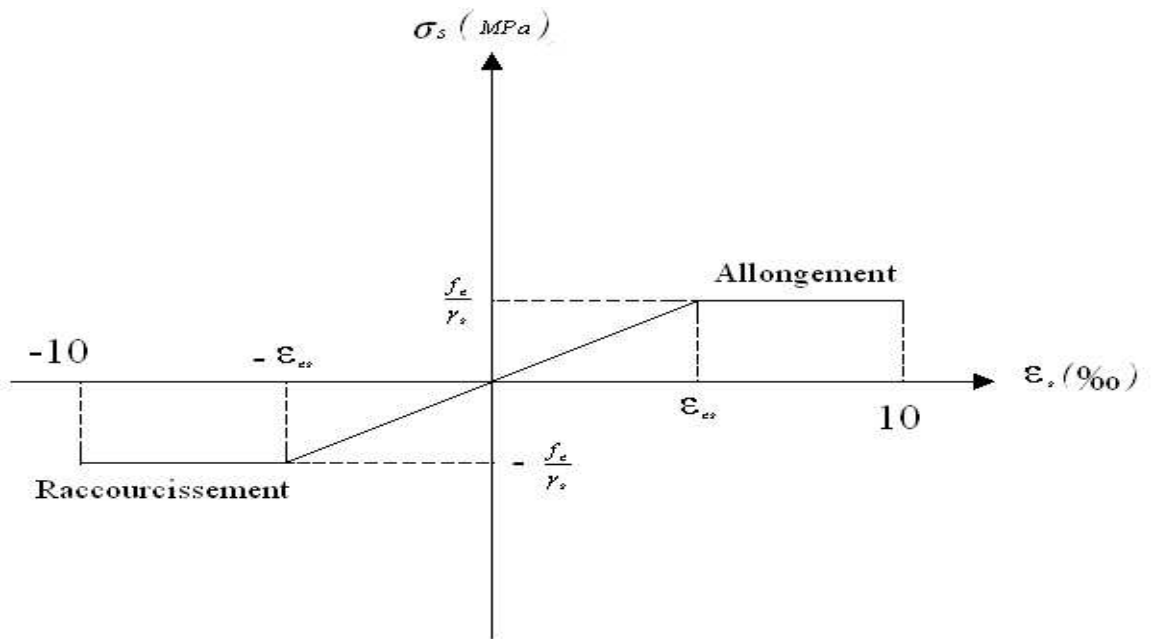


Fig II. 8: Digramme Contraintes – Déformations de l'acier à L'ELU

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\Rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situations durables} \\ 1,00 & \text{situations accidentelle} \end{cases}$

c.2) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

d) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

II.4. Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

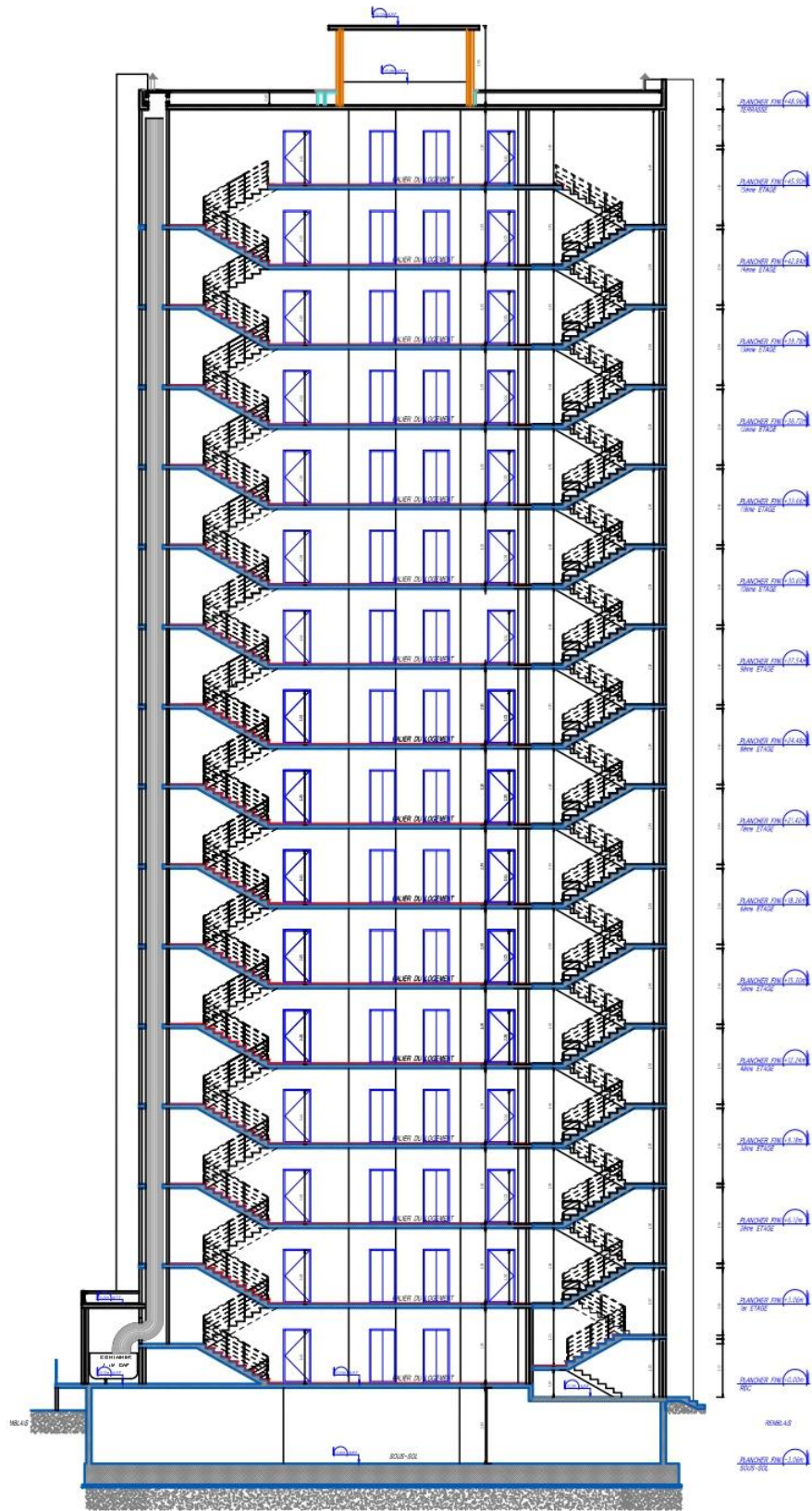
est égale à :

$$\diamond \text{ Haute adhérence } \begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

II.5. Plan architectural :

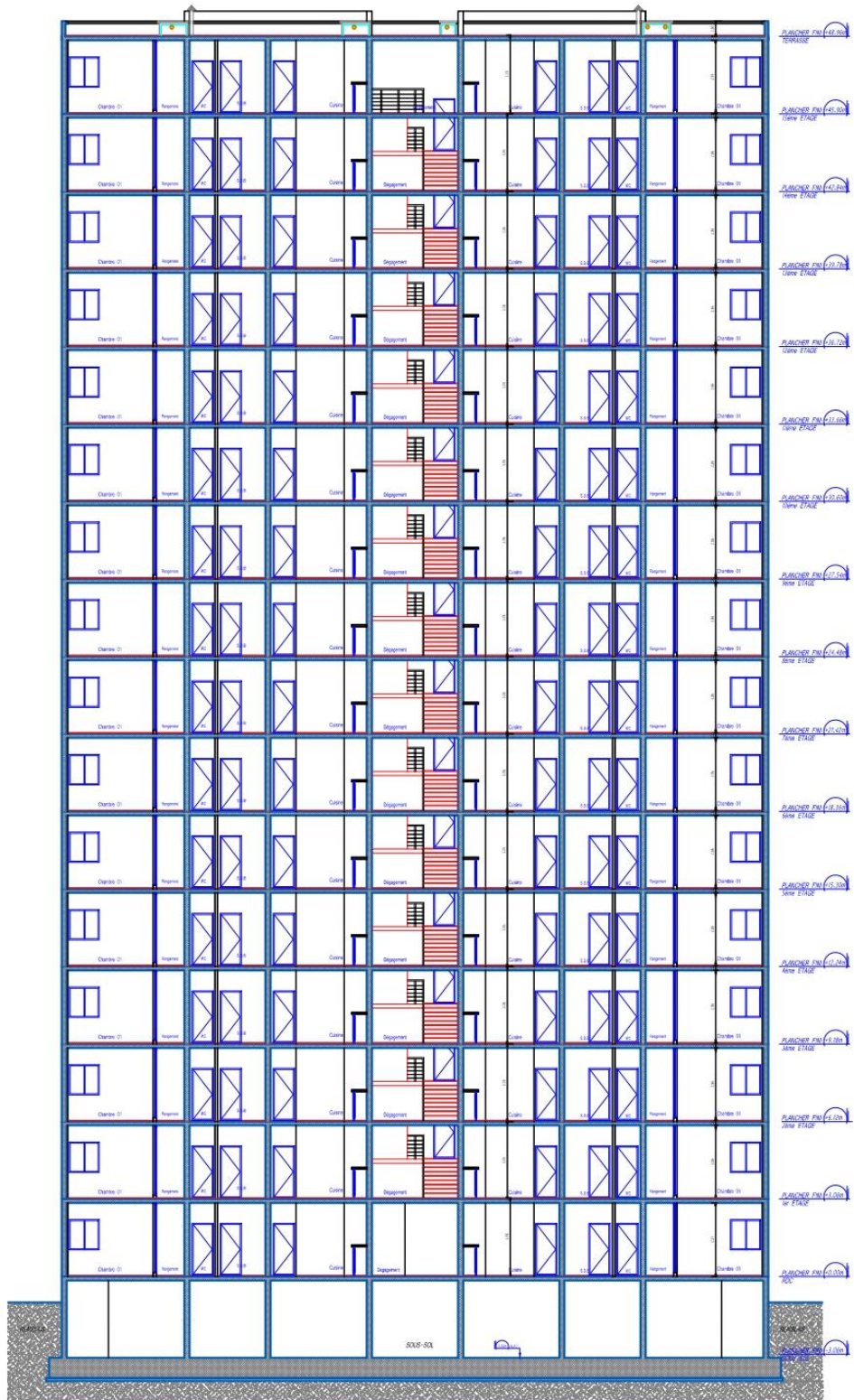


Fig II. 9: FACADE PRENCIPALE



COUPE A-A

Fig II. 10: COUPE A-A



COUPE B-B

Fig II. 11: COUPE B-B

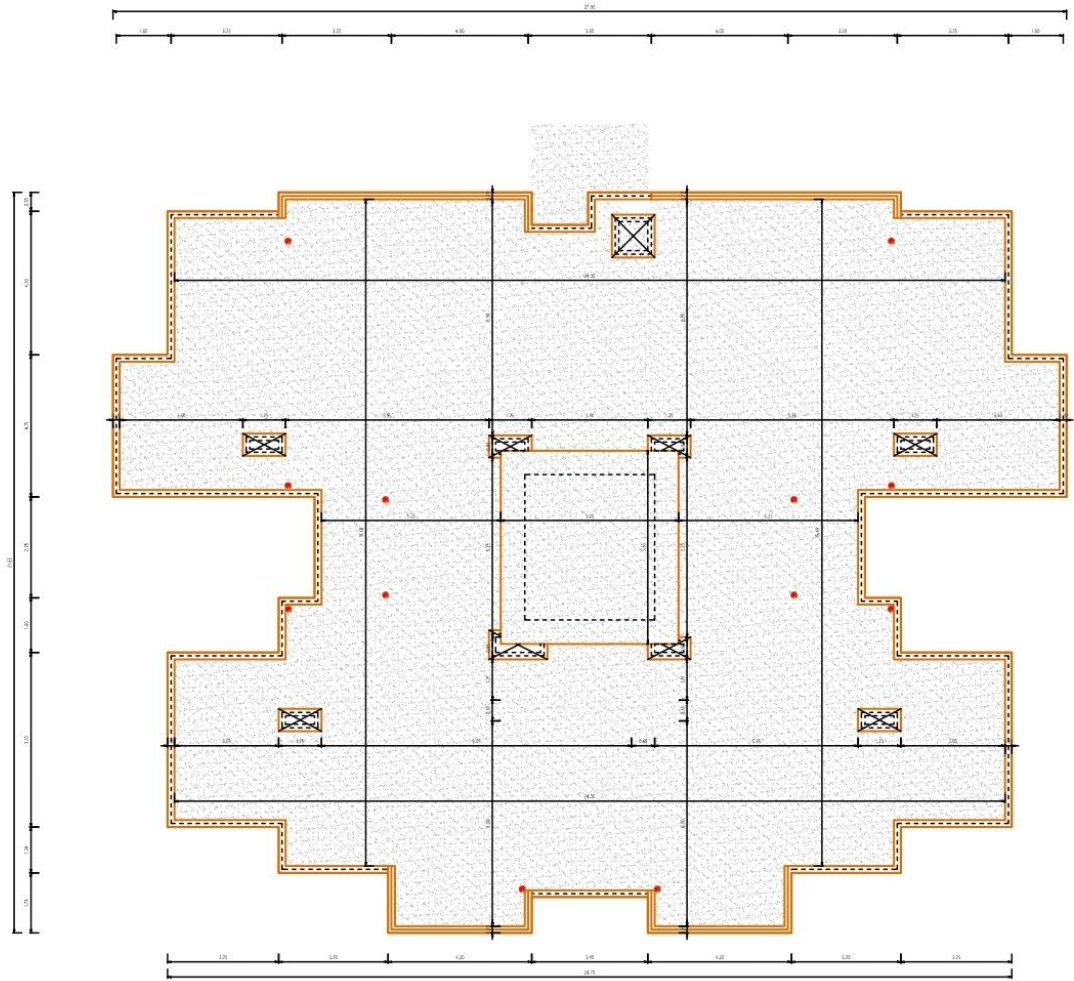


Fig II. 12: PLANT TERRASSE

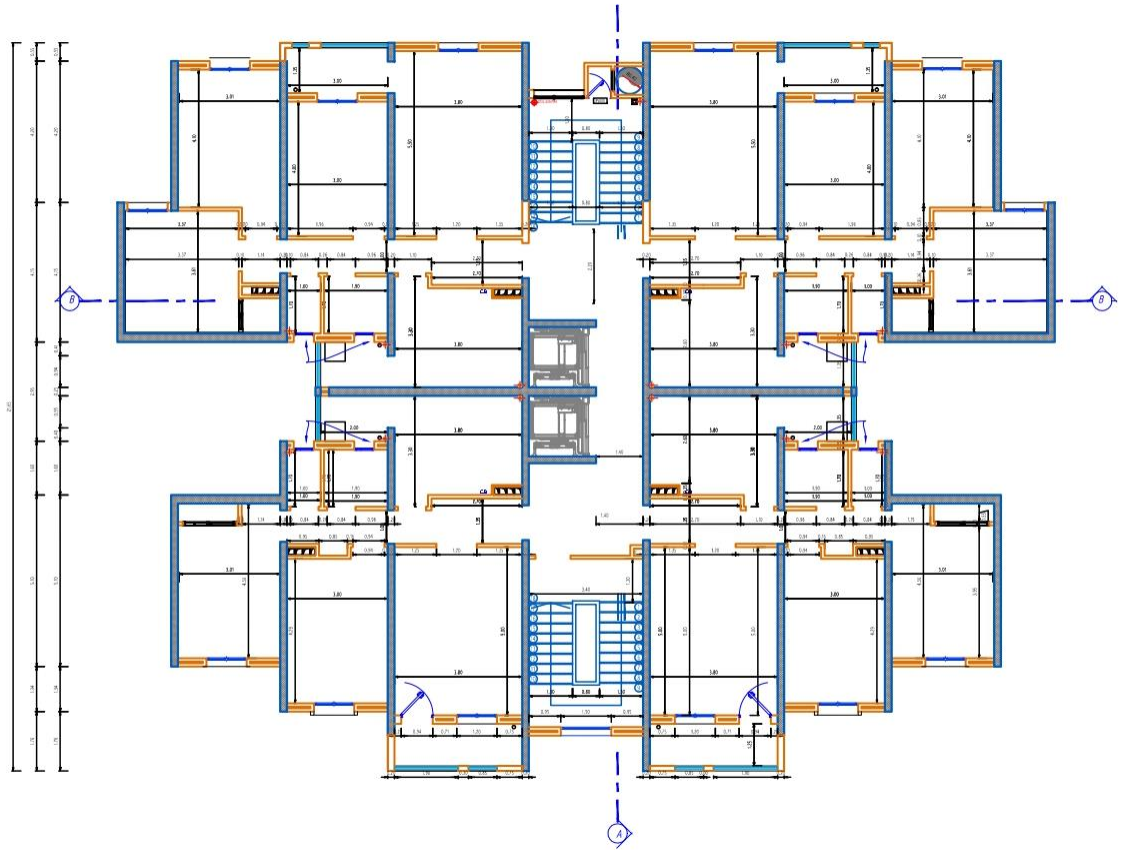


Fig II. 13: PLANS DE ETAGE COURANT

CHAPITRE III

Pré-dimensionnement des éléments résistants

III.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le CBA 93 et le RPA 99 version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression).

Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

III.2. Pré-dimensionnement des éléments résistants :

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparer à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens aux plans et assurent par la même occasion son contreventement.

III.3. Pré-dimensionnement des planchers :

III.3.1. Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres.

Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur l'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le **BAEL A.5.2, 1**) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées **L_x** et **L_y** mesurées entre nu d'appuis (**Fig III.1**) soit $\alpha = L_x / L_y$

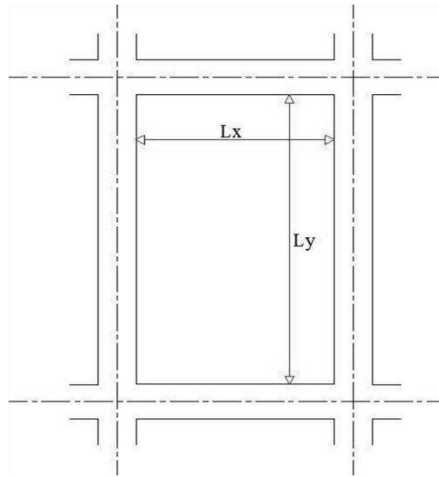


Fig III. 1: les portées Lx et Ly

Si $0,40 \leq \alpha \leq 1$ \longrightarrow La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

Si $\alpha \leq 0,40$ \longrightarrow La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

III.3.2. Justifications et vérifications

Epaisseur « h_d » des dalles

Les dispositions indiquées ci-après concernent les dalles rectangulaires telles que :

1. Cas d'une dalle portant dans un seul sens $L_x/35 \leq h_d \leq L_x/30$

2. Cas d'une dalle portant dans deux direction $L_x/50 \leq h_d \leq L_x/40$

Pour le présent projet, nous avons $L_x = 3,80$, $L_y = 10,25$ m

$\alpha = 0,34 < 0,40$ La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée

$L_x/35 \leq h_d \leq L_x/30$ $10,85 \leq h_d \leq 12,66$, donc $h_d = 12$ cm

III.3.3. Condition de résistance à l'incendie :

Pour une heure de coupe-feu : $h_d = 7$ cm

Pour deux heures de coupe-feu : $h_d = 11$ cm

III.3.4. Condition d'isolation phonique :

Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350$ daN/m² $h_d = 14$ cm

Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400$ daN/m² $h_d = 15$ cm

III.3.5. Conclusion :

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend $h_d = 15 \text{ cm}$ épaisseur de la dalle pleine non seulement pour des raisons de résistance mais surtout des raisons d'isolation phonique

III.4. Evaluation des charges et sur charges :

La descente de charge à pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. (DTR B.C.2.2-7.2.4)

Les différentes charges sont en général :

Les charges permanentes(G).

Les charges d'exploitation ou surcharge(Q).

III.5. Charges permanentes :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, revenant au DTR document technique réglementaire (charge permanente et charge d'exploitation).

III.6. Plancher :

III.6.1. Plancher terrasse inaccessible

Plancher terrasse : La terrasse est inaccessible elle est réalisée en dalle en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviale.

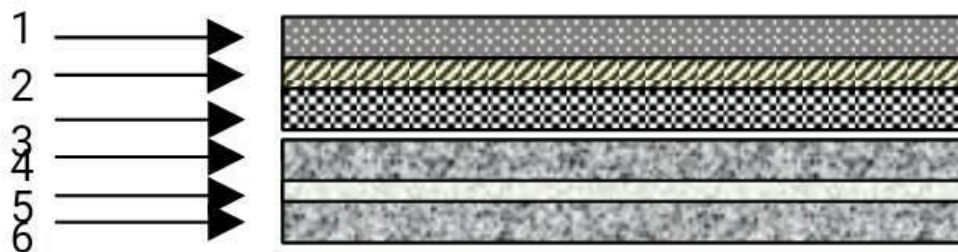


Fig III. 2: plancher terrasse

1 : Protection lourde

2 : Etanchiété

3 : Forme de pente

4 : Isolation de liège

5 : Plancher dalle pleine

6 : Fp en plâtre

Tableau III. 1: descente de charges de la terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
Protection lourde 15/25 roule 18x0.05	0,9
Etanchiete 05*0.04	0,2
Forme de pente /250 2200x0.09	2
Isolation de liege	0,2
Plancher dalle pleine 15cm	3,75
Fp en platre	0,3

$$GT=7.35\text{kn/m}^2$$

$$Q= 1 \text{ Kn/m}^2$$

III.6.2. Plancher etages courants

Tableau III. 2: descente de charges de la dalle pleine de l'étage courant.

Matériaux	G (kn/m ²)
Revetement de sol 2800x0.02	0,56
Mortier de pose/ciment 1.5cm 2500x0.015	0,40
Sable 0.3/ 1.5*1800	0,3
Cloisans interieur mur porteur	0,5
Plancher dalle pleine 15cm	3,75
Fp en platre	0,3

$$GEC=5,81\text{kn/m}^2$$

$$Q=1,5\text{kn/m}^2$$

III.7. Les charges d'exploitations :

Surcharges qui varient fréquemment dans le temps, celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et surcharges d'exploitations.

III.7.1. Les surcharges d'exploitation :

Habitations	1,5 Kn/m ²
Bureaux	5,00Kn/m ²
Escaliers	2,50 Kn/m ²
Terrasses inaccessible	1,00 Kn/m ²

III.8. Les combinaisons d'action :

- Planchers terrasse (inaccessible) :

Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,35 + 1,5 \times 1 = 11,42 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 7,35 + 1 = 8,35 \text{ kn/m}^2$$

- Planchers étage courant :

Combinaison fondamentale :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,81 + 1,5 \times 1,50 = 10,09 \text{ dan/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,81 + 1,5 = 7,31 \text{ kn/m}^2$$

Tableau III. 3: descente des charges est les combinionsdes des charges ELU/ELS

Charge \ Etage	Destination	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	E L S q _s = G+Q (kn/m ²)	E L U q _u = 1.35G+1.5Q (kn/m ²)
Plancher terrasse	Terrasse inaccessible	7,35	1	8,35	11,42
RDC_15^{ème} Etage	Habitation	5,81	1,5	7,31	10,09

III.9. Pré-dimensionnement des voiles :**III.9.1. Voile porteuse et de contreventement :**

D'après le **RPA99/2003**, c'est un élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales aux fondations.

Dans le cas de notre structure (constitué uniquement de voiles), il est l'unique élément de transmissions des charges vers les fondations.

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/2003, l'épaisseur minimale d'un voile doit être de 15 cm, d'un autre coté elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, soit :

$$\longrightarrow L \geq 4a$$

$$\longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

- ❖ L : largeur du voile correspondant à la portée minimale.
- ❖ a : épaisseur du voile.
- ❖ h_e : hauteur libre d'étage.

l : largeur de voile
 h_e : hauteur d'un voile
 a : l'épaisseur de voile

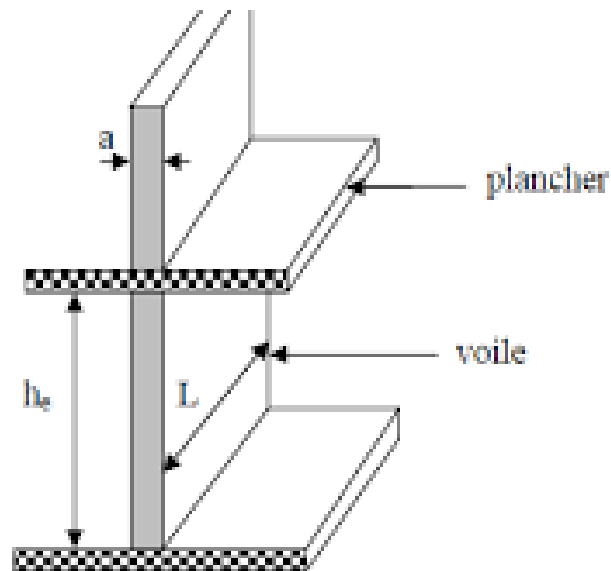


Fig III. 3: coupe de voile en élévation

$$a \geq \frac{291}{20} \quad a \geq 14,55 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm} \quad \text{Donc on choisi : } a = 20 \text{ cm}$$

III.9.2. Voile périphérique :

C'est un élément d'infrastructure, participe au contreventement et s'oppose à la poussée des terres pour ça dimension, On adoptera : $a = 20 \text{ cm}$

III.10. Conclusion :

A la fin de ce chapitre, et suivant les règles prescrites si dessus, on a abouti aux résultats suivants :

-L'épaisseur de la dalle est 15 cm.

-L'épaisseur du voile est 20 cm.

-L'épaisseur du voile périphérique est 20 cm.

CHAPITRE IV

Etude des planches

IV.1. Introduction :

Les planchers est une surface horizontale séparant deux niveaux successifs dans une construction les surcharges de fonctionnement du bâtiment, il a d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique, à la sécurité protection incendie et à l'esthétique, sans oublier le rôle technique de support de canalisations réseaux divers.

Sa fonction principale consiste à :

Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux.

Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme) ;

Les planchers peuvent être constitués d'un ou de plusieurs éléments suivants :

- ❖ Dalle,
- ❖ Nervures ou poutrelles,
- ❖ Poutres,
- ❖ Linteaux.

Il existe plusieurs types de planchers, les plus courants sont :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

A noté que notre ouvrage comporte que des planchers à dalle pleine.

IV.2. Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16cm. Elle est appuyée par 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des murs ou des voiles.

Pour le calcul, on utilisera **la méthode BAEL**, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à **1,25M** dans les deux directions :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25M_0$$

M_t : Moment en travée.

M_w et M_e : valeurs absolues pour les moments d'appui de gauche et de droite.

M_x : Moment pour une dalle simplement appuyée.

Cette règle permet de simplifier considérablement les calculs en évitant, pour les dalles appartenant à un maillage de rectangle, un calcul bidimensionnel fastidieux de rectangles chargés et déchargés.

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de $0,25M_0$ permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

IV.3. Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport $\left(\alpha = \frac{l_x}{l_y}\right)$, on distingue deux cas :

IV.3.1. Dalle portant dans un seul sens :

Appelé aussi dalle sur deux appuis, elle porte dans un seul sens, lorsque les deux Conditions suivantes sont vérifiées :

Le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 0.4$

La charge est uniformément chargée.

- Remarque :

- Les moments fléchissant sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension L_x .

- Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur ($b = 1m$) et de hauteur (h_0) et de portée (L_x).

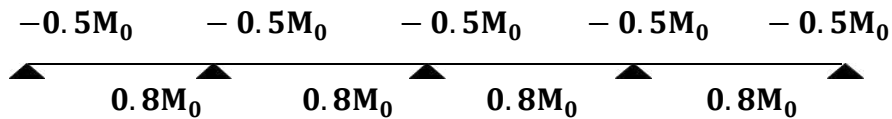
- Les armatures (A_x) calculées sont parallèles à (L_x) et suivant le sens de (L_y), On place des armatures de répartition (A_y).

Pour la détermination des moments fléchissant d'une dalle continue et lorsqu'il s'agit d'un plancher a charge d'exploitation modérée et considéré semi-encasté au niveau des appuis de rive, on a alors :

→ Moment en travée : $M_t = \frac{q l_x^2}{10} = 0.8 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{q l_x^2}{10}$

→ Moment en appuis : $M_t = \frac{q l_x^2}{10} = -0.5 M_0$



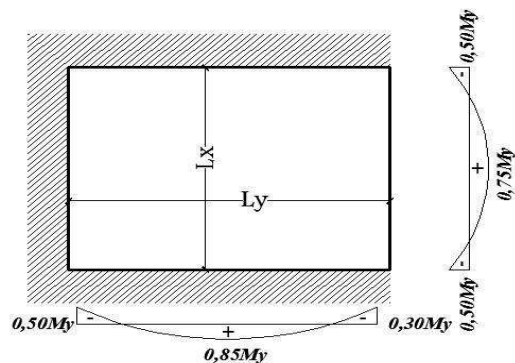
IV.3.2. Dalle portant dans deux directions :

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux directions, lorsque les deux Conditions sont vérifiées :

Le rapport : $0.4 \leq \alpha = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

-Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif99, Les dalles rectangulaires encastrées (Totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.



Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de 15% et 25% selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, $0.85M_0$ et $0.75M_0$. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de 40% et 50% des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux direction et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (M_x et M_y) doivent être affectés d'un coefficient réducteur (noté μ_x et μ_y) déterminé en fonction de (α ; ν):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \text{ (Suivant le sens } L_x) \\ \text{et} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \text{ (Suivant le sens } L_y) \end{array} \right.$$

ν : Coefficient de poisson

$\nu = 0,2$ (pour un béton non fissuré a l'ELS)

$\nu = 0$ (pour un béton fissuré a l'ELU).

IV.4. Les conditions d'appuis :

Si le panneau de dalle fait partie d'un hourdis continu ou s'il existe un semi encastrement aux appuis, on calculera les moments M_x et M_y par les coefficients suivants :

a) Panneau considéré continu au-delà de ses appuis :

Suivant le sens (x) :

- ✓ $M_{tx} = 0,75M_x$ (en travée)
- ✓ $M_{ax} = -0,50M_x$ (en appuis)

Suivant le sens (y) :

- ✓ $M_{ty} = 0,75M_y$ (en travée)
- ✓ $M_{ay} = -0,50M_y$ (en appuis)

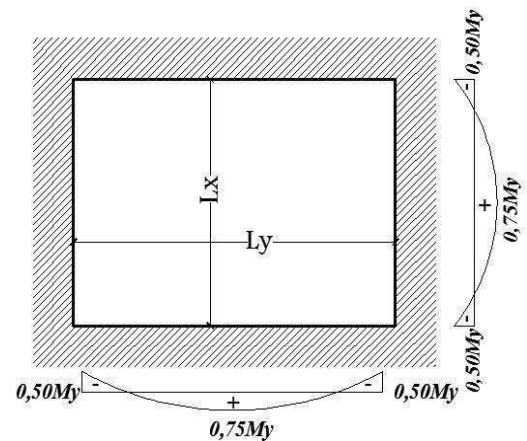


Fig IV. 1: Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis

b) Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :

Suivant le sens (x) :

- ✓ $M_{tx} = 0,85M_x$ (entravée)
- ✓ $M_{ax} = -0,30M_x$ (en appuis de rive)
- ✓ $M_{ax} = -0,50M_x$ (en appuis de Intermédiaire)

Suivant le sens (y) :

- ✓ $M_{ty} = 0,75M_y$ (entravée)
- ✓ $M_{ay} = -0,30M_y$ (en appuis de rive)
- ✓ $M_{ay} = -0,50M_y$ (en appuis de Intermédiaire)

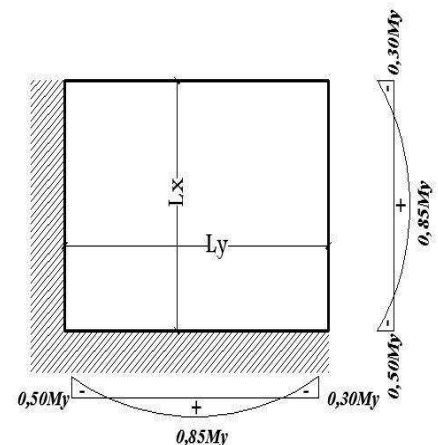
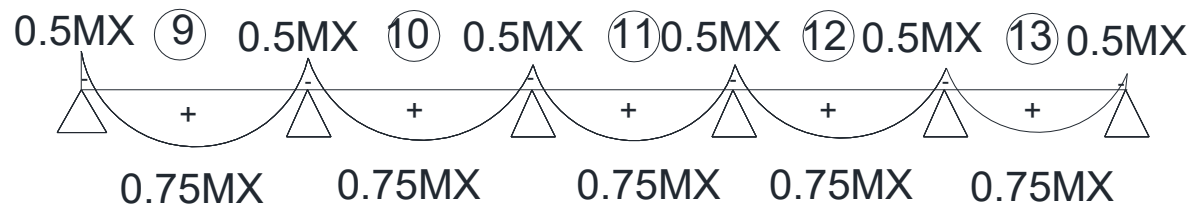
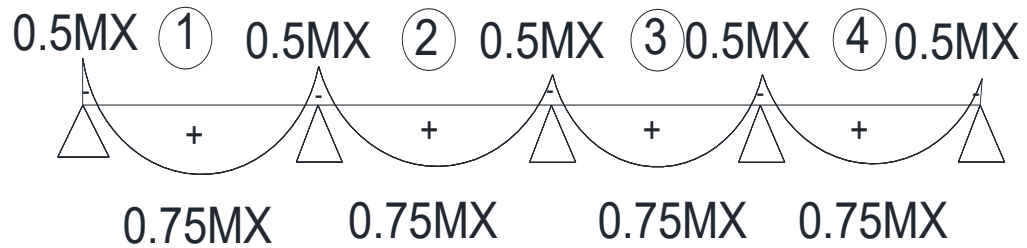


Fig IV. 2: Schéma des panneaux de rive

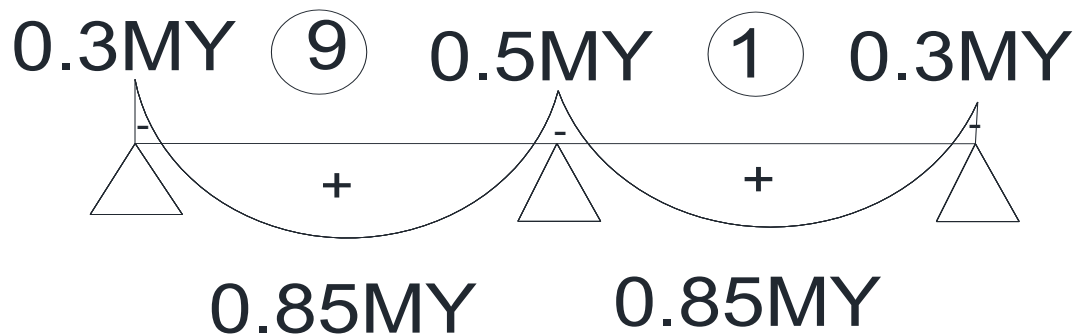
IV.5. Les étapes de calcul

Établir le mode d'encastrement de chaque panneau :

-Sens $x - x$:



-Sens $y - y$:



IV.5.1. Calcul de l'enrobage :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (B.A.E.L 91).

$$\theta_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15\text{cm} ; \theta_{\max} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

On prendra dans notre calcul : $\theta = 8 \text{ mm}$

La distance entre la circonférence de l'armature et la paroi extérieure de la dalle est :

- Pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2 \text{ cm}$
- Pour un plancher non exposé aux intempéries : $a = 1 \text{ cm}$

Notre dalle étant non exposé aux intempéries, donc l'ensemble des armatures de la nappe inférieure seront placées à 1cm de la paroi ($a = 1 \text{ cm}$).

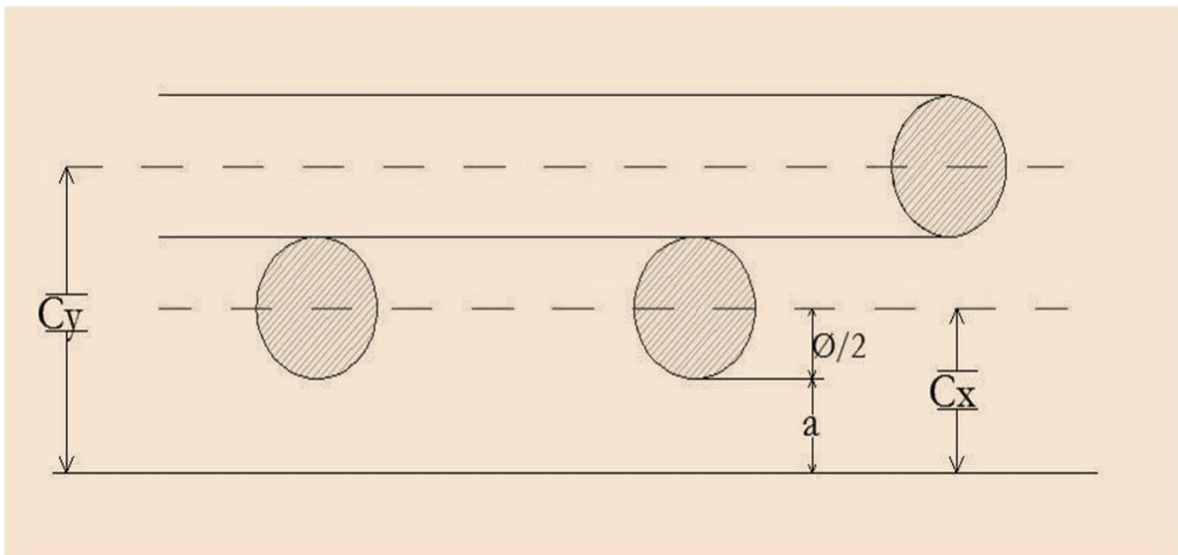


Fig IV. 3: Enrobage

$$c_x = a + \frac{\theta}{2} = (1 + 4) = 5 \text{ mm}$$

$$c_y = a + \frac{\theta}{2} + \theta = (1 + 4 + 8) = 13 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 1,4 = 13,6 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ cm}$$

IV.5.2. Calcul des sollicitations :**a) Combinaisons fondamentales :**

D'après la descente des charges effectuée dans le **chapitre (II)**; on a :

- Planchers terrasse (inaccessible) :

$G=7.35\text{KN/m}^2$	$Q=1.00\text{ KN/m}^2$
-----------------------	------------------------

$$\checkmark \text{ ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad P_u = 1,35 \times 7.35 + 1,5 \times 1.00$$

$$P_u = 11.4225 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \text{ ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \quad \Rightarrow \quad P_{\text{ser}} = 7.35 + 1.00$$

$$P_{\text{ser}} = 8.35 \text{ KN/m}^2$$

- Planchers étage courant :

$G=5.81\text{KN/m}^2$	$Q=1.50\text{ KN/m}^2$
-----------------------	------------------------

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \quad \Rightarrow \quad P_u = 1,35 \times 5.81 + 1,5 \times 1.50$$

$$P_u = 10.0935 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \quad \Rightarrow \quad P_{\text{ser}} = 5.81 + 1.50$$

$$P_{\text{ser}} = 7.31 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul des moments fléchissant :**Panneau dalle portant sur deux directions**

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (3)

$$(L_x = 3.05\text{m} ; L_y = 4.85\text{m})$$

$$\checkmark \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.63 \quad \Rightarrow \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

$$\checkmark \text{ Charge uniformément répartie}$$

Le panneau (2) porte sur deux directions

$$\begin{cases} M_X = \mu_X \cdot P L_X^2 \\ M_Y = \mu_Y \cdot M_X \end{cases} \quad \text{AVEC} \quad \begin{cases} \mu_X = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \\ \mu_Y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) \end{cases} \quad \text{il faut que } \mu_Y \geq \mu_X$$

ELU	$\mu_X=0,0772$	$\mu_Y = 0,343$
ELS	$\mu_X = 0,0825$	$\mu_Y = 0,508$

Les coefficients réducteur (μ_X et μ_Y) sont déterminés en fonction de (α ; θ) et relevé du tableau de l'annexe E3 du BAEL.

IV.5.3. Calcul a l'état limite ultime de résistance (ELU) :

- Pour le plancher terrasse :

$$P_U = 11,4225 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_X^u = 0,0772 \times 11,4225 \times (3,05)^2 = 8,2031 \text{ KN/m}^2 \\ M_Y^u = 0,343 \times 8,2031 = 2,8136 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- ✓ Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_X^u = 0,75 \times 8,4462 = 6,1523 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_Y^u = 0,85 \times 2,8136 = 2,3915 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Moment en appui intermédiaires :

$$M_{agx}^u = -0,5 \times M_X^u = -0,5 \times 8,2031 = -4,1015 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{adx}^u = -0,5 \times M_X^u = -0,5 \times 8,2031 = -4,1015 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ay}^u = -0,5 \times M_Y^u = -0,5 \times 2,8136 = -1,4069 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_Y^u = -0,3 \times 2,8136 = -0,8440 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_X^u = -0,5 \times 8,2031 = -4,1015 \text{ KN/m}^2$$

IV.5.4. Calcul a l'état limite ultime de service (ELS) :

- Pour le plancher terrasse :

$$P_s = 8,35 \text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_x^S = 0,0825 \times 8,35 \times (3,05)^2 = 6,4082 \text{ KN/m}^2 \\ M_y^S = 0,508 \times 6,4082 = 3,2553 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}^S = 0,75 \times M_x^S = 0,75 \times 6,4082 = 4,8061 \text{KN/m}^2$$

$$M_{ty}^S = 0,85 \times M_y^S = 0,85 \times 3,2553 = 2,7670 \text{KN/m}^2$$

- Moment en appui intermédiaires :

$$M_{agx}^S = -0,5 \times M_x^S = -0,5 \times 6,4082 = -3,2041 \text{KN/m}^2$$

$$M_{adx}^S = -0,5 \times M_x^S = -0,5 \times 6,4082 = -3,2041 \text{KN/m}^2$$

$$M_{ay}^S = -0,5 \times M_y^S = -0,5 \times 3,2553 = -1,6276 \text{KN/m}^2$$

- Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^S = -0,3 \times M_y^S = -0,3 \times 3,2553 = -0,9765 \text{KN/m}^2$$

$$M_{arx}^S = -0,5 \times M_x^S = -0,5 \times 6,4082 = -3,2041 \text{KN/m}^2$$

- Panneau de dalle portant dans une seule direction :

$$0 \leq \alpha \leq 0,4 \implies \alpha = L_x/L_y = 3,8/10,25 = 0,37$$

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (1)

- Plancher terrasse :

Vérification des conditions :

Condition 1 : $G = 735 \text{ dan/m}^2$ $Q = 100 \text{ dan/m}^2 \implies Q/G = 100/735 = 0,13$ c'est vérifiées

Condition 2 : l_2/l_3 doit être compris entre 0,8 et 1,25 $\implies 3,2/4 = 0,8$ c'est vérifiées

Condition 3 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes. c'est vérifiées

Condition 4 : Fissuration peu préjudiciable FPP . c'est vérifiées

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$P_u \times 1,00 = 11.4225 \times 1,00 = 11.4225 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$P_s \times 1,00 = 8.35 \times 1,00 = 8.35 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{ELS}$$

$$M_{03X} = (P_u L_x^2) / 8 = 11.4225 * (3.8)^2 / 8 = 20.61 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$M_{03X} = (P_s L_x^2) / 8 = 8.35 * (3.8)^2 / 8 = 15.07 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELS}$$

- Moment en travée :

$$M_{03TX} = (P_u * L_x^2) / 10 = 0.8 * M_{03X} = 16.49 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$M_{03TX} = (P_s * L_x^2) / 10 = 0.8 * M_{03X} = 12.05 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELS}$$

- Moment en appuis :

$$M_{03AX} = - (P_u * L_x^2) / 16 = -0.5 * M_{03X} = - 10.3 \text{ Kn/m}$$

$$M_{03AX} = - (P_s * L_x^2) / 16 = -0.5 * M_{03X} = -7.53 \text{ Kn/m}$$

- **Plancher étage courant :**

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$P_u \times 1,00 = 10.0935 \times 1,00 = 10.0935 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$P_s \times 1,00 = 7.31 \times 1,00 = 7.31 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{ELS}$$

$$M_{03X} = (P_u L_x^2) / 8 = 10.0935 * (3.8)^2 / 8 = 18.21 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$M_{03X} = (P_s L_x^2) / 8 = 7.31 * (3.8)^2 / 8 = 13.19 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELS}$$

- Moment en travée :

$$M_{03TX} = (P_u * L_x^2) / 10 = 0.8 * M_{03X} = 14.57 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELU}$$

$$M_{03TX} = (P_s * L_x^2) / 10 = 0.8 * M_{03X} = 10.55 \text{ Kn/m} \longrightarrow \text{ELS}$$

- Moment en appuis :

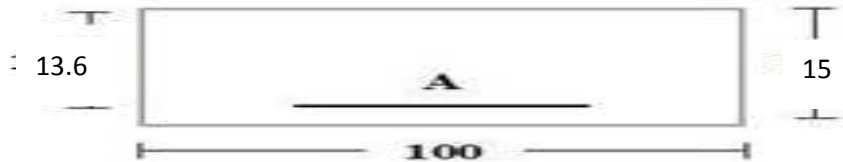
$$M_{03AX} = - (P_u * L_x^2) / 16 = -0.5 * M_{03X} = - 9.10 \text{ Kn/m}$$

$$M_{03AX} = - (P_s * L_x^2) / 16 = -0.5 * M_{03X} = -6.60 \text{ Kn/m}$$

- **Panneau de dalle portant dans deux sens :**

Plancher terrasse (inaccessible) : on prend le panneau (3),

En travée (sens x-x)	$M_{tx}^u = 6152.3 \text{ N.m}$	$M_{tx}^s = 4806.1 \text{ N.m}$
-----------------------------	---------------------------------	---------------------------------



➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{6152.3}{14.17 \times 100 \times 13.6^2} = 0,02347$$

$$\mu_u = 0,02347 < \mu_r = 0,391 (\text{Acier FeE500})$$

$$\sigma_c = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right] = 0,0296$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,988$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_c \times \beta \times d} = \frac{6152.3}{434.78 \times 0,988 \times 13,6} = 1.051 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4):

$$A_{min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15$$

$$A_{tx \text{ min}} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{Cal}; A_{min}) = \text{Max}(1.051; 0,9) = 1.051$$

c) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

d) Choix des armatures :

$$A_{txu} = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} \implies (5T8 \rightarrow e=15\text{ cm})$$

- Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles

(150 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500

➤ Etat limite de service (ELS) :

Comme il a été indiqué précédemment dans le calcul des panneaux portant dans un seul sens, la vérification des contraintes de béton σ_b et de l'acier σ_s pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

e) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2.51}{100} = 0,3756$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D \implies E = 2 \times 2.51 \times 0,3756 = 1.90$$

$$Y_1 = 1.045\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.045^3}{3} + 15 \times 2.51 \times (13.6 - 1.045)^2 = 5971.095 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{axs}}{I} = \frac{6152.3}{5971.095} = 1,030$$

$$\sigma_b = k \times x = 1,030 \times 1.045 = 1.076$$

$$\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

En appuis (sens x-x)	$M_{AX^u} = -4101.5 \text{ N.m}$	$M_{AXs} = -3204.1 \text{ N.m}$
-----------------------------	--	---

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4101.5}{14.17 \times 100 \times 13.6^2} = 0,0156$$

$$\mu_u = 0,0156 < \mu_r = 0,391 (\text{Acier FeE500})$$

$$\sigma_c = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right] = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,992$$

$$A_{ax^u} = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_c \times \beta \times d} = \frac{4101.5}{434.78 \times 0,992 \times 13,6} = 0.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx^u} = \text{Max}(A_{Cal}; A_{min}) = \text{Max}(0.88; 0,9) = 0.9.$$

b) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

c) Choix des armatures :

$$A_{tx^u} = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies (5T8 \rightarrow e=15 \text{ cm})$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

a) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2.52}{100} = 0,375$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E=2 \times d \times D \implies E=2 \times 2,52 \times 0,375 = 1,9$$

$$Y_1 = 1,045 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - Y_1)^2$$

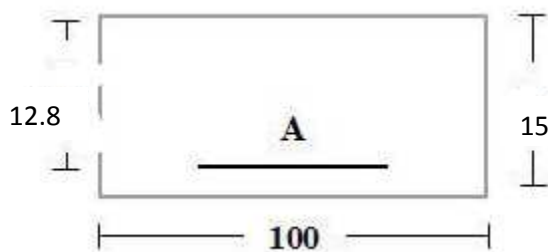
$$I = \frac{100 \times 1,43^3}{3} + 14 \times 3,52 \times (13,6 - 1,43)^2 = 5971,095 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax^s}}{I} = \frac{3204,1}{5971,095} = 0,536$$

$$\sigma_b = k \times x = 0,536 \times 1,045 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En travée (sens y-y)	$M_{ty}^u = 2391,5 \text{ N.m}$	$M_{ty}^s = 2767 \text{ N.m}$
----------------------	---------------------------------	-------------------------------



- Etat limite ultime (ELU) :

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2391,5}{14,17 \times 100 \times 12,8^2} = 0,01$$

$$\mu_u = 0,01 < \mu_r = 0,391 (\text{Acier FeE500})$$

$$\sigma_c = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right] = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

$$A_{tx^u} = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_c \times \beta \times d} = \frac{2391,5}{434,78 \times 0,994 \times 12,8} = 0,481 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ty^u} = \text{Max}(A_{Cal}; A_{min}) = \text{Max}(0,481; 0,9) = 0,9$$

b) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

c) Choix des armatures :

$$A_{ty^u} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies (3\text{T}8 \rightarrow e=30 \text{ cm})$$

- Etat limite de service (ELS) :**a) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 1,51}{100} = 0,228$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D \implies E = 2 \times 1,51 \times 0,228 = 0,688$$

$$Y_1 = 0,632 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 0,632^3}{3} + 15 \times 1,51 \times (12,8 - 0,632)^2 = 3384,18 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty^s}}{I} = \frac{2767}{3384,18} = 0,8176$$

$$\sigma_b = k \times x = 0,8176 \times 0,632 = 0,5167 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

En appuis (sens y-y)	$M_{Ay^u} = -1406,9 \text{ N.m}$	$M_{Ay^s} = -1627,6 \text{ N.m}$
-----------------------------	--	--

- **Etat limite ultime (ELU) :**

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1406.9}{14,17 \times 100 \times 12,8^2} = 0,0067$$

$$\mu_u = 0,0067 < \mu_r = 0,391 (\text{Acier FeE500})$$

$$\sigma_c = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{(1 - 2\mu_u)} \right] = 0,0072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_c \times \beta \times d} = \frac{1406.9}{434.78 \times 0,99 \times 12,8} = 0,255 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ty}^u = \text{Max}(A_{Cal}; A_{min}) = \text{Max}(0,255; 0,9) = 0,9$$

b) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

$$e \leq 33\text{cm}$$

c) Choix des armatures :

$$A_{ay}^u = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies (\text{T8} \rightarrow e=15 \text{ cm})$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

a) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 1,51}{100} = 0,228$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 \times d \times D \implies E = 2 \times 1,51 \times 0,228 = 0,688$$

$$Y_1 = 0,632 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 0,632^3}{3} + 15 \times 1,51 \times (12,8 - 0,632)^2 = 3384,18 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay^s}}{I} = \frac{1672,6}{1836,09} = 0,8176$$

$$\sigma_b = k \times x = 0,8176 \times 0,632 = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Plancher étage courant**

Sens x-x : en travée

G=	5.81	Q=	1.5	q=1.35G+1.5Q=	10.0935	kn/m ²
lx=	3.05	ly=	4.85			
β=>0.4	0.62886598	μx=	0.0771	μy=	0.343	
MX=μxqlx ²	7.23928783	0.85MX=	6.1533946	AX=	1.2	TS O5/15
		0.5MX=	3.6196439	AX=	0.7	TS O5/15
					cm ² /ml	

Choix des Armatures :

5T8/ml A t = 2,51 cm²/ml

(T8 e = 15 cm)

Sens y-y : en travée

G=	5.81	Q=	1.5	q=1.35G+1.5Q=	10.0935	kn/m ²
lx=	3.05	ly=	4.85			
β=>0.4	0.62886598	μx=	0.0771	μy=	0.343	
MY=μyMx	2.48307572	0.85MY=	2.1106143	Ay=	0.48	TS O5/15
		0.5MY=	1.2415378	Ay=	0.24	TS O5/15
					cm ² /ml	

Choix des Armatures :

5T8/ml A a = 2,51 cm²/ml

(T8 e = 15 cm)

Remarque : On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (150 × 300) mm constitué de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

Pour des raisons pratiques nous utiliserons une seule et unique maille (150× 300) de panneau TS8 pour le ferrailage en travée de tous les planchers sans exception

IV.5.5. Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant :

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- ✓ La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2 du BAEL91 »
- ✓ Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- ✓ La contrainte tangentielle : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

$$T_{\max} = \max(T_x ; T_y) \quad \left\{ \begin{array}{l} T_x = \frac{Q_{\max}^u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} \text{ Suivant le sens (x - x)} \\ T_y = \frac{Q_{\max}^u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} \text{ Suivant le sens (Y - Y)} \end{array} \right.$$

Pour le plancher étage courant : $Q_{\max}^u = 1142.25 \text{ daN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 3)

Lx = 3.80m	Ly = 10.25m
-------------------	--------------------

$$T_x = \frac{1142.25 \times 3.80}{2} \times \frac{10.25^4}{10.25^4 + 3.80^4} = 2170.27 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1142.25 \times 10.25}{2} \times \frac{3.80^4}{10.25^4 + 3.80^4} = 108.53 \text{ daN/ml}$$

Donc $T_{\max} = 2170.27 \text{ N/ml}$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{2170.27 \times 10}{100 \times 13,6 \times 100}$
- $\tau_u = 0.1595 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

} $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

Pour le plancher terrasse : $Q_{\max}^u = 1009.35 \text{ daN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 3)

$L_x = 3.80 \text{ m}$	$L_y = 10.25 \text{ m}$
------------------------	-------------------------

$$T_x = \frac{1009.35 \times 3.80}{2} \times \frac{10.25^4}{10.25^4 + 3.80^4} = 1882.27 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1009.35 \times 10.25}{2} \times \frac{3.80^4}{10.25^4 + 3.80^4} = 95.93 \text{ daN/ml}$$

Donc $T_{\max} = 2170.27 \text{ N/ml}$

- $\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{1882.27 \times 10}{100 \times 13,6 \times 100}$
- $\tau_u = 0.1345 \text{ MPa}$
- $\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

} $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (Sans reprise de bétonnage)

IV.5.6. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions citées ci-après sont toutes vérifiées :

Si la poutre est associée à un hourdis ;

$$\frac{h_d}{l_x} \geq \frac{M_{tx}^s}{20 \times M_x^s}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

Où :

- **lx** : portée de la dalle suivant l'axe xx
- **hd**: hauteur de la dalle ;
- **dx** : hauteur utile de la section dans le sens x ;
- **Mtx^S**: moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service dans le sens x ;
- **Mx^S**: moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens x ;
- **A** : section des armatures tendues
- **fe**: limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\frac{15}{380} = 0,039 \geq \frac{4806.1}{20 \times 6408.2} = 0,037 \quad \text{Condition ne pas vérifiée}$$

$$\frac{1.51}{100 \times 13,6} = 0,001 \leq \frac{2}{500} = 0,004 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

CHAPITRE V

Etude dynamique

V.1. Introduction :

Un séisme est un phénomène naturel imprévu, il est le résultat d'une libération d'énergie potentielle accumulée dans les roches, provoqué par un jeu de mouvement des plaques tectoniques. Ces mouvements engendrent des contraintes au niveau des lignes de contact des plaques (failles), lorsque ces sollicitations deviennent trop élevées et dépassent un certain seuil « la résistance au frottement des roches », une rupture brutale d'équilibre se produit et donnera naissance à des ondes dites « sismique » qui se propageront dans toutes les directions pour atteindre la surface du sol et créer un tremblement de terre.

Durant l'année 2014, le nord de l'Algérie a connu une activité sismique assez mouvementée de l'ordre de 80 tremblements de terre par mois selon le CRAAG

(Centre de recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique) dont certains ne sont pas ressentis par la population et pour cause ce phénomène n'est pas étranger à l'Algérie qui est située sur une zone sismique modérée.

Le séisme est pour une construction, une sorte d'épreuve de vérité au cours de laquelle sont infailliblement sanctionnés tous les manquements aux règles de bonne construction. Par conséquent, l'établissement d'une étude sismique appropriée doit être obligatoire et avoir pour but de doter tout bâtiment construit d'une résistance efficace face aux forces sismiques.

V.2. Etude sismique :

L'étude sismique d'un ouvrage vise à déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure soumise à des Vibrations Libres Non Amorties (VLNA) et à établir sa réponse. Cette étude consiste aussi à évaluer les efforts produits par l'action du séisme sur la structure étudiée.

Les Règles Parasismique Algérienne (**RPA.99 modifié 2003**) préconise et fixe des méthodes de conception et calcul d'ouvrage en zone sismique à adopter :

- a) La méthode statique équivalente.
- b) La méthode d'analyse dynamique modale spectrale.
- c) La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes.

V.3. Condition d'application pour chaque Méthode :

a) La méthode statique équivalente :

Elle est utilisée si :

1) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (**prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA.99v2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivantes:

Zone I :

- tous groupes.

Zone II :

- groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 3.

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c) La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes :

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.4. Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la maîtrise de la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif, une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage.

Notre choix de calcul s'est porté sur la méthode d'analyse dynamique modale spectrale et pour cause :

- Notre bâtiment appartient au groupe d'usage 2 avec une hauteur de 52.02 m, hors il est supérieur à la hauteur de 23 m exigé par l'article **4.1.2** du **RPA99/2003**.
- Notre ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article **3.5.1** du même règlement.

Toutefois, Les résultats de la méthode statique équivalente seront utilisés uniquement pour la vérification de la condition tirée de l'article **4.3.6** du **RPA99/2003**.

Il nous a semblé aussi que le logiciel de calcul (**ETABS**) était le plus adapté pour la modélisation de notre structure. Une brève présentation de ce logiciel.

V.5. Présentation du logiciel ETABS :

ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de structures.

V.5.1. Principe de la méthode statique équivalente :

Le calcul statique équivalent implique la substitution au modèle dynamique des équivalents statiques qui sont censés produire les mêmes effets dynamiques. En d'autres termes, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette action est apparentée au mouvement du sol, qui se produit dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

V.6. Application de La méthode :

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales, qui représentent dans le cas général, les axes principaux du plan horizontal de la structure.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure étudiée sera calculé selon la formule (tiré de l'article **4.2.3**, du **RPA 99 v 2003**) :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : valeurs du coefficient de comportement.

W : Poids totale de la structure.

- Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il dépend de la zone et le groupe d'usage du bâtiment, Donné par le tableau 4-1 du RPA99 v 2003.

La zone d'implantation de notre structure est située à Mostaganem, classée zone II (moyenne sismicité) sur la carte de zonage sismique algérienne.

Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) d'après le même règlement (page 22).

$$\text{Résultat : } A = 0.3 \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe d'usage 1B} \end{array} \right.$$

- Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement) et de la période fondamentale de la structure (T).

V.6.1. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Ce facteur est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ξ (%) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ sec} \end{array} \right.$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites fermes (S_2), donc

$T_2 = 0,40 \text{ sec}$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

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

Puisque notre structure est composée exclusivement de voiles en Béton armé.

donc : $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$\eta = 0,76 \geq 0,7$ **Condition vérifiée**

T : la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$(N) \quad h_N = 52.02m$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau.

Le contreventement de notre structure est assuré totalement par des voiles en béton armé

$$C_T = 0,050$$

$$T = 0,050 \times (52.02)^{3/4} = 0.97 \text{ Sec}$$

Remarque :

Dans le cas d'un contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé (ce qui est le cas pour notre structure), on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_f = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{D}}$$

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

$$D_X = 27.9\text{m}$$

$$D_Y = 23.25\text{m}$$

- Suivant la direction (x – x) : $T_{fx} = \frac{0,09 \times 52.02}{\sqrt{27.9}} = 0.89 \text{ s}$
- Suivant la direction (y – y) : $T_{fy} = \frac{0,09 \times 52.02}{\sqrt{23.25}} = 0.97 \text{ s}$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = \min (T ; T_x) & \min (0,97 ; 0.89) = 0.89\text{s} & 1,3 T_x = 1.15 \text{ sec} \\ T_y = \min (T ; T_y) & \min (0,97 ; 0.97) = 0,97\text{s} & 1,3 T_y = 1.26 \text{ sec} \end{cases}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est limité :

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

En fin, d'après (4.2) :

$$D'ou : D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 0,5\text{sec} \leq T(x) = 0,71\text{sec} \leq 3,0 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \leq T(y) = 0,64\text{sec} \leq 3,0 \text{ sec} \end{array} \right\} 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D(x) = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0,5}{0.71} \right)^{2/3} = 1.5$$

$$D(y) = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0,5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.61$$

V.6.2. Facteur de qualité « Q » :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon la satisfaction du critère de qualité "q" ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4

On aura donc :

Tableau V. 1: Facteur de Qualité 'q'.

Critère q	P_q			
	Suivant x		Suivant y	
	Observé	Non Observé	Observé	Non Observé
1- Condition minimale sur les files de contreventement.	0	-	0	-
2-Redondances en plan.	0	-	0	-
3- Régularité en plan.	-	0.05	-	0.05
4- Régularité en élévation.	0	-	0	-
5-Contrôle de la qualité des matériaux.	-	0.05	-	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution.	-	0.1	-	0.1
Total	0,20		0,20	

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1.20$$

V.6.3. Coefficient de comportement global de la structure « R » :

Il est déterminé en fonction du système de contreventement adopté. Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3

Le système de contreventement de notre structure est constitué uniquement de voiles porteurs $R = 3,5$

V.6.4. Poids totale de la structure « W » :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{et} \quad w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.

Le poids total de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation : $W = 84015,2688 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{A * D(x) * Q}{R} w = \frac{(0.3)(1.5)(1.20)}{3.5} w \Rightarrow V^x = 0.16 \times W$$

$$V_y = \frac{A * D(y) * Q}{R} w = \frac{(0.3)(1.61)(1.20)}{3.5} w \Rightarrow V^y = 0.172 \times W$$

$$V^x = 0.16 \times 84015.2688 = 13442.44 \text{ KN}$$

$$V^y = 0.17 \times 84014.2688 = 14282.6 \text{ KN}$$

V.7. Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :

D'après l'article 4.3.6 du RPA99/2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V \text{ (dynamique)} \geq 80\% V \text{ (statique)}$$

$$\begin{array}{lll} V_{Dx} = 51742.60 \text{ KN} & > 0.8V_x = 10753.95 \text{ KN} & \text{Condition vérifié} \\ V_{Dy} = 49147.32 \text{ KN} & > 0.8V_y = 11426.08 \text{ KN} & \text{Condition vérifié} \end{array}$$

V.8. Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

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

L'action sismique est représentée par une courbe retraçant la variation d'accélération spectrale relative « Sa/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

Cette action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

V.9. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation par simulation numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat : de mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages de développer des méthodes de calculs d'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité de libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

Il faut cependant garder à l'esprit que l'ordinateur traite le modèle de structure qu'on lui donne, même si le modèle choisi n'est pas tout à fait compatible, compte tenu de la structure et des possibilités du logiciel utilisé. Certes, tout traitement sur ordinateur comporte une « surveillance » qui lui permet de repérer les fautes de codage, mais l'erreur de jugement faite a priori dans le choix du modèle et, a posteriori, dans l'interprétation des résultats, ne peut être mise en évidence par aucun programme.

La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre N de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique de la structure demande le calcul d'un certain nombre n de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

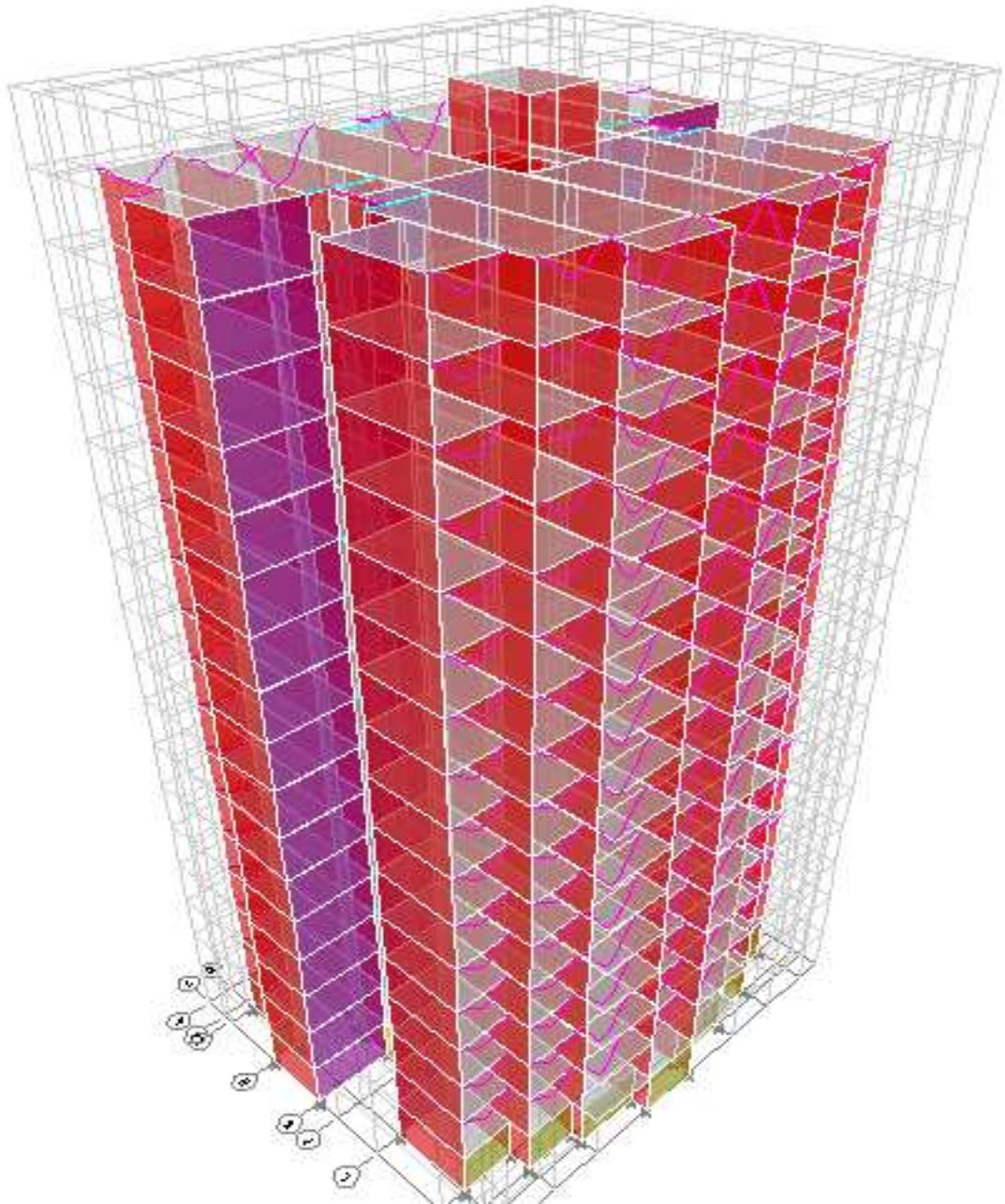
D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul (03) DDL

(2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V.10. Nombre de modes à considérer :

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

V.11. Modélisation : modélisation etabs**Fig V. 1: modélisation etabs**

V.12. Résultats de l'analyse :

V.12.1. Période et facteur de participation massique :

Tableau V. 2: Périodes et facteur de participation modale

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
		sec				
Modal	1	0,932	0,0004	8,28E-06	0,0004	8,28E-06
Modal	2	0,718	0,738	0,0003	0,7384	0,0003
Modal	3	0,641	0,0003	0,6909	0,7387	0,6912
Modal	4	0,223	0,0028	3,48E-06	0,7415	0,6912
Modal	5	0,209	0,1335	2,15E-05	0,875	0,6912
Modal	6	0,171	0,0052	1,35E-05	0,8802	0,6912
Modal	7	0,16	3,58E-05	0,1727	0,8802	0,8639
Modal	8	0,104	0,0509	6,93E-06	0,9311	0,8639
Modal	9	0,097	0,0006	4,98E-06	0,9317	0,8639
Modal	10	0,073	1,18E-05	0,0562	0,9317	0,9201

V.12.2. Interprétation des résultats :

1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimé $T_{dyn} = 0,932$ sec.

Il y a lieu de vérifier l'inégalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

$T_{amp}(x) = 0,89$ sec $0,932$ sec $< 1,3 \times 0,86$ sec.....condition vérifié

$T_{amp}(y) = 0,97$ sec $0,932$ sec $< 1,3 \times 0,97$ sec.....condition vérifié

2) Le premier mode est un mode de torsion.

3) Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (yy).

4) Le troisième mode est un mode de translation suivant le sens (xx).

5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 8ème mode pour le sens (xx) et au 10ème mode pour le sens (yy).

Remarque :

La structure présente une flexibilité aux séismes, la possibilité d'intégrer de nouveaux voiles afin de rigidifier la structure demeure impossible en raison de conditions pratique imposé par la technique du coffrage tunnel et par le plan architectural qui présente une

irrégularité de distribution des voiles horizontaux sur la partie inférieure du plan par rapport à la partie supérieure.

V.12.3. Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :

a) Centre de gravité des masses :

C'est le point de passage de la force d'inertie engendrée par le tremblement de terre à niveau d'étage i .

Chaque étage possède un centre de gravité (CM_j) à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau i d'un bâtiment de n étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante V_i appliquée au même étage.

V_i étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i), elle passe par le centre de gravité (CM_i) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i .

Le centre de gravité des masses (CM_i) est exprimé par les coordonnées X_{CM_i} et Y_{CM_i} suivants :

$$X_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j X_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

$$Y_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j Y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

La position du centre de masse (CM_i) de chaque niveau n'est pas connue avec précision, car elle dépend de l'utilisation : position du mobilier, affectation des locaux en archives, salle de réunion, etc ...

b) Centre de rigidité :

C'est le point passage de la ligne d'application V_i , telle que la rotation relative de deux planchers successifs (i et $i+1$), sera nulle. Cette ligne définit la position du "centre de rigidité (CR_i) des éléments structuraux verticaux du niveau i

La position du centre de rigidité (CR_i) du niveau i dépend des raideurs des éléments structuraux verticaux (colonnes, voiles, noyaux) du même niveau ainsi que les raideurs les éléments structuraux horizontaux du niveau $i+1$, forment des portiques avec les éléments structuraux verticaux du niveau i , de sorte qu'en fait c'est la raideur de ces portiques qui définit la position du centre de rigidité (CR_i). Sa détermination exacte est difficile, c'est pourquoi l'analyse automatique par le logiciel ETABS est indispensable afin de faciliter cette opération comme le montre le tableau ci-dessous

Tableau V. 3: centre de masse et centre de rigidité

Story	C.M		C.R		Eccentricity	
	X _m	Y _m	XCR	YCR	e _x	e _y
R.D.C	13,84	11,45	13,84	11,36	0,01	0,08
1	13,85	11,44	13,82	11,55	0,03	0,11
2	13,85	11,44	13,81	11,59	0,03	0,15
3	13,85	11,44	13,81	11,62	0,03	0,18
4	13,85	11,44	13,81	11,63	0,03	0,20
5	13,85	11,44	13,82	11,64	0,03	0,21
6	13,85	11,44	13,82	11,65	0,03	0,21
7	13,85	11,44	13,82	11,65	0,03	0,21
8	13,85	11,44	13,82	11,64	0,03	0,21
9	13,85	11,44	13,82	11,63	0,02	0,20
10	13,85	11,44	13,83	11,63	0,02	0,19
11	13,85	11,44	13,83	11,62	0,02	0,18
12	13,85	11,44	13,83	11,61	0,02	0,17
13	13,85	11,44	13,83	11,6	0,02	0,16
14	13,85	11,44	13,83	11,59	0,02	0,16
15	13,86	11,51	13,83	11,59	0,02	0,07
16	13,85	11,28	13,79	11,43	0,06	0,15

V.12.4. Effets de la torsion accidentelle :

Dans le contexte de l'action sismique, plusieurs faits sont à l'origine de la torsion des bâtiments. Il y a d'abord l'existence d'excentricités structurales entre les centres de gravité (C_{Mi}) et les centre de rigidité (C_{Ri}) à chaque étage. Cette excentricité résultant de la non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issu des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion

"**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

En effectuant une analyse d'un modèle 3D de notre structure à l'aide du logiciel ETABS, l'excentricité **naturelle** est automatiquement calculée ; ce n'est pas le cas de l'excentricité **accidentelle**.

D'après l'article 4.3.7 du RPA99/2003, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à $0,05 \pm L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On effectuera par la suite les calculs suivants :

$$\begin{aligned} e_x \text{ accidentelle} &= 0,05 \times L_x & e_x \text{ accidentelle} &= 0,05 \times 27,5\text{m} = 1,38 \text{ m} \\ e_y \text{ accidentelle} &= 0,05 \times L_y & e_y \text{ accidentelle} &= 0,05 \times 23,25\text{m} = 1,16 \text{ m} \end{aligned}$$

Remarque : L'excentricité naturelle ne dépasse pas l'excentricité accidentelle.

V.12.5. Calcul et vérification des déplacements des planchers :

a) Déplacement maximum absolu :

C'est des déplacements horizontaux dus aux forces sismiques (δ_{ek}) de chaque niveau (k) suivant les deux sens (xx) et (yy), ils seront donnés par le logiciel, comme le montre le tableau ci-après :

Tableau V. 4: Déplacement inter-étage de chaque niveau (x-x) (y-y)

Story	UX	UY
	cm	cm
16	3,7603	3,2801
15	3,4435	3,0821
14	3,293	2,8792
13	3,123	2,6709
12	2,9364	2,4557
11	2,7327	2,234
10	2,5123	2,0068
9	2,2767	1,7758
8	2,0282	1,5433
7	1,7696	1,3118
6	1,5045	1,0845
5	1,2372	0,8649
4	0,9731	0,657
3	0,7186	0,4655
2	0,4815	0,2959
1	0,2724	0,1552
R.D.C	0,1048	0,0522
BASE	0	0

b) Calcul des déplacements latéraux inter étages :

D'après l'article 4.4.3. du RPA99/2003, le déplacement horizontal de chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suite :

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

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

R : coefficient de comportement (R = 3,5)

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale a :

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

Après calcul nous obtiendront les résultats illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau V. 5: Déplacements latéraux inter étages

<i>Niveaux</i>	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta} (cm)$	<i>Observation</i>
16	3,7603	3,2801	13,1611	11,4804			3,06	vérifiée
15	3,4435	3,0821	12,0523	10,7874	1,1088	0,693	3,06	vérifiée
14	3,293	2,8792	11,5255	10,0772	0,5267	0,7101	3,06	vérifiée
13	3,123	2,6709	10,9305	9,34815	0,595	0,7290	3,06	vérifiée
12	2,9364	2,4557	10,2774	8,59495	0,6531	0,7532	3,06	vérifiée
11	2,7327	2,234	9,56445	7,819	0,7129	0,7759	3,06	vérifiée
10	2,5123	2,0068	8,79305	7,0238	0,7714	0,7952	3,06	vérifiée
9	2,2767	1,7758	7,96845	6,2153	0,8246	0,8085	3,06	vérifiée
8	2,0282	1,5433	7,0987	5,40155	0,8697	0,8137	3,06	vérifiée
7	1,7696	1,3118	6,1936	4,5913	0,9051	0,8102	3,06	vérifiée
6	1,5045	1,0845	5,26575	3,79575	0,9278	0,7955	3,06	vérifiée
5	1,2372	0,8649	4,3302	3,02715	0,9355	0,7686	3,06	vérifiée
4	0,9731	0,657	3,40585	2,2995	0,9243	0,7276	3,06	vérifiée
3	0,7186	0,4655	2,5151	1,62925	0,8907	0,6702	3,06	vérifiée
2	0,4815	0,2959	1,68525	1,03565	0,8298	0,5936	3,06	vérifiée
1	0,2724	0,1552	0,9534	0,5432	0,73185	0,4924	3,06	vérifiée
R.D.C	0,1048	0,0522	0,3668	0,1827	0,5866	0,3605	3,06	vérifiée
BASE	0	0	0	0	0,3668	0,1827	3,06	vérifiée

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages :

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta} (cm)$$

$\bar{\Delta} (cm) = 0,01 \times h_e = 3.06 \text{ cm}$; donc la condition est vérifiée

V.12.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (P-delta) représente la tendance au renversement de la construction. Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, L'effet P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_{k,hk}} \leq 0,10$$

Avec :

- P_k : Poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ». (G+0,2Q)
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur de l'étage « k ».

a) Selon le Sens x x

Tableau V. 6: Justification vis-à-vis de l'Effet P- Δ dans le Sens x.

Story	P	Δ_{kx}	V_{kx}	h_k	θ	lim
	kN	cm	kN	cm	/	/
16	213,0525	1,1088	85,4634	306	0,009033	0,1
15	6039,84	0,5267	1624,616	306	0,006399	0,1
14	11227,16	0,595	3082,584	306	0,007082	0,1
13	16414,48	0,6531	4369,478	306	0,008018	0,1
12	21601,8	0,7129	5506,798	306	0,009139	0,1
11	26789,13	0,7714	6526,923	306	0,010347	0,1
10	31976,45	0,8246	7457,639	306	0,011554	0,1
9	37163,77	0,8697	8311,495	306	0,012708	0,1
8	42351,09	0,9051	9086,803	306	0,013786	0,1
7	47538,41	0,9278	9777,654	306	0,014742	0,1
6	52725,73	0,9355	10383,73	306	0,015524	0,1
5	57913,06	0,9243	10911,91	306	0,016031	0,1
4	63100,38	0,8907	11368,98	306	0,016156	0,1
3	68287,7	0,8298	11752,24	306	0,015757	0,1
2	73475,02	0,73185	12047,25	306	0,014587	0,1
1	78662,34	0,5866	12237,05	306	0,012323	0,1
R.D.C	84015,27	0,3668	12319,7	306	0,008175	0,1

b) Selon le Sens y y

Tableau V. 7: Justification vis-à-vis de l'Effet P-Δ dans le Sens y

Story	P	Δky	Vky	hk	θ	lim
	kN	cm	kN	cm	/	/
16	213,0525	0,693	67,0196	306	0,007199	0,1
15	6039,84	0,7101	1840,747	306	0,007614	0,1
14	11227,16	0,729	3434,649	306	0,007787	0,1
13	16414,48	0,7532	4796,328	306	0,008424	0,1
12	21601,8	0,7759	5968,637	306	0,009177	0,1
11	26789,13	0,7952	7001,079	306	0,009944	0,1
10	31976,45	0,8085	7931,267	306	0,010652	0,1
9	37163,77	0,8137	8774,818	306	0,011262	0,1
8	42351,09	0,8102	9530,439	306	0,011766	0,1
7	47538,41	0,7955	10194,28	306	0,012123	0,1
6	52725,73	0,7686	10771,04	306	0,012295	0,1
5	57913,06	0,7276	11273,28	306	0,012215	0,1
4	63100,38	0,6702	11710,45	306	0,011802	0,1
3	68287,7	0,5936	12077,84	306	0,010968	0,1
2	73475,02	0,4924	12356,8	306	0,009568	0,1
1	78662,34	0,3605	12528,78	306	0,007397	0,1
R.D.C	84015,27	0,1827	12596,6	306	0,003982	0,1

Conclusion :

Puisque tous les coefficients θ suivant les deux sens et de tous les niveaux, sont inférieure à 0,10 L'effet P-Δ peut être négligé.

V.12.7. Vérification au renversement :

Afin de s'assurer de la stabilité du bâtiment au renversement, il faut procéder à la vérification suivante :

M stabilisateur / M renversant ≥ 1.5

Ms : Moment stabilisant $M_s = W \times L/2$

Mr : Moment renversant $M_r = \sum F_i \times h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i.

a) Sens Longitudinal (xx) :

W(KN)	Lx(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
84015.27	27.9	976508,2	180881,865	5.4	ok

b) Sens Longitudinal (yy) :

W(KN)	Ly(m)	Ms(KN.m)	Mr(KN.m)	Ms/Mr	Vérification
84015.27	23.25	668751,88	187851,865	3.55	ok

V.13. Conclusion finale :

Notre bâtiment satisfait tous les critères prescrits par **les règles parasismiques algériennes 99 ver 2003**, les conditions sont :

-le déplacement inter-étages qui est un indice de dommage au niveau des étages est qui largement vérifié de l'ordre de 16%.

-l'effet (P- Δ) qui négligeable de l'ordre de 6,2%.

CHAPITRE VI

Calcul et Ferrailage des voiles

VI.1. Généralités :

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambre d'hôtel,..., et une protection incendie (coupe-feu)

De servir de cloisons de séparation entre locaux

Le calcul des voiles en béton armé et non armé est effectué suivant les dispositions du **DTU 23.1** « murs en béton banché »

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau « allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et à leurs extrémités.

VI.2. Justification de la résistance des trumeaux :

VI.2.1. Domaine de validité :

Le domaine de validité est déterminé par les paramètres suivants :

- Longueur du mur au moins égale à 5 fois son épaisseur ;
- Épaisseur du mur au moins égale à 10 cm ;
- Élancement mécanique au plus égal à 80 ;
- Les dispositions constructives ainsi que les méthodes d'exécution sont telles que l'excentricité initiale (géométrique et mécanique) reste inférieure à la valeur maximale de 2 cm et de la longueur de flambement divisée par 300 ;
- La résistance caractéristique du béton à 28 jours est au plus égale à 40 MPa.

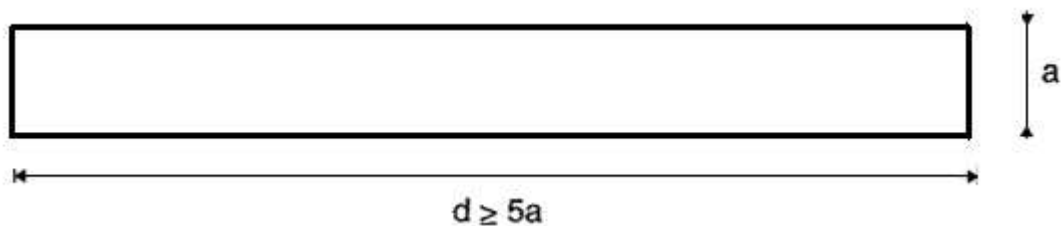


Fig VI. 1: Dimensions minimales d'un trumeau

VI.2.2. Justification sous sollicitations normales :

VI.2.2.1. Déterminations de la longueur de flambement :

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f , se déduit de la hauteur libre du mur l , par examen de ses liaisons avec les planchers et fondations.

A défaut d'une approche plus rigoureuse, les valeurs suivantes du rapport l_f/l doivent être retenues :

Tableau VI. 1: Le rapport l_f/l

Liaisons du mur		Mur armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0.80
	Il existe un plancher d'un seul côté	0.85

VI.2.2.2. Effort normal limite ultime et contrainte limite ultime :

Soient :

l_f : longueur de flambement

a : épaisseur du voile

L : longueur du voile

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à 28 jours

f_e : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1.5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1.15$)

$\gamma_s = 1.15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$)

Note : les valeurs de α données par le tableau ci dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours

Tableau VI. 2: Effort normal limite ultime et contrainte limite ultime

	Notation	Unités	Voiles armés verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$
Section réduite	B_r	M ²	$L(a-0.02)$
Pour $\lambda \leq 50$	α		$\frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
Pour $50 \leq \lambda \leq 80$			$0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	KN	$\alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$
Contraintes limites	σ	MPA	$\sigma_{ba} = N_{u \text{ lim}} / aL$

VI.2.3. Procédure de ferrailage des trumeaux :

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- Des armatures verticales
- Des armatures horizontales, parallèles aux faces du mur ;
- Des armatures transversales.

Ce sont trois calculs qui doivent être effectuée sur les voiles

VI.2.3.1. Les armatures verticales (armatures de flexion) :

Un premier calcul en flexion composée permet de déterminer les tirants nécessaires pour reprendre les moments de basculement

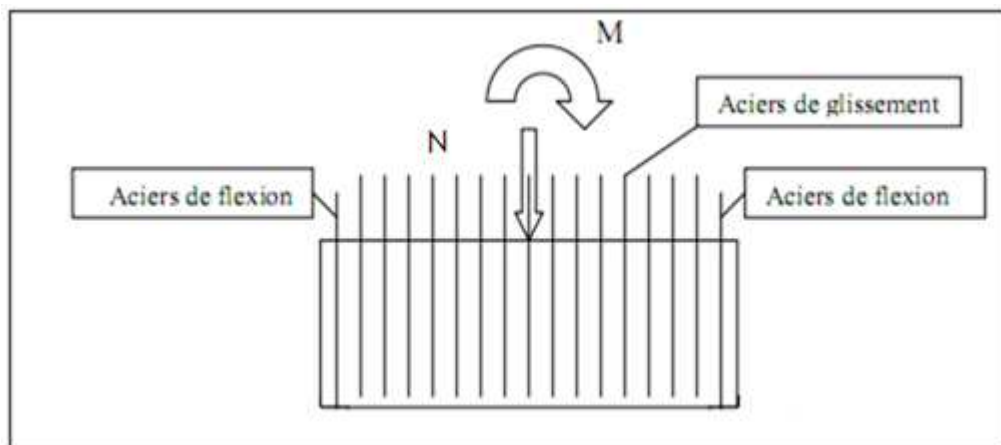


Fig VI. 2: Dimensions minimales d'un trumeau

Pour un effort normal N_u et un moment M_u , on effectue un calcul du béton armé en flexion composée en ELU avec un diagramme parabole-rectangle ou rectangle simplifié dans le cas de section partiellement tendue.

On remplacera la contrainte s_{bu} par s_{ba} .

D'après la variante 2 (section partiellement tendue) :

Les contraintes extrêmes sont calculées par

$$\begin{cases} \sigma_g = \frac{N_u}{S} - \frac{M_u V'}{I} \\ \sigma_d = \frac{N_u}{S} + \frac{M_u V}{I} \end{cases}$$

$$S = a \times L \quad I = \frac{a \times L^3}{12} \quad V = V' = \frac{L}{2}$$

N_u : effort normal

M_u : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire)

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent σ_4 et σ_5 et entraînent une section d'acier :

$$\frac{A_s}{S} = \frac{\sigma_i \gamma_s \Delta_s}{f_e} \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$\Delta_s = a.L_i$ où a : épaisseur du voile et L_i : longueur de $i^{\text{ème}}$ bande.

$\frac{A_s}{S}$: est réparti sur S

Pour une section rectangulaire d'épaisseur a , et si $L_t < h_e$ on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2}$$

$i = 4 \text{ ou } 5$

$$\Delta_s = a.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g$$

$$\sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s a L_t}{f_e 8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$

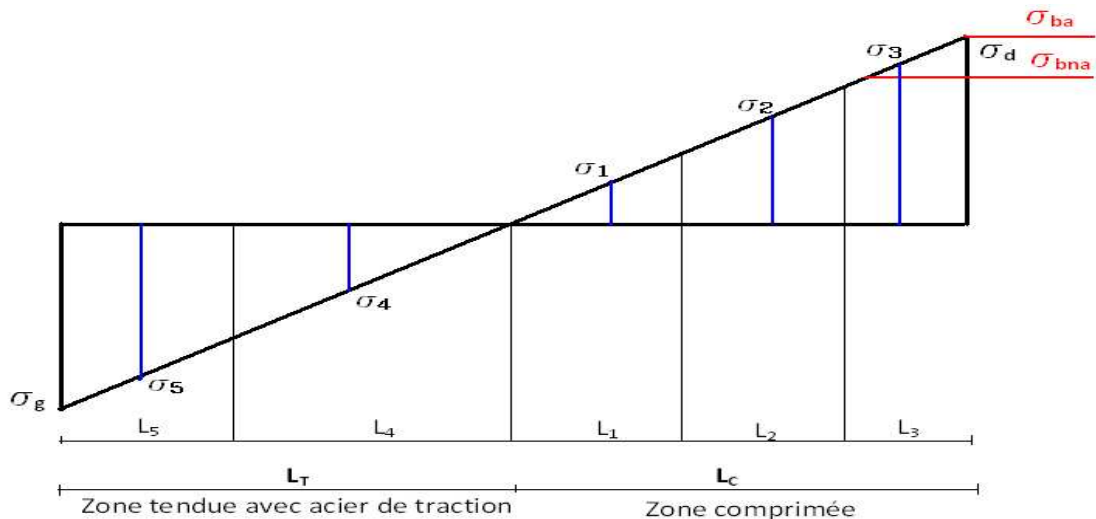


Fig VI. 3: Diagramme des contraintes d'un trumeau partiellement tendue

D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003**.

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux

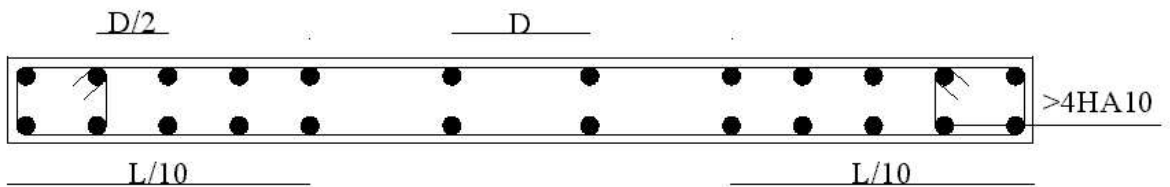


Fig VI. 4: Disposition des armatures verticales

❖ **Armatures minimales :**

Le pourcentage des armatures verticales peut varier d'une bande verticale d'un mur à l'autre suivant l'intensité de la contrainte moyenne de cette bande.

Le pourcentage minimal ρ_V d'une bande verticale donnée rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs :

$$\rho_V = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left(3 \frac{\sigma_u}{\sigma_{u \lim}} - 1 \right) \\ 0,001 \end{array} \right.$$

Avec : $\theta = 1$ pour un mur intermédiaire,

$\theta = 1,4$ pour un mur de rive.

- La section d'armature correspondant au pourcentage ρ_V doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée, en respectant l'intervalle défini plus haut.

D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003**.

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales des trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante 0.10%

❖ **Distance maximale entre axes des armatures verticales :**

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur sans pouvoir excéder 33 cm. Cette règle vient, dans le cas des murs pignons, en complément de celle déjà indiquée antérieurement dans les dispositions de ferrailage minimal.

D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003**

L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s \leq 1.5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du trumeau l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile (figure V.4). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

VI.2.3.2. Les armatures horizontales (aciers d'effort tranchant) :

Un second calcul consiste à vérifier le cisaillement provoqué par la somme des efforts horizontaux

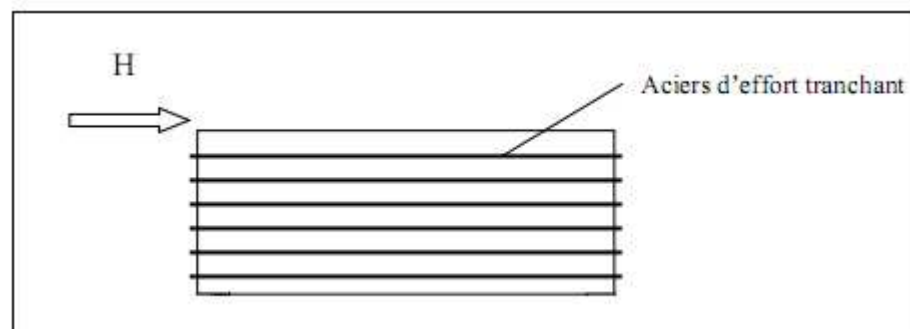


Fig VI. 5: Aciers d'effort tranchant

L'effort tranchant V_u obtenu par le calcul doit être majoré de façon appropriée pour tenir compte du fait que la notion de coefficient de comportement ne s'applique pas nécessairement de façon identique à l'effort tranchant, et au moment fléchissant, et pour

faire en sorte que la rupture par effort tranchant se produise après la plastification par moment fléchissant.

La prescription de l'alinéa est considérée comme satisfaite si l'effort tranchant de calcul est pris égal à :

$$V^* = V_U \frac{1+R}{2} \dots \text{art E.10}$$

Avec :

V_U : Effort tranchant obtenu par le calcul de la structure dans la combinaison sismique de calcul ;

R : coefficient de comportement pris en compte dans le calcul de la structure.

La vérification vis-à-vis de l'effort tranchant est considérée comme satisfaite si la procédure ci-après est suivie pour toutes les sections du mur :

1) On détermine dans chaque section les valeurs de calcul

- de l'effort normal : N_U
- de l'effort tranchant : V^*
- du moment fléchissant : M_U dans la combinaison sismique de calcul.

2) Soit la contrainte normale moyenne de compression : $\sigma_c = \frac{N_U}{a \times L}$

- Si σ_c est supérieur à $0,5 f_{c28}$, le trumeau doit être considéré comme un poteau, et vérifié comme tel.
- Dans le cas contraire, on poursuit la procédure.

3) On définit :

- L'excentricité adimensionnelle : $a_N = \frac{M_U}{N_U L}$
- L'élancement adimensionnel : $a_V = \frac{M_U}{V^*}$
- Le cisaillement conventionnel de calcul : $\tau^* = \frac{V^*}{bd}$
- Le cisaillement conventionnel associé : $\tau_1 = \tau^* \frac{M_{lim}}{M_U}$

Avec :

M_{lim} : Moment limite de fissuration systématique en flexion composée associé à l'effort normal N_U

- La contrainte limite de fissuration à l'effort tranchant : $\tau_2 = 0,45 \sqrt{f_{ij} \left(f_{ij} + \frac{2}{3} \sigma_c \right)}$
- La contrainte limite de résistance à l'effort tranchant après fissuration, compte tenu des armatures

Longitudinales : $\tau_3 = \min(\tau_1, \tau_2) (1 + 3\rho') + 0,15\sigma_c$

Où ρ' doit être limité supérieurement à 2 %.

Note : Dans le cas d'une section rectangulaire et d'un matériau homogène, le moment

limite de fissuration systématique vaut : $M_{\text{lim}} = \frac{b.l^2}{6} \left(\sigma_c + \frac{f_{ij}}{1,5} \right)$

- 4) Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant si la condition suivante est satisfaite : $\tau^* \leq \tau_{\text{lim}}$

Avec : $\tau_{\text{lim}} = (\tau_3 \cdot 0,5 f_{ij})$

- 5) Lorsque la condition précédente n'est pas satisfaite, il y a lieu de prévoir des armatures d'effort tranchant disposées horizontalement ou verticalement suivant les cas et calculés par la formule :

$$\frac{A_t}{b s_t} \geq \frac{\tau^* - \tau_{\text{lim}}}{0,9 f_e / \gamma_s}$$

Où :

s_t : est l'espacement entre les lits d'armatures A_t avec $s_t \leq L/3$

γ_s : Est pris égal à 1.

f_e Est la limite d'élasticité des aciers de section

- 6) Les armatures d'effort tranchant de section A_t sont disposées :

— horizontalement si $a_v \geq 1,5$

— verticalement si $a_v \leq 0,5$

– Horizontalement et verticalement si $0,5 \leq a_v < 1,5$

Il est loisible de répartir les armatures de section A_t ou de les regrouper sous forme de potelets ou de chaînages intermédiaires incorporés dans le respect de la limite maximale:

- 7) La sécurité vis-à-vis du glissement est satisfaite si : $s_t \leq I_w / 3$

$$V^* \leq 0,35 f_{tj} b_w (F_c + A' f_e) \operatorname{tg} \varphi$$

Où :

$\operatorname{tg} \varphi$ Est pris égal à 0,7 ;

f_e Est la limite d'élasticité des aciers de section A' .

A' est la section des armatures verticales réparties (hors membrures d'extrémité) existant dans la section bL , à laquelle est associée une quantité d'armatures horizontales respectant le même pourcentage ;

F_c : est la résultante des contraintes de compression ;

x est la longueur de mur comprimée sous la flexion composée.

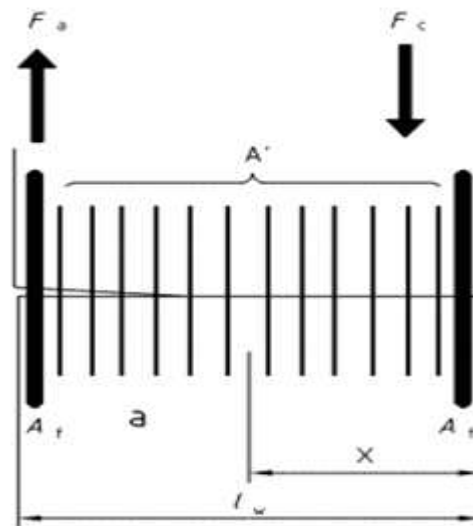


Fig VI. 6: Trumeau partiellement comprimé en flexion composée

Dans le cas de trumeaux fléchis et tendus sans zone comprimée, seules les armatures destinées à s'opposer au glissement peuvent être prises en compte.

❖ Pourcentage minimal des armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

Le pourcentage minimal de ces armatures, rapportée au volume total du mur ou de l'élément de mur considéré, doit être au moins égale à :

$$\rho_h = \frac{2}{3} \rho_v$$

Sans, toutefois, pouvoir prendre une valeur inférieure à 0,001.

Dans cette formule, ρ_v représente le pourcentage minimal de la bande la plus armée.

D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003**.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%
- En zone courante 0.10%

❖ **Dispositions des armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur à défaut de toute autre disposition constructive équivalente.

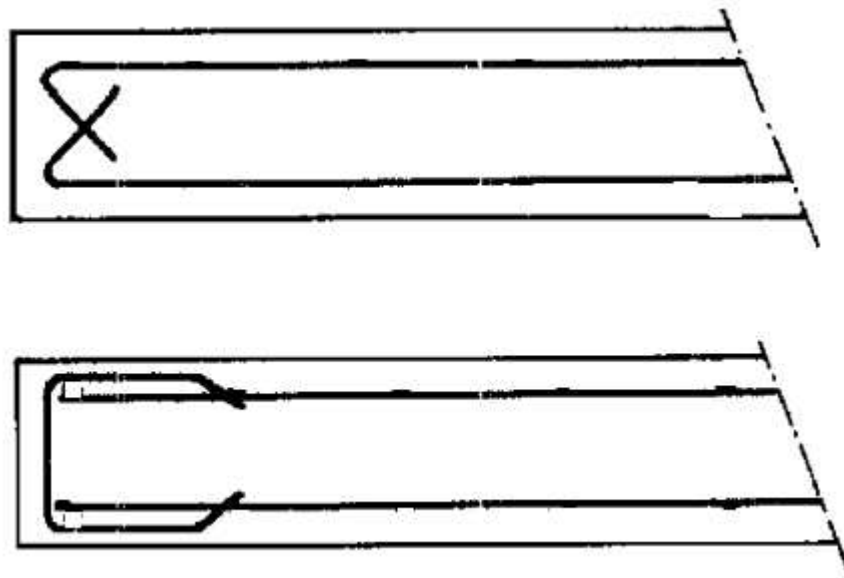


Fig VI. 7: Dispositions des armatures horizontales

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

La distance entre axes des armatures horizontales d'une même face ne doit pas dépasser 33 cm. Ces règles de distance d'enrobage et d'écartement viennent, dans le cas des murs pignons, en complément de celles déjà indiquées antérieurement dans les dispositions de ferrailage minimal.

D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003**.

- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- L'espace des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $s \leq 1.5 a$

- $s \leq 30 \text{ cm}$

❖ Les armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

VI.2.3.3. Les armatures transversales :

Seuls les aciers verticaux pris en compte dans le calcul de N_{ulim} doivent être tenus par des armatures transversales.

Dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins.

Dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est supérieur à 12 mm, les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement d'au plus 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales sont de diamètre au plus égal à 20 mm et de diamètre 8 mm dans le cas contraire. La nuance de ces aciers est indifférente.

D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003**.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

VI.2.3.4. Règles communes :

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
 - Les longueurs de recouvrement doivent être égales à : 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3. Exemple de calcul :

❖ Détermination de longueur de flambement :

Tableau VI. 3: Détermination de la longueur de flambement

	Liaisons du mur	L _f (cm) (pour un Mur armé verticalement)
Voile entre-sol h_L=306cm	Il existe un plancher de part et d'autre	244.8
	Il existe un plancher d'un seul côté	260.1
Voile étage courant h_L=306cm	Il existe un plancher de part et d'autre	244.8
	Il existe un plancher d'un seul côté	260.1

❖ Effort normale limite ultime et contrainte limite ultime :

Tableau VI. 4: Détermination des efforts et des contraintes limites

	Voile entre-sol		Voile étage courante	
	Il existe un plancher de part et d'autre	Il existe un plancher d'un seul côté	Il existe un plancher de part et d'autre	Il existe un plancher d'un seul côté
Elancement λ	56.53	60.06	56.53	60.06
Coefficient α	0.46	0,41	0,46	0,41
Section réduite B_r (m²)	0.17	0.17	0.17	0.17
σ_{ba} MPA Contraintes limites $\sigma = \frac{N_{ulim}}{a d}$	9.91	8.83	9.91	8.83

Remarque :

σ_{ba} correspondant à section des armatures minimale (A_s= 0,1% de Br)

$$B = 0,15 \times (1.3) \text{ m}^2$$

$$A_s = 1.95 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

❖ Ferrailage d'un trumeau :

a) Détermination des armatures de flexion :

• Vérification des contraintes extrêmes :

Comme exemple on prend un trumeau de pignon d'entresol, ses caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 5: Caractéristiques géométriques du trumeau P11

Trumeau	h (m)	L (m)	ep (m)	S (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	V ² (m)
P11	3,06	6.86	0,2	1,372	5,380	3,43	3,43

Dans notre cas les efforts de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes importantes de traction (soit $G+Q\pm E$ ou $0.8G\pm E$) du moment que celles de compression sont très loin de la contrainte du béton armé.

Selon ETABS :

$$M = 12388.1 \text{ KN.m}$$

$$N = 4046.43 \text{ KN}$$

Donc les contraintes extrêmes sont

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_g = \frac{4046.43}{1.029} - \frac{12388.1 \times 3.43}{5.38} = -3965.6 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{compression}) \\ \sigma_d = \frac{4046.43}{1.029} + \frac{12388.1 \times 3.43}{5.38} = 11830.38 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{traction}) \end{array} \right.$$

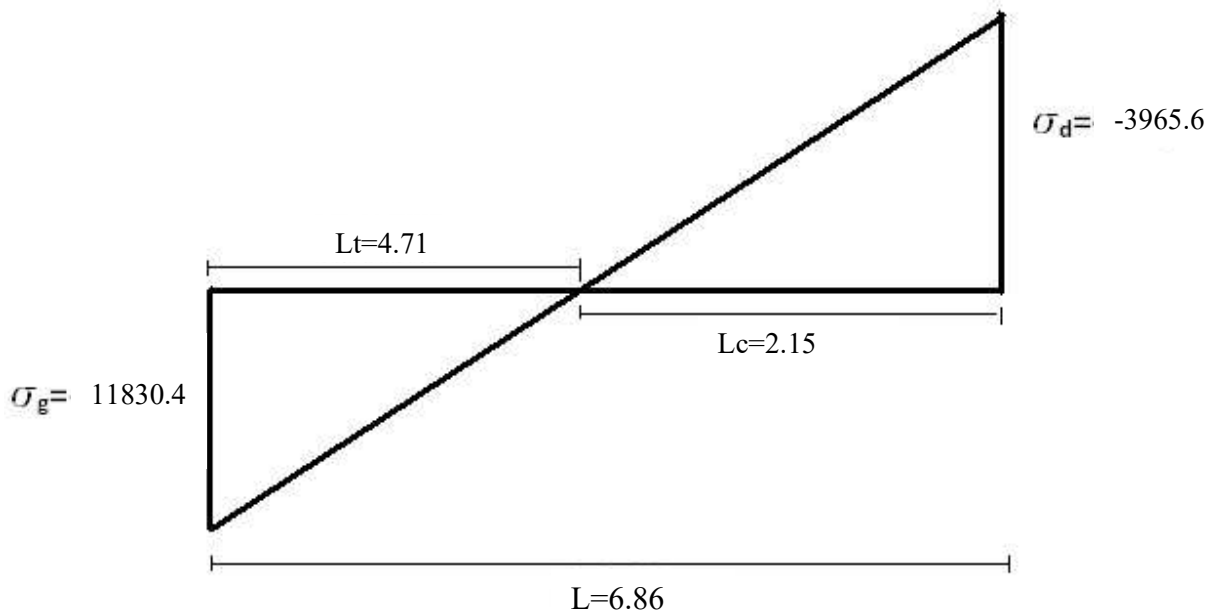


Fig VI. 8: Diagramme des contraintes du trumeau P11

$\delta_d = 3965.6 \text{ KN/m}^2 < \delta_{ba} = 8830 \text{ KN/m}^2$ vérifié

Remarque : σ_{ba} correspondant à section des armatures minimale ($\rho_v = 0,0015$)

a) Détermination des armatures de traction :

Nous décomposons la zone tendue en bande dont la longueur ne doit dépasser la demi-hauteur d'étage ($h_e/2 = 153 \text{ cm}$), soit $L_i = 1.57 \text{ m}$

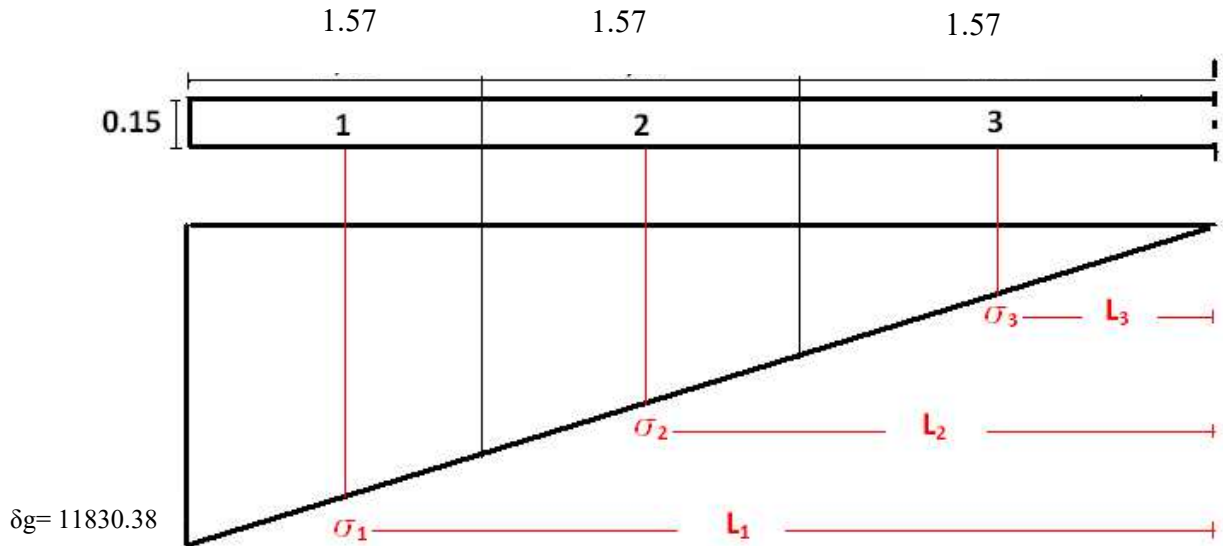


Fig VI. 9: Découpage de la zone tendue du trumeau P11

Tableau VI. 6: Ferrailage de la zone tendue du trumeau P11

Elément de trumeau	1	2	3
Dimensions	1,57x0.2=0.31	1,57x0.2=0.31	1,57x0.2=0.31
Position de centre par rapport au point de contrainte nulle	3,925	2,355	0,785
Contrainte σ_i (KN/m ²)	9858.7	5915.2	1971.7
Force de traction (KN)	2366.8	1419.64	473.2
Section d'acier (cm ²)	57.32	32.39	13.4
Acier minimal (cm ²)	0,0015x0,2.10 ⁴ =3,00cm ²	0,0015x0,2.10 ⁴ =3,00cm ²	0,0015x0,2.10 ⁴ =3,00cm ²

Donc : la section d'acier verticale pour la longueur tendue du voile égale **103.01 cm²**

- D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003 :**

$A_v^{t \min} = 0,002 \times 471 \times 15 = 14.13 \text{ cm}^2$ vérifier

- **Détermination des armatures verticales minimales :**

- Selon DTU 23.1 :

$$\sigma_u^{\max} = \sigma_d = 11830.4 \text{ KN/m}^2, \sigma_{\text{lim}} = 8830 \text{ KN/m}^2, \theta = 1 \text{ (trumeau intermédiaire)}$$

$$\rho_V = \max \begin{cases} 0,0015 \frac{400 \times 1}{500} \left(3 \frac{11830.4}{8830} - 1 \right) = 0,0036 \\ 0,001 \end{cases}$$

- D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003 :**

Globalement dans la section du voile $\rho_V = 0,0015$

$$\text{Donc : } \rho_V^{\min} = 0,0036 \Rightarrow A_V^{\min} = 0,0036 \times 686 \times 15 = 37.28 \text{ cm}^2$$

- **Détermination des armatures de joint de bétonnage (aciers de couture):**

D'après ETABS :

$$V^{\max} = 1042.94 \text{ KN}$$

Donc :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1042.94}{500 \times 0.0102} = 22.10 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{vj} = \frac{22.10}{6.86} = 3.221 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

Tableau VI. 7: Les armatures verticales adoptées du trumeau P11

P11															
	Niv	Pier	Comb	N(KN) :	M(KN,m)	L(m)	e(m)	A (m ²)	I (m ⁴)	V (m)	st (K/m ²)	sc (K/m ²)	Lt (m)		N (KN)
Niv : R.D.C → S.SOL	R.D.C	P11	ELU	-6336,21	238,037	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-4466,483	-4769,975	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	ELS	-4628,55	174,395	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-3262,404	-3484,754	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	GQEX MAX	-3577,8	944,549	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-2005,586	-3209,866	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	GQEX MIN	-5679,3	-595,758	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-3759,642	-4519,221	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	GQEY MAX	2726,98	12426,9	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	9909,613	-5934,423	4,29	PC	4251,79
	R.D.C	P11	GQEY MIN	-11984,1	-12078,1	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-1035,092	-16434,427	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	08GEX MAX	-2184,53	895,785	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-1021,170	-2163,277	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	08GEX MIN	-4286,03	-644,522	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	-2713,053	-3534,805	0,00	EC	EC
	R.D.C	P11	08GEY MAX	4120,26	12378,1	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	10894,036	-4887,827	4,74	PC	5158,74
	R.D.C	P11	08GEY MIN	-10590,8	-12126,9	6,86	0,2	1,372	5,380	3,430	11,505	-15450,003	0,01	PC	0,01

b) Détermination des armatures de l'effort tranchant :

D'après ETABS :

$$V^{\max}=1232.42\text{ton}, N^{\text{cor}}=-10590.8 \text{ KN et } M^{\text{cor}}=-12126.9\text{KN.m}$$

$$V^* = 1232.43 \times \frac{1+3,5}{2} = 2772.96$$

$$\sigma_c = \frac{10590.8}{6.86 \times 0,15} = 10292.32 \text{ KN / m}^2$$

$$M_{\text{lim}} = \frac{0,15 \times 6.86^2}{6} \times \left(10292.32 + \frac{11830.38}{1,5} \right) = 21388.02 \text{ KN.m}$$

$$\tau^* = \frac{2772.96}{0,15 \times 0,9 \times 6.86} = 2994.23 \text{ KN / m}^2$$

$$\tau_1 = 2994.23 \times \frac{21388.02}{12126.9} = 47554.9 \text{ KN / m}^2$$

$$\tau_2 = 0,45 \times \sqrt{11830.38 \times \left(11830.38 + \frac{2}{3} 10590.8 \right)} = 6727.26 \text{ KN / m}^2$$

$$\tau_3 = \min(47554.9; 6727.26) \times (1 + 3 \times 0.02) + 0,15 \times 10292.32 = 6584.04 \text{ KN / m}^2$$

$$\tau_{\text{lim}} = \max(6584.04; 5915.19) = 6584.04 \text{ KN / m}^2$$

$\tau^* < \tau_{\text{lim}} \Rightarrow$ Il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures d'effort tranchant

• Détermination Des Armatures Horizontales Minimale :

- Selon DTU 23.1 :

$$\rho_h = \frac{2}{3} \rho^{\min}_v \Rightarrow \rho_h = \frac{2}{3} \times 0.0036 = 0.0024$$

- D'après le **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003** :

Globalement dans la section du voile $\rho_h=0,0015$

$$\text{Donc : } A_h^{\min}=0.0015 \times 15 \times 306 = 6.885 \text{ cm}^2$$

• **Choix de sections d'acier et l'espacement minimal :**

Nous choisissons deux(02) nappes de tréfilé soudé F=5,5mm avec un espacement égale à 200mm dans le sens transversal donc :

$$A_h = (306/20) \times 2 \times 0.22 = 6.732 \text{ cm}^2$$

$$A_h > A_h^{\min v} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

c) Détermination des armatures transversales :

- Selon DTU 23.1 :

Comme, $\phi_v^{\max} = 12mm$ Nous choisissons 4 épingles au mètre carré avec $\phi = 8.0mm$

- D'après **LES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 v2003.**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré

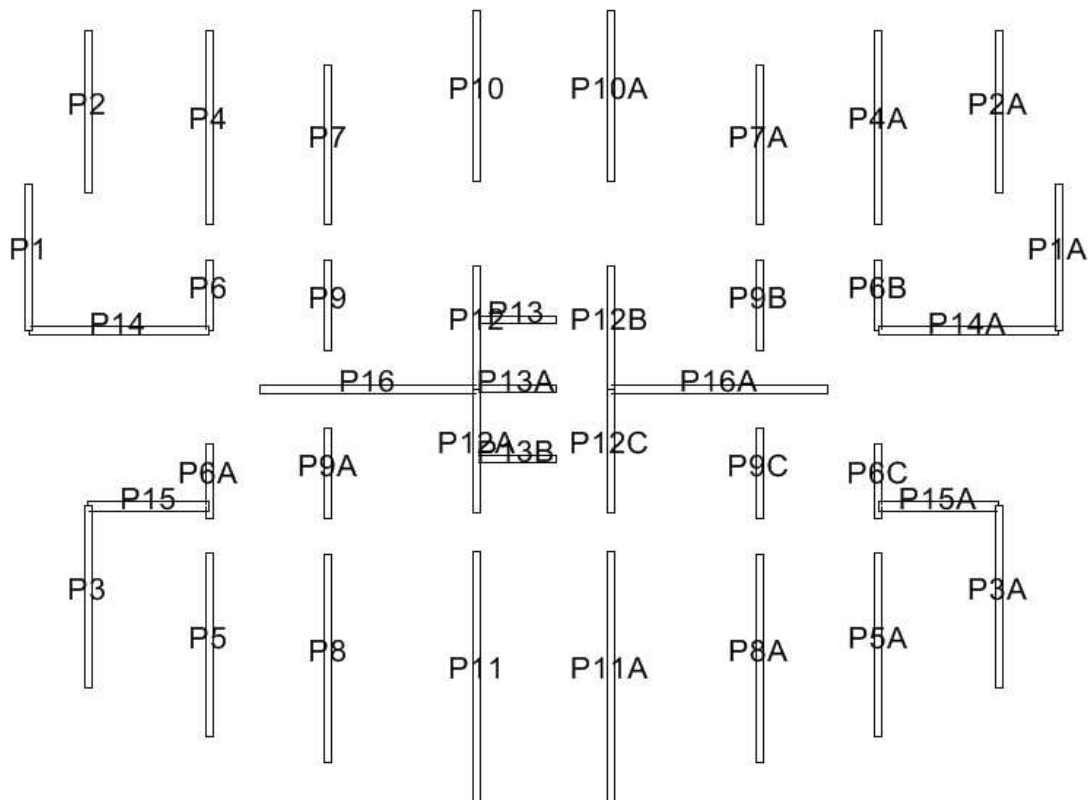


Fig VI. 10: Disposition des trumeaux

VI.4. Les armatures verticales (armatures de flexion):

Tableau VI. 8: Les armatures verticales du trumeau P1/P1A

VOILES P1/P1A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	N min	Nmin	Nmin	Mmax	
N(t) : Effort Normal	-423,76	-323,75	-174,70	-17,72	-26,29	
M(t,m) : Moment de flexion	209,02	183,31	128,77	52,50	16,65	
L(m) : Longueur du voile	4,03	4,03	4,03	4,03	4,03	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m2	0,81	0,81	0,81	0,81	0,81	
I(m4) : Inertie du voile	1,0908	1,0908	1,0908	1,0908	1,0908	
Y(m) : Bras de levier	2,02	2,02	2,02	2,02	2,02	
	Sigma1 (t/m2)	-911,9	-740,3	-454,6	-119,0	-63,4
	Sigma2 (t/m2)	-139,7	-63,1	21,1	75,0	-1,9
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	3,49	3,71	3,85	2,47	3,91	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	0,54	0,32	0,18	1,56	0,12	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	318,7	274,9	175,1	29,4	24,8	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	79,7	68,7	43,8	7,4	6,2	
Amin =0,002xLtxe	14,0	14,9	15,4	9,9	15,7	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(10T20 Ts Φ10) e=15	2x(8T20+Ts Φ8) e=15	2x(8T16+Ts Φ6) e=15	2x(4T14 +Ts Φ6) e=15	2x(4T12 +Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 9: les armatures verticales du trumeau P2/P2A

VOILES P2/P2A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	
N(t) : Effort Normal	6,69	0,28	-3,56	2,61	3,58	
M(t,m) : Moment de flexion	563,19	353,13	205,79	74,32	62,59	
L(m) : Longueur du voile	4,45	4,45	4,45	4,45	4,45	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m2	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	
I(m4) : Inertie du voile	1,4687	1,4687	1,4687	1,4687	1,4687	
Y(m) : Bras de levier	2,23	2,23	2,23	2,23	2,23	
	Sigma1 (t/m2)	-845,7	-534,7	-315,8	-109,7	-90,8
	Sigma2 (t/m2)	860,7	535,3	307,8	115,5	98,8
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,21	2,22	2,25	2,17	2,13	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	2,24	2,23	2,20	2,28	2,32	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	186,5	118,9	71,2	23,8	19,3	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	46,6	29,7	17,8	5,9	4,8	
Amin =0,002xLtxe	8,8	8,9	9,0	8,7	8,5	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(6T20+Ts Φ 10) e=15	2x(6T16+Ts Φ8) e=15	2x(6T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 10: Les armatures verticales du trumeau P3/P3A

VOILES P3/P3A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Mmax	
N(t) : Effort Normal	-346,88	-287,80	-161,35	-11,64	-11,25	
M(t,m) : Moment de flexion	248,25	224,01	164,30	77,23	33,33	
L(m) : Longueur du voile	4,98	4,98	4,98	4,98	4,98	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m ²	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
I(m ⁴) : Inertie du voile	2,0584	2,0584	2,0584	2,0584	2,0584	
Y(m) : Bras de levier	2,49	2,49	2,49	2,49	2,49	
	Sigma1(t/m ²)	-648,6	-559,9	-360,7	-105,1	-51,6
	Sigma2(t/m ²)	-48,0	-18,0	36,7	81,7	29,0
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	4,64	4,83	4,52	2,80	3,19	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	0,34	0,15	0,46	2,18	1,79	
Effort de traction " Nt "(t) 1- Sig1 traction	300,7	270,2	163,0	29,4	16,5	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	75,2	67,5	40,8	7,4	4,1	
Amin =0,002xLtxe	18,5	19,3	18,1	11,2	12,8	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(8T20+Ts Φ10) e=15	2x(8T20+Ts Φ8) e=15	2x(8T16+Ts Φ6) e=15	2x(4T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 11: Les armatures verticales du trumeau P4/P4A

VOILES P4/P4A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	
N(t) : Effort Normal	-196,24	-182,91	-136,30	-37,80	11,18	
M(t,m) : Moment de flexion	931,32	594,91	359,40	139,27	105,30	
L(m) : Longueur du voile	5,30	5,30	5,30	5,30	5,30	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m ²	1,06	1,06	1,06	1,06	1,06	
I(m ⁴) : Inertie du voile	2,4813	2,4813	2,4813	2,4813	2,4813	
Y(m) : Bras de levier	2,65	2,65	2,65	2,65	2,65	
	Sigma1(t/m ²)	-1 179,8	-807,9	-512,4	-184,4	-101,9
	Sigma2(t/m ²)	809,5	462,8	255,3	113,1	123,0
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	3,14	3,37	3,54	3,29	2,40	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	2,16	1,93	1,76	2,01	2,90	
Effort de traction " Nt "(t) 1- Sig1 traction	370,8	272,2	181,3	60,6	24,5	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	92,7	68,1	45,3	15,1	6,1	
Amin =0,002xLtxe	12,6	13,5	14,2	13,1	9,6	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(13T20+Ts Φ10) e=15	2x(9T20+Ts Φ8) e=15	2x(9T16+Ts Φ8) e=15	2x(5T14+Ts Φ6) e=15	2x(5T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 12: Les armatures verticales du trumeau P5/P5A

VOILES P5/P5A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	
N(t) : Effort Normal	-165,89	-145,67	-100,46	-14,75	-19,05	
M(t,m) : Moment de flexion	598,84	496,38	317,44	125,50	20,18	
L(m) : Longueur du voile	5,05	5,05	5,05	5,05	5,05	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m2	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	
I(m4) : Inertie du voile	2,1465	2,1465	2,1465	2,1465	2,1465	
Y(m) : Bras de levier	2,53	2,53	2,53	2,53	2,53	
	Sigma1 (t/m2)	-868,7	-728,1	-472,9	-162,2	-42,6
	Sigma2(t/m2)	540,2	439,7	274,0	133,0	4,9
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	3,11	3,15	3,20	2,77	4,53	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,94	1,90	1,85	2,28	0,52	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	270,5	229,3	151,2	45,0	19,3	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	67,6	57,3	37,8	11,3	4,8	
Amin =0,002xLtxe	12,5	12,6	12,8	11,1	18,1	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(8T20+Ts Φ10) e=15	2x(8T20+Ts Φ8) e=15	2x(8T16+Ts Φ6) e=15	2x(T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 13: Les armatures verticales du trumeau P6/P6A/P6B/P6C

VOILES P6/P6A/P6B/P6C	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Nmin	Mmax	
N(t) : Effort Normal	-97,35	-60,88	-15,35	30,81	-5,05	
M(t,m) : Moment de flexion	140,22	45,43	50,22	52,24	58,09	
L(m) : Longueur du voile	1,93	1,93	1,93	1,93	1,93	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m2	0,39	0,39	0,39	0,39	0,39	
I(m4) : Inertie du voile	0,1198	0,1198	0,1198	0,1198	0,1198	
Y(m) : Bras de levier	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	
	Sigma1 (t/m2)	-1 381,5	-523,6	-444,2	-340,9	-480,9
	Sigma2(t/m2)	877,1	208,2	364,7	500,6	454,8
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	1,18	1,38	1,06	0,78	0,99	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	0,75	0,55	0,87	1,15	0,94	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	163,1	72,3	47,1	26,7	47,7	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	40,8	18,1	11,8	6,7	11,9	
Amin =0,002xLtxe	4,7	5,5	4,2	3,1	4,0	
FERRAILAGE ADOPTE	2xT20 e=15	2xT16 e=15	2xT14 e=15	2xT12 e=15	2xT12 e=15	

Tableau VI. 14: Les armatures verticales du trumeau P7/P7A

VOILES P7/P7A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	
N(t) : Effort Normal	-138,08	-139,16	-119,15	-53,51	-14,58	
M(t,m) : Moment de flexion	481,38	327,31	219,75	100,03	66,19	
L(m) : Longueur du voile	4,35	4,35	4,35	4,35	4,35	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m ²	0,87	0,87	0,87	0,87	0,87	
I(m ⁴) : Inertie du voile	1,3719	1,3719	1,3719	1,3719	1,3719	
Y(m) : Bras de levier	2,18	2,18	2,18	2,18	2,18	
	Sigma1(t/m ²)	-921,9	-678,9	-485,3	-220,1	-121,7
	Sigma2(t/m ²)	604,5	359,0	211,4	97,1	88,2
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,63	2,85	3,03	3,02	2,52	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,72	1,50	1,32	1,33	1,83	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	242,2	193,2	147,1	66,4	30,7	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	60,6	48,3	36,8	16,6	7,7	
Amin =0,002xLxe	10,5	11,4	12,1	12,1	10,1	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(8T20+Ts Φ10) e=15	2x(8T20+Ts Φ8) e=15	2x(8T16+Ts Φ6) e=15	2x(4T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 15: Les armatures verticales du trumeau P8/P8A

VOILES P8/P8A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	
N(t) : Effort Normal	-237,84	-229,97	-185,26	-77,07	-9,92	
M(t,m) : Moment de flexion	821,45	634,88	409,55	173,90	109,90	
L(m) : Longueur du voile	5,69	5,69	5,69	5,69	5,69	
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	
RESULTATS						
A m ²	1,14	1,14	1,14	1,14	1,14	
I(m ⁴) : Inertie du voile	3,0703	3,0703	3,0703	3,0703	3,0703	
Y(m) : Bras de levier	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	
	Sigma1(t/m ²)	-970,2	-790,4	-542,3	-228,9	-110,6
	Sigma2(t/m ²)	552,2	386,2	216,7	93,4	93,1
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	3,63	3,82	4,07	4,04	3,09	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	2,06	1,87	1,62	1,65	2,60	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	351,8	302,1	220,5	92,5	34,1	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	87,9	75,5	55,1	23,1	8,5	
Amin =0,002xLxe	14,5	15,3	16,3	16,2	12,4	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(12T20+Ts Φ10) e=15	2x(12T20+Ts Φ8) e=15	2x(12T16+Ts Φ6) e=15	2x(8T14+Ts Φ6) e=15	2x(5T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 16: Les armatures verticales du trumeau P9/P9A/P9B/P9C

VOILES P9/P9A/P9B/P9C	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin
N(t) : Effort Normal	57,89	66,31	71,06	51,60	6,93
M(t,m) : Moment de flexion	79,67	102,68	103,62	88,64	73,77
L(m) : Longueur du voile	2,45	2,45	2,45	2,45	2,45
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
RESULTATS					
A m2	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
I(m4) : Inertie du voile	0,2451	0,2451	0,2451	0,2451	0,2451
Y(m) : Bras de levier	1,23	1,23	1,23	1,23	1,23
Sigma1 (t/m2)	-280,0	-377,9	-372,9	-337,7	-354,6
Sigma2 (t/m2)	516,3	648,5	662,9	548,3	382,8
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	0,86	0,90	0,88	0,93	1,18
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,59	1,55	1,57	1,52	1,27
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	24,1	34,1	32,9	31,5	41,8
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	6,0	8,5	8,2	7,9	10,4
Amin =0,002xLtxe	3,4	3,6	3,5	3,7	4,7
FERRAILAGE ADOPTE	2x(4T16+Ts Φ10) e=15	2x(4T14+Ts Φ8) e=15	2x(3T12+Ts6 e=15)	2x(3T12+Ts6 e=15)	2x(3T12+Ts6 e=15)

Tableau VI. 17: Les armatures verticales du trumeau P10/P10A

VOILES P10/P10A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin
N(t) : Effort Normal	-67,01	-75,17	-73,48	-39,83	-15,36
M(t,m) : Moment de flexion	628,80	332,86	202,22	92,06	82,89
L(m) : Longueur du voile	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
RESULTATS					
A m2	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
I(m4) : Inertie du voile	1,7862	1,7862	1,7862	1,7862	1,7862
Y(m) : Bras de levier	2,38	2,38	2,38	2,38	2,38
Sigma1 (t/m2)	-906,6	-521,7	-346,2	-164,3	-126,4
Sigma2 (t/m2)	765,5	363,5	191,5	80,5	94,0
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,58	2,80	3,06	3,19	2,72
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	2,17	1,95	1,69	1,56	2,03
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	233,5	146,1	105,9	52,4	34,4
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	58,4	36,5	26,5	13,1	8,6
Amin =0,002xLtxe	10,3	11,2	12,2	12,8	10,9
FERRAILAGE ADOPTE	2x(8T20+Ts Φ10) e=15	2x(8T16+Ts Φ8) e=15	2x(8T14+Ts Φ6) e=15	2x(6T12+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15

Tableau VI. 18: Les armatures verticales du trumeau P11/P11A

VOILES P11/P11A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17
N(t) : Effort Normal	413,6662	-389,70	-331,78	-159,06	-42,24
M(t,m) : Moment de flexion	1246,6765	961,90	637,05	287,20	171,54
L(m) : Longueur du voile	6,86	6,86	6,86	6,86	6,86
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
RESULTATS					
A m2	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
I(m4) : Inertie du voile	5,3805	5,3805	5,3805	5,3805	5,3805
Y(m) : Bras de levier	3,43	3,43	3,43	3,43	3,43
Sigma1 (t/m2)	-390,8	-993,8	-730,1	-338,4	-150,6
Sigma2 (t/m2)	1 198,7	232,6	82,1	27,8	68,1
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	1,69	5,56	6,17	6,34	4,72
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	5,17	1,30	0,69	0,52	2,14
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	65,9	552,4	450,2	214,6	71,1
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	103,4	94,0	74,3	53,6	17,8
Amin =0,002xLtxe	6,7	22,2	24,7	25,4	18,9
FERRAILAGE ADOPTE	2x(16T20+Ts Φ10) e=15	2x(15T20+Ts Φ8) e=15	2x(12T20+Ts Φ6) e=15	2x(8T16+Ts Φ6) e=15	2x(4T14+Ts Φ6) e=15

Tableau VI. 19: Les armatures verticales du trumeau P12/P12A/P12B/P12C

VOILES P12/P12A/P12B/P12C	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	story 18
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	Nmin
N(t) : Effort Normal	-68,57	-62,82	-11,03	72,08	33,53	4,25
M(t,m) : Moment de flexion	134,04	157,41	150,65	150,88	86,05	8,05
L(m) : Longueur du voile	3,38	3,38	3,38	3,38	3,38	2,13
e(m) : Epaisseur du voile	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
RESULTATS						
A m2	0,68	0,68	0,68	0,68	0,68	0,43
I(m4) : Inertie du voile	0,6436	0,6436	0,6436	0,6436	0,6436	0,1611
Y(m) : Bras de levier	1,69	1,69	1,69	1,69	1,69	1,07
Sigma1 (t/m2)	-453,4	-506,3	-411,9	-289,6	-176,4	-43,3
Sigma2 (t/m2)	250,5	320,4	379,3	502,8	275,6	63,2
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,18	2,07	1,76	1,24	1,32	0,87
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,20	1,31	1,62	2,14	2,06	1,26
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	98,7	104,8	72,5	35,8	23,3	3,7
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	24,7	26,2	18,1	8,9	5,8	0,9
Amin =0,002xLtxe	8,7	8,3	7,0	4,9	5,3	3,5
FERRAILAGE ADOPTE	2x(5T16+Ts Φ10) e=15)	2x(5T16+Ts Φ8) e=15)	2x(5T14+Ts Φ6) e=15)	2x(4T12+Ts Φ6) e=15)	2x(4T12+Ts Φ6) e=15)	2x(4T10+Ts Φ6) e=15)

Tableau VI. 20: Les armatures verticales du trumeau P13/P13A/P13B

VOILES P13/P13A/P13B	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Nmin	
N(t) : Effort Normal	-39,57	-7,07	30,52	30,09	-10,30	
M(t,m) : Moment de flexion	124,64	97,06	99,56	90,91	69,44	
L(m) : Longueur du voile	2,13	2,13	2,13	2,13	2,13	
e(m) : Epaisseur du voile	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
RESULTATS						
A m ²	0,32	0,32	0,32	0,32	0,32	
I(m ⁴) : Inertie du voile	0,1208	0,1208	0,1208	0,1208	0,1208	
Y(m) : Bras de levier	1,07	1,07	1,07	1,07	1,07	
	Sigma1 (t/m ²)	-1 222,7	-877,9	-782,3	-707,4	-644,5
	Sigma2(t/m ²)	975,1	833,6	973,3	895,7	580,0
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	1,19	1,09	0,95	0,94	1,12	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	0,94	1,04	1,18	1,19	1,01	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	108,7	71,9	55,7	49,9	54,2	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	27,2	18,0	13,9	12,5	13,5	
Amin =0,002xLxe	3,6	3,3	2,8	2,8	3,4	
FERRAILLAGE ADOPTE	2x(4T20+Ts Φ10) e=15	2x(4T16+Ts Φ8) e=15	2x(4T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T14+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 21: Les armatures verticales du trumeau P14/P14A

VOILES P14/P14A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Mmax	
N(t) : Effort Normal	-143,80	-88,13	-69,65	-24,55	-8,45	
M(t,m) : Moment de flexion	553,17	632,17	408,28	213,97	147,72	
L(m) : Longueur du voile	4,85	4,85	4,85	4,85	4,85	
e(m) : Epaisseur du voile	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
RESULTATS						
A m ²	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	
I(m ⁴) : Inertie du voile	1,4261	1,4261	1,4261	1,4261	1,4261	
Y(m) : Bras de levier	2,43	2,43	2,43	2,43	2,43	
	Sigma1 (t/m ²)	-1 138,3	-1 196,1	-790,0	-397,6	-262,8
	Sigma2(t/m ²)	743,0	953,9	598,5	330,1	239,6
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	2,93	2,70	2,76	2,65	2,54	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,92	2,15	2,09	2,20	2,31	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	250,5	242,1	163,5	79,0	50,0	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	62,6	60,5	40,9	19,8	12,5	
Amin =0,002xLxe	8,8	8,1	8,3	7,9	7,6	
FERRAILLAGE ADOPTE	2x(9T20+Ts Φ10) e=15	2x(9T20+Ts Φ8) e=15	2x(9T16+Ts Φ6) e=15	2x(5T14+Ts Φ6) e=15	2x(4T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 22: Les armatures verticales du trumeau P15/P15A

VOILES P15/P15A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Mmax	
N(t) : Effort Normal	-49,92	-41,94	-21,86	2,54	1,22	
M(t,m) : Moment de flexion	350,25	259,33	185,55	113,56	92,00	
L(m) : Longueur du voile	3,25	3,25	3,25	3,25	3,25	
e(m) : Epaisseur du voile	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
RESULTATS						
A m2	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	
I(m4) : Inertie du voile	0,4291	0,4291	0,4291	0,4291	0,4291	
Y(m) : Bras de levier	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	
	Sigma1(t/m2)	-1 428,8	-1 068,1	-747,5	-424,8	-345,9
	Sigma2(t/m2)	1 224,0	896,0	657,8	435,3	350,9
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	1,75	1,77	1,73	1,61	1,61	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	1,50	1,48	1,52	1,64	1,64	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	187,6	141,6	96,9	51,2	41,9	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	46,9	35,4	24,2	12,8	10,5	
Amin =0,002xLtxe	5,3	5,3	5,2	4,8	4,8	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(7T20+Ts Φ10) e=15	2x(5T20+Ts Φ8) e=15	2x(5T16+Ts Φ6) e=15	2x(5T14+Ts Φ6) e=15	2x(5T12+Ts Φ6) e=15	

Tableau VI. 23: Les armatures verticales du trumeau P16/P16A

VOILES P16/P16A	story 1/2	story 3/4	story 5/6/7/8	story 9/10/11/12	story 13/14/15/16/17	
DONNEES	N min	M max	Nmin	Mmax	Mmax	
N(t) : Effort Normal	-292,81	-162,43	5,74	19,87	-9,33	
M(t,m) : Moment de flexion	1262,69	1073,44	795,28	462,69	438,81	
L(m) : Longueur du voile	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85	
e(m) : Epaisseur du voile	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
RESULTATS						
A m2	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	
I(m4) : Inertie du voile	2,5025	2,5025	2,5025	2,5025	2,5025	
Y(m) : Bras de levier	2,93	2,93	2,93	2,93	2,93	
	Sigma1(t/m2)	-1 809,5	-1 439,8	-923,0	-518,2	-523,5
	Sigma2(t/m2)	1 142,2	1 069,6	936,1	563,4	502,3
Longueur de la zone tendue " Lt(m) 1- Sig2/Sig1	3,59	3,36	2,90	2,80	2,99	
Longueur de la zone comprimée Lc(m) 2- sig1/sig2	2,26	2,49	2,95	3,05	2,86	
Effort de traction " Nt " (t) 1- Sig1 traction	486,7	362,4	201,1	108,9	117,2	
Section d'armature "As" 1- Sig1 traction	121,7	90,6	50,3	27,2	29,3	
Amin =0,002xLtxe	10,8	10,1	8,7	8,4	9,0	
FERRAILAGE ADOPTE	2x(18T20+Ts Φ10) e=15	2x(14T20+Ts Φ8) e=15	2x(12T16+Ts Φ6) e=15	2x(8T14+Ts Φ6) e=15	2x(8T14+Ts Φ6) e=15	

VI.5. Les linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux.

Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment M et un effort tranchant V . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.

La méthode de ferrailage décrite ci-dessous est proposée dans le **RPA99 version 2003**.

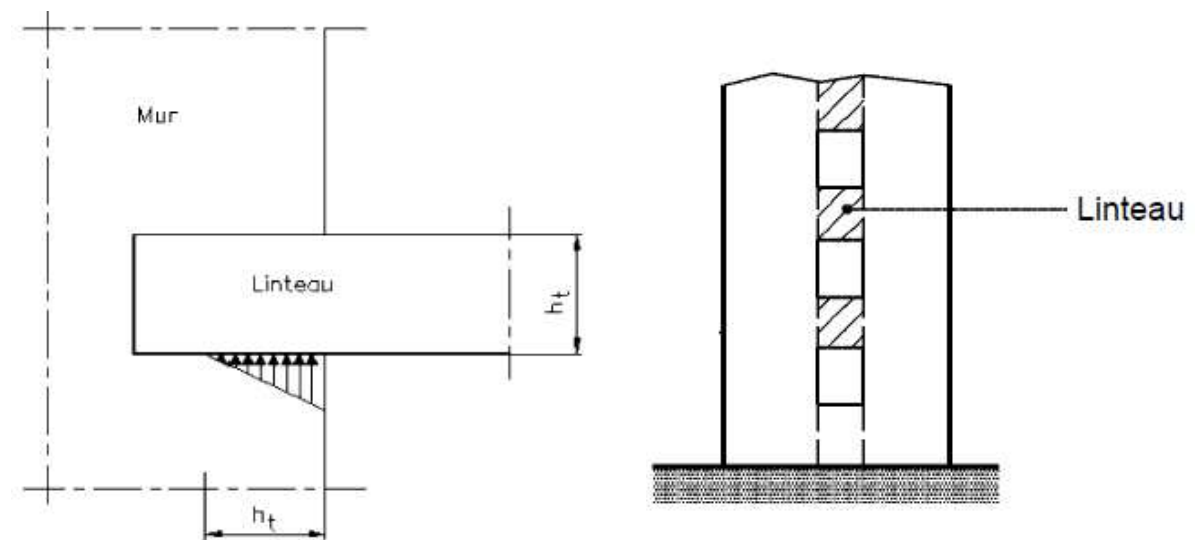


Fig VI. 11: Linteaux

VI.5.1. Ferrailage des linteaux :

Les règles parasismiques algériennes 99 v2003 limite les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et les trumeaux)) dans le béton à ; $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$$

$$\text{Ou bien :} \quad \tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = $0,9h$.

h : Hauteur totale de la section brute.

a) Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V)
- On devra disposer :
 - Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
 - Des aciers transversaux (A_t)
 - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau (A_c)

a.1) Aciers longitudinaux :

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

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e}$$

Avec: $Z = h - 2d'$

Où:

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$)

a.2) Aciers transversaux :

Deux cas se présentent :

- Premier sous cas : Linteaux Longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

On a :
$$S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$$

Où :

S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée

$$(\bar{V} = 1,4 V_u^{cal})$$

l : Représente la portée du linteau.

- Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ($\lambda_g \leq 1$) On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

Avec : $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

Ou :

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

Avec :

M_{ci} et M_{cj} moments « résistants ultimes » des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée l_{ij} (voir figure suivante) et calculés par : $M_c = A_l f_e Z$

Où : $Z = h - 2 d'$

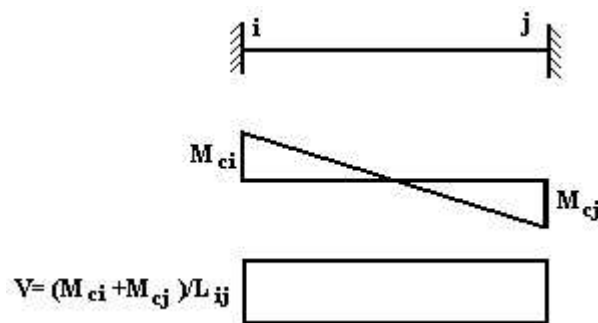


Fig VI. 12: Moments résistants ultimes

b) Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de A_D se fait suivant la formule : $A_D = \frac{V}{2 f_e \sin \alpha}$

Avec : $tg \alpha = \frac{h - 2d}{l}$

Et : $V = V_u^{cal}$ (sans majoration)

b.1) Ferrailage minimal :

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

- **Armatures longitudinales A_l et A'_l :**

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%)$$

(Avec A_l lit inférieur et A'_l lit supérieur)

- **Armatures Transversales A_t :**

- si $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$

- si $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$

$$S_t \leq \frac{h}{4} \quad (\text{Espacement des cadres})$$

- **Armatures de peau (ou en section courante) A_c :**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0,2%

C'est à dire : $A_c \geq 0,002bh$ (en deux nappes)

- **Armatures diagonales A_d :**

- Si $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$

- Si $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

CHAPITRE VII

Etude de fondation

VII.1.INTRODUCTION :

La contrainte admissible du solde fondation selon le complément du rapport du sol étant à : ($\sigma_{sol} = 2,20 \text{ bars}$) sur toute la surface sur laquelle sera implanté le bloc ; par conséquent, le dimensionnement des fondations s'effectuera selon les normes et les règles de l'art tout en effectuant pour chaque calcul les vérifications nécessaires pour la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un planché renversé dont les appuis sont constitués par des voiles de contreventement de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

❖ Le radier est :

- Rigide en sou plan horizontale
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.2.PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25cm$)

❖ Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : Distance entre deux voiles successifs

$$L_{max} = 4.00 \text{ m} \longrightarrow 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

❖ Condition de longueur d'élasticité

$$Le = \sqrt{\frac{4.EI}{K.b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Avec :

Le : longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

I : Inertie de la section du radier

E : Le module de Yong

Pour un chargement de long durée ; $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$ donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 4\right)^4 \cdot \frac{4,4}{32164195}} = 55,53 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier : **$h = 90 \text{ cm}$**

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur $L_d \geq (h/2 ; 30 \text{ cm})$

Nous prenons : **$L_d = 45 \text{ cm}$**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}} = \mathbf{614 \text{ m}^2}$$

VII.3. VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\sigma_{adm} = 2,20 \text{ bar}$$

$$\text{Poids du radier : } S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{table}} \cdot 25 = 614 \times 0,9 \times 25 = \text{KN}$$

$$N_u = 84994,15 + 1,35 \times 6380,22 = 93607,45 \text{ KN}$$

$$N_s = 62017,84 + 6380,22 = 68398,06 \text{ KN}$$

$$N_e = 107724,29 + 6380,22 = 114104,51 \text{ KN}$$

$$\text{❖ E L U : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{93607,45}{1,33 \times 200} = 551,91 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ E L S : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{68398,06}{200} = 541,99 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ S I S : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_E}{1,5 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{114104,51}{1,5 \times 200} = 580,35 \text{ m}^2$$

$$\text{❖ } S_{\text{radier}} = \mathbf{614 \text{ m}^2} > \text{Max}(S1; S2; S3) = \mathbf{580,99 \text{ m}^2} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

VII.4. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 90 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 81 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{93607,45 \times 0,9}{614} \cdot \frac{400}{2} = 208,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{208,50}{0,9 \times 0,81} = 0,77 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

VII.5. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 90 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 81 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{93607,45 \times 0,9}{614} \cdot \frac{400}{2} = 208,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{208,50}{0,9 \times 0,81} = 0,77 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

VII.6. VERIFICATION DE L'EFFORT DE SOUS PRESSION :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 0,9 \times 614 = 3829,82 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha=1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,00 \text{ m}$)

GT = 68398,06 KN > 3829,82 KN → Pas de risque de soulèvement de la structure

VII.7. VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux dus aux charges verticales.
- Efforts de renversement du au séisme.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

M_0 : Moment sismique à la base de la structure

T_0 : Efforts tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\diamond \text{ E L U : } \sigma_{sol} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\diamond \text{ E L S : } \sigma_{sol} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2 \qquad 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

	E L U			E L S			Observé
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	202,33	200,83	201,96	148,04	146,55	147,67	OK
Y-Y	202,33	200,83	201,96	148,04	146,55	147,67	OK

VII.8. VERIFICATION AU POIÇONNEMENT :

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur total du radier

Voile / Poteau	Nu (KN)	a (m)	b (m)	h(m)	μ_c (m)	$\frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$	N.B
P1	-2472,61	0,2	4,15	0,9	12,3	8302,5	OK
P1A	-2492,38	0,2	4,15	0,9	12,3	8302,5	OK
P2	-2689,02	0,2	4,45	0,9	12,9	8707,5	OK
P2A	-2701,41	0,2	4,45	0,9	12,9	8707,5	OK
P3	-2545,28	0,2	5,1	0,9	14,2	9585	OK
P3A	-2561,73	0,2	5,1	0,9	14,2	9585	OK
P4	-3760,97	0,2	5,3	0,9	14,6	9855	OK
P4A	-3779,74	0,2	5,3	0,9	14,6	9855	OK
P5	-3022,35	0,2	5,05	0,9	14,1	9517,5	OK
P5A	-3021,66	0,2	5,05	0,9	14,1	9517,5	OK
P6	-1499,13	0,2	2,05	0,9	8,1	5467,5	OK
P6A	-1548,79	0,2	2,05	0,9	8,1	5467,5	OK
P6B	-1497,63	0,2	2,05	0,9	8,1	5467,5	OK
P6C	-1556,16	0,2	2,05	0,9	8,1	5467,5	OK
P7	-4971,3	0,2	4,35	0,9	12,7	8572,5	OK
P7A	-5037,53	0,2	4,35	0,9	12,7	8572,5	OK
P8	-4437,71	0,2	5,69	0,9	15,38	10381,5	OK
P8A	-4478,96	0,2	5,69	0,9	15,38	10381,5	OK
P9	-2548,71	0,2	2,46	0,9	8,92	6021	OK
P9A	-2467,9	0,2	2,46	0,9	8,92	6021	OK
P9B	-2590,8	0,2	2,46	0,9	8,92	6021	OK
P9C	-2508,62	0,2	2,46	0,9	8,92	6021	OK
P10	-4197,85	0,2	4,7	0,9	13,4	9045	OK
P11	-5294,71	0,2	6,86	0,9	17,72	11961	OK
P10A	-4343,82	0,2	4,7	0,9	13,4	9045	OK
P11A	-5350,49	0,2	6,86	0,9	17,72	11961	OK
P12	-3206,31	0,2	3,25	0,9	10,5	7087,5	OK
P12A	-3068,44	0,2	3,35	0,9	10,7	7222,5	OK
P14	-4129,1	0,2	5	0,9	14	9450	OK
P15	-2654,47	0,2	3,45	0,9	10,9	7357,5	OK
P16	-6760,52	0,2	5,85	0,9	15,7	10597,5	OK
P16A	-6927,03	0,2	5,85	0,9	15,7	10597,5	OK
P14A	-4134,91	0,2	5	0,9	14	9450	OK
P15A	-2672,25	0,2	3,45	0,9	10,9	7357,5	OK
P13	-2035,44	0,2	2	0,9	8	5400	OK
P13A	-1935,48	0,2	2	0,9	8	5400	OK
P13B	-1943,76	0,2	2	0,9	8	5400	OK

N.B:	$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$	Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire
------	---	---

VII.9.CALCUL DU FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier est considéré comme un plancher dalle renversé, la dalle ayant une épaisseur de 55cm.

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3,78 \text{ m}$$

$$L_y = 6,90 \text{ m} \rightarrow \alpha = 0,55$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu_a = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}}$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta d f_e / \gamma} \quad A_a = \frac{M_{ua}}{\beta d f_e / \gamma_s}$$

Panneau	Lx	Ly	$\alpha=Lx/Ly$	E L U		E L S	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
Pl	3,85	10.25	0,37	0,0879	0,250	0,0921	0,420

$0 \leq \alpha \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens

❖ **E L U** : $\mu_x = 0,0879$ & $\mu_y = 0,250$

❖ **E L S** : $\mu_x = 0,0921$ & $\mu_y = 0,420$

Sens de la petite potée : $M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$

Sens de la deuxième potée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Aération des moments (méthode forfaitaire)

- Panneau de rive :
 - a) Moment en travée = 0,85 M
 - b) Moment sur appuis = 0,5 M
- Panneau intermédiaire :
 - c) Moment en travée = 0,75 M
 - d) Moment sur appuis = 0,5 M

$b_0 = 100 \text{ cm} ; h = 90 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm (Enrobage)} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$

$f_e = 500 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15 \text{ en SDT}$

Le panneau de rive étant le plus sollicité, le calcul se fera sur cette partie et généralisé pour le reste du radier.

A l'appui :

	E L U		E L S	
	M_x	M_y	M_x	M_y
Pann.rive	126,34	65,17	98,58	47,46
Pann.inter	167,41	141,44	119,78	105,55

En travée :

	E L U		E L S	
	M_x	M_y	M_x	M_y
Pann.rive	135,13	144,08	100,82	108,71
Pann.inter	229,33	220,62	181,61	167,16

Partie sup : ($A_{xx \max}=16.34\text{cm}^2$, $A_{yy \max}=11.8\text{cm}^2$)

(T16 e=12.5cm, T16 e=12.5cm)

Partie inf. : : ($A_{xx \max}=9.33 \text{ cm}^2$, $A_{yy \max}=9.33 \text{ cm}^2$)

(T14 e=12.5 cm, T14 e=12.5cm)

VII.10. CONCLUSION

Soit un ferrailage composé de 7T14/ml (10.78cm^2) en nappe inférieure et 9T16/ml ($18,10\text{cm}^2$) en nappe supérieure.

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, notre toute première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Nous avons eu l'occasion durant notre stage effectué sur le site de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir mais le chemin est encore long pour prétendre être un « ingénieur ». Il nous reste beaucoup de chose à apprendre car le domaine du génie civil ne nous a pas encore livré tous ces secrets.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Présentation, du séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir l'**ETABS**.
- La connaissance du comportement dynamique d'une structure en vibrations libres non amorties, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la première étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure reflète le calcul des modes propres tridimensionnels et des fréquences naturelles de vibrations ; le modèle analysé, sans plus.
- Il est indéniable que l'analyse sismique consiste une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure. Rappelons que dans notre cas la structure composée uniquement de voiles et dalles.
- Le déplacement inter-étages qui est un indice de dommage au niveau des étages est qui largement vérifié.
- La justification de l'effet **P- Δ** dans le cas du bâtiment étudié s'est avérée négligeable, vu que les coefficients θ_K calculés en **chapitre V** sont inférieurs à 0,1.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée basée sur les contraintes et les règles concernées.