



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



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du
Diplôme de Master académique en

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présentée par : BOUNAAMA Amar.

RAKEB Djelloul.

THÈME :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN BÂTIMENT
EN RDC + 09 ETAGES EN SYSTÈME TABLES
ET BANCHES À TISSEMSILT**

Soutenu le, 13/07/2021

Devant le Jury :

ABDELHAMID Abdelmalek	Président	M.A.A.	Univ-Tissemsilt
OUAZIR Mansour	Encadreur	M.C.B.	Univ-Tissemsilt
BENCEUR Raouf	Examineur	M.A.A.	Univ-Tissemsilt

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2020/2021





Remerciement

*Touts d'abord nous tenons à remercier "Allah", le clement
et le miséricordieux de nous avoir donner la force
et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

Nous remercions vivement , notre encadreur

Docteur OUAZIR MANSOUR

*de nous avoir pris en charge et pour leur disponibilité, leur aide et
leur précieux conseils.*

*Nous aussi, remercions tous les enseignants qui ont contribué a
notre formation depuis les écoles primaires jusqu 'aux études
universitaires.*

*A tous ceux ou celles qui nous apportés leurs soutien, trouvent ici
.l'expression de nos vive et sincère reconnaissance.*

Merci.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

*Ma famille qui m'ont soutenu
et m'encouragé.*

Mon binôme

*Tous les enseignants de
génie civil
de l'université de Tissemsilt*

Mes amis sans exception.

Bounaama Amour



Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à
Ma famille qui m'ont soutenu
et m'encouragé.*

Mon binôme

*Tous les enseignants de
génie civil
de l'université de Tissemsilt*

Mes amis sans exception.

Rakeb Djelloul



Table des matières

Remerciements

Dédicace

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des Notation

Résumé

Introduction générale 01

Chapitre I : Présentation de la technique de système table et banches

I.1 . Historique 04

I. 2.Les banches 04

I.3 .Définition 06

I.4 . Les accessoires du coffrage 06

I.5 . Préparations des coffrages tunnel 10

I.6 . Stabilités des coffrages tunnel 10

I.7 . Etapes d'exécutions 11

I.8 . Domaine d'application 16

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1 . Introduction 18

II.2 . Présentation de l'ouvrage 18

II.3 . But 18

II.4 . Choix d'une structure 18

II.5 . Caractéristiques géométriques du bâtiment 18

II.6 . Caractéristiques du sol 19

II.7 . Les éléments de la construction 19

II.8 . Les charges et les surcharges 19

II.9 . Conception de la structure 20

II.10 . Caractéristique mécanique des matériaux 21

II.11 . Les aciers, béton, 27

Chapitre III : Descente Des Charges Et Pré-Dimensionnement

III.1 . Introduction 37

III.2 . Pré .dimensionnement des planchers 37

III.3 . Détermination de l'épaisseur des voiles 38

III.4 . Descente des charges 39

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV .1 . Introduction.....	46
IV .2 . L'acrotère.....	46
IV .3 . L'escalier	49
IV .4 . Ascenseur.....	57

Chapitre V : Etude des planchers

V .1 . Introduction	67
V .2 . Principe de calcul	67
V .3 . Hypothèses de calcul	67
V.4. Les conditions d'appuis	69
V .5 . Les étapes de calcul.....	76
V .6 . Calcul de l'enrobage	77
V .7 . Calcul des sollicitations	77
V .8 . Calcul des moments fléchissant	77
V .9 . Détermination des armatures	80

Chapitre VI : Etude sismique

VI .1 . Introduction.....	88
VI .2 . Etude sismique	88
VI .3 . Choix de la méthode de calcul	90
VI .4 . Présentation du logiciel ETABS	91
VI .5 . Principe de la méthode statique équivalente	91
VI .6 . Vérification de la condition des résultantes des forces sismique	97
VI .7 . Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale	97
VI .8 . Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis	98
VI .9 . Modélisation	99
VI .10 . Vérification au renversement	107

Chapitre VII : Etudes des éléments de contreventement

VII .1 . Introduction.....	110
VII .2 . Réglementation	110
VII .3 . Les sollicitations sur les voiles	111
VII .4 . Calcul du ferrailage des voiles	111
VII .5 . Exemple de calcul	114
VII .6 . Calcul du voile transversal v_{y4} '	119
VII .7 . Conclusion sur la partie éléments de contreventement	123

Chapitre VIII : Etude des éléments de fondations

VIII .1 . Généralité	125
VIII .2 . Choix du type de fondation	125
VIII .3 . Semelles filantes sous voiles	126
VIII .4 . Pré dimensionnement du radier	128
VIII .5 . Détermination des sollicitations	131
VIII.6. Étude du voile périphérique	138
Conclusion général	142
Bibliographiques	144

Liste des Tableaux

Tableau II.1 : Coefficient d'application.....	28
Tableau III.1: Descente des charges (plancher étage courant).....	40
TableauIII.2 : Descente des charges (plancher terrasse inaccessible)	41
TableauIII-3 : Dégression des Surcharges d'Exploitation	41
TableauIII-4: Descente des charges (Murs extérieurs.....	43
Tableau III-5: Descente des charges (Murs intérieurs)	43
Tableau III.6 : récapitulation de pré dimensionnement des voiles et plancher.....	44
Tableau IV.1 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.....	52
Tableau IV.2 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	53
Tableau IV.3 : les dimensions d'ascenseur.	58
Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher terrasse inaccessible en ELU.....	72
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher terrasse inaccessible en ELS.	73
Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher étage courant en ELU.....	74
Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher étage courant en ELS.	75
Tableau V.5 : Détermination du sens porteur des panneaux des dalles	76
TableauVI.1: valeurs des pénalités P q.....	96
TableauVI.2: Périodes et facteur de participation modale.	100
TableauVI.3: caractéristiques massiques et géométriques	102
TableauVI.4: Déplacement horizontal de chaque niveau.....	104
TableauVI.5 : Déplacements latéraux inter étages	105
TableauVI.6 : Vérification des déplacements latéraux inter étages.....	105
TableauVI.7: Calcul du coefficient θ	107
TableauVI.8: Vérification au renversement dans le sens longitudinal x-x.	108
TableauVI.9: Vérification au renversement dans le sens transversal y-y.	108
TableauVII.1 : efforts sollicitant le voile	114
Tableau VII.2 : Les efforts sollicitant le linteau	122
Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles.	126
TableauVIII.2: Dimension de la poutre.	131
Tableau VIII.3: Les Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.....	135
Tableau VIII.4 : Les sollicitations maximales appuis et travées.....	135

Liste des Figures

Figure I.1 : Schéma du système banche métallique	05
Figure I.2 : Schéma du système coffrage tunnel	07
Figure I.3 : une demi-coquille sur chantier	06
Figure I.4 : Image 3D du vérin à vice et de la roue.....	08
Figure I.5: Assemblage de deux demi-coquilles sur chantier	09
Figure I.6: deux panneaux horizontaux solidarités à l'aide verrous à clef.....	09
Figure I.7: La mise en œuvre des fondations.	11
Figure I.8: Le coulage des talonnettes.	12
Figure I.9: La mise en place des demi-coquilles.....	13
Figure I.10: Positionnement de la deuxième demi-coquille	13
Figure I.11 : Solidarité les deux demi coquilles.	14
Figure I.11 : Solidarité les deux demi coquilles.	14
Figure I.12: Mise en place des banches pignon et Mise en place du ferrailage des dalles.	15
Figure I.13: Mise en place des banches pignon et Mise en place du ferrailage des dalles.	15
FigureII.1 : plan de situation (Google MAPS).	19
FigureII.2 : plan d'architecture étage courant	21
Figure II.3 : Diagramme parabole rectangle	27
Figure II.4 : Diagramme rectangulaire simplifié	28
Figure II.5 : Diagramme déformation- contrainte.....	31
Figure II.6Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.....	32
Figure III-1: Coupe transversale d'un plancher étage courant.....	39
Figure III-2: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	40
FigureIII-3: coupe transversale d'acrotère	42
Figure III-4: Coupe transversale du mur extérieur.....	42
Figure III-5: coupe transversale du mur intérieur	43
Figure IV-1 : schéma de l'acrotère	46
Figure IV-2 : section à considérer dans les calculs	47
Figure IV.3: Coupe de ferrailage de l'acrotère	49
Figure IV-4 : schéma d'un escalier.....	49
Figure IV -5 : Vue en plan des escaliers	50
Figure IV – 6 : Schéma statique de l'escalier	50
Figure IV-7 : Coupe ferrailage d'escalier	54
Figure IV-8 : schéma d'ascenseur.....	57
Figure IV-9 : Schéma de la dalle machine	58
Figure IV-10 : Coupe ferrailage de la dalle d'ascenseur	65

Figure V-1 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	69
Figure V-2 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	69
Figure V-3 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.....	70
Figure VI.1 : Image de modélisation de la structure.....	99
Figure VII.1 : Image de modélisation des voiles.....	114
Figure VII.1 : Section à considèrer dans les calculs.....	114
Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	115
Figure VII.4 : Coupe ferrailage d'un voile VY1.....	119
Figure VII.5 : Coupe ferrailage de linteau.....	123
Figure VIII-1 : Section de calcul dans le sens X-X.....	136
Figure VIII-2 : Section de calcul dans le sens Y-Y.....	136
Figure VIII-3 : Coupe ferrailage de radier.....	138
Figure VIII.4 : Section à considèrer dans les calculs.....	139

LISTE DES NOTATIONS

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

L : Longueur ou portée.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_S : Aire d'une section d'acier tendue

A_{SC} : Aire d'une section d'acier comprimée

A_t : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales

A_r : Armatures de répartition

B : Aire d'une section de béton

B_r : Section réduite du poteau

B_c : Section brute

c : Enrobage

D : Débordement

d : Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton

E_{ij} : Module de Young instantané à « j » jours

E : Charges sismiques

e : Excentricité de l'effort normal, (ou « épaisseur d'une dalle ou d'un voile)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

G : Charges permanentes

h : Hauteur d'une section d'une poutre ou d'un poteau, d'une fondation

I : Moment d'inertie d'une section
i : Rayon de giration d'une section
j : Nombre de jours de maturité du béton
L : Portée d'une poutre ou d'une dalle
L_f : Longueur de flambement
M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service
M_u : Moment fléchissant de calcul ultime
M_R : Moment renversant
M_S : Moment stabilisant
N_{ser} : Effort normal de calcul de service
N_u : Effort normal de calcul ultime;
Q : Charges variables (charges d'exploitations) ; Facteur de qualité
R : Coefficient de comportement de la structure
S_t : Espacement des armatures transversales
T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques
V_u : Effort tranchant à l'état limite ultime
W : Poids total de la structure
α : Angle d'une armature avec la fibre moyenne, coefficient de sécurité sans dimension en général.
β : Coefficient de correction qui dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux
λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée.
γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier.
γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton
η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement
ν : Coefficient de poisson
ξ : Pourcentage d'amortissement critique
ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton
σ : Contrainte normale
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton comprimé
 $\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers
σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus
σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés
τ : Contrainte tangente
 $\overline{\tau}$: Contrainte tangente admissible
Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale
Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

Résumé

Ce projet consiste à concevoir et à étudier un bâtiment (en RDC+9 étage), en béton armé, à usage d'habitation implanté à wilaya de Tissemsilt. Cette région classée dans une zone de sismicité moyenne (zone IIa) selon le RPA 99 version 2003. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement en voiles porteurs. Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements parasismiques algériens en vigueur (RPA version 2003) et Pratiques du BAEL 91, L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel (ETABS V 9.7.1), nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mots clés : Bâtiment, béton armée, voiles porteurs, dalle pleine.

Abstract

The purpose of this project is a conception and study of a building (basement + 9 stories) for habitation use, this project is located in the city of Tissemsilt, classified in the area of medium seismicity (Zone IIa) according to RPA 99 version 2003. The resistance of the structure elements for the horizontal and vertical loads is insured by a system wall bearing. The measurements and the design of reinforcement of all elements were calculated in accordance with regulatory Algerienne RPA99 Version 2003 and applications of BAEL91. The seismic analysis has been realized by the numerical method using the analysis software « ETABS V9.7.1 », we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Key words: Building, reinforced concrete, load-bearing walls, solid slab.

ملخص

هذا المشروع كما يدل عليه موضوعه يهدف الى هيكلة ودراسة عمارة من الخرسانة المسلحة ذات استعمال سكني مكونة من طابق أرضي + 9 طوابق للسكن والواقعة بولاية تيسمسيلت المصنفة ضمن منطقة زلزالية متوسطة IIa وفقا للمقاييس الزلزالية. مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية محققة بواسطة نظام داعم جدار حامل. قياس الأبعاد والتسليح لكل العناصر المقاومة تمت طبقا للمعايير والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA 99 version 2003) و BAEL 91 و تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية باستعمال العناصر المنتهية برنامج تحليل الهياكل (ETABS V 9.7.1) ، كما قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية وهذا بحساب الأساسات. الكلمات المفتاحية: عمارة ، الخرسانة المسلحة ، الجدار الحاملة ، بلاطات مملوءة.



Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer sa sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie est la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement.

Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Les enquêtes post-sismiques suite au séisme de Boumerdes en 2003, ont mis l'accent sur l'efficacité des contreventements par voiles en béton armé, en effet les structures contreventées par des voiles ou structures mixtes, se sont bien comportées dans les zones sinistrées.

Souvent les dégâts ou effondrements observés, ont touchés les structures en portique auto-stable pour de multiples raisons (mauvaise conception, sous-dimensionnement des poteaux, manque d'armatures transversales dans les zones critiques des éléments structuraux, ...). Ce sont ces raisons, principalement, qui ont conduit a pénalisé ce type de système structurel (limitation en hauteur) suite à l'apparition de la nouvelle version 2003 des RPA.

A présent, et après le séisme du 21 mai 2003 qui à toucher la région du centre et en grande partie la wilaya de Boumerdes, la plupart des concepteurs de structures, même pour des maisons individuelles, utilisent ces voiles comme éléments de contreventement. Cependant, on observe souvent qu'il n'y a pas une définition claire sur l'utilisation de ces voiles dans le contreventement des bâtiments, beaucoup d'ingénieurs concepteurs utilisent des voiles ou « bout de voile » de 60 à 80 cm de longueur pour le contreventement d'un immeuble de R+9 ou R+10. Cela laisse à poser beaucoup de questions sur l'efficacité de ce système, et si toutes les

vérifications de résistance et les dispositions constructives nécessaires ont été effectuées correctement.

L'objet de ce travail et de étude d'un bloc de bâtiment en système tables et banches en béton armé.

Dans le premier chapitre, nous présentons le principe de système de contreventement par des voiles porteurs (système coffrage table et banches) pour les bâtiments en béton armé ainsi que les règles et les principes de conception.

Le deuxième chapitre sera consacré à la présentation du projet et les caractéristiques des matériaux.

Le troisième sera consacré pour le pré-dimensionnement des éléments et évaluer les descentes des charges.

Dans le quatrième chapitre nous avons étudié des éléments non structuraux.

Dans le cinquième chapitre nous avons étudié les plancher.

Le sixième chapitre sera consacré au calcul sismique.

Dans le septième chapitre nous avons étudié des éléments de contreventement.

Dans le septième chapitre nous avons étudié au calcul des fondations.

Et enfin on clôturer ce travail par une conclusion général.



Chapitre I



**Présentation de la technique de
systeme table
et banches**

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 elle est 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 œuvre dans des moules directement sur le chantier de construction.

I-2/ LES BANCHES

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.

I-2-1/ Les banches classiques

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 ci-contre 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/ Etau tire-pousse pour réglage.
- E/ Vérin de réglage.
- F/ Verrouillage.
- G/ Panneau coffrant en tôle.
- H/ Barrière de sécurité.
- I/ Portillon.
- J/ Raidisseurs verticaux.
- K/ Raidisseurs horizontaux.

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

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

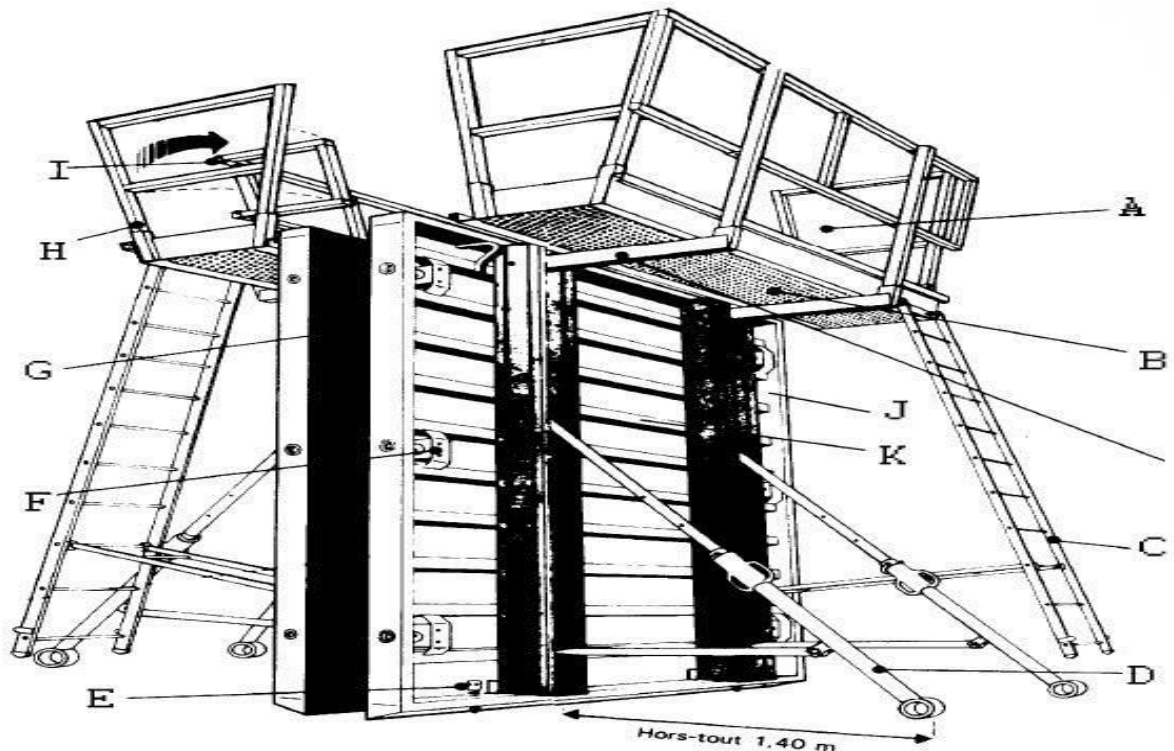


Figure I.1 : Schéma du système banche métallique.

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 ».

L'utilisation des banches métallique a été un progrès considérable dans la construction en béton armée 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.

I-3/Définition :

Le système de coffrage table et banches est un système de coffrage en acier où les surfaces face au béton sont fabriquées en tôle et assurant la coulée instantanée du béton rideau et dallage.

De plus, en lien avec ses conditions d'utilisation, le système de coffrage de Tunnel est un système où une coulée de béton peut être réalisée chaque jour avec l'élévation au maximum de la sécurité des travailleurs grâce aux systèmes d'échafaudage utilisés et où les coûts de coffrage sont retirés au minimum avec une capacité de 500 coulées de béton.

Le système de coffrage de Tunnel est utilisé pour la fabrication des bâtiments type foyer, prison, hôpital, logement avec une structure monolithique.

Grâce à ce système, il est possible de verser une couche de béton chaque jour ou tous les 2 jours en fonction de la grandeur de la structure.

Les structures fabriquées avec le système de coffrage de tunnel sont des structures économiques, résistantes contre les séismes, réduisant au minimum les erreurs de fabrication, diminuant intensivement le coût de la main d'œuvre de construction fine.

I-4/ Les accessoires du coffrage:

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.

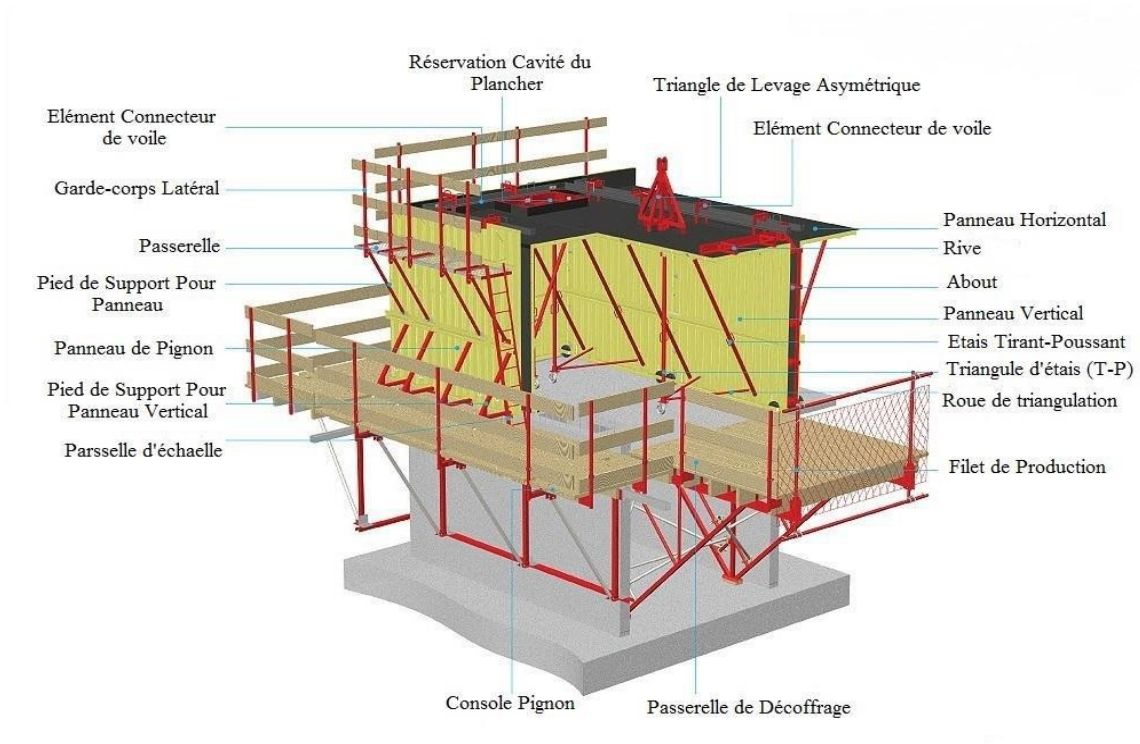


Figure I.2 : Schéma du système coffrage tunnel.

I-4-1/ Demi-coquille :

Élément 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 la demi portée de la dalle de plancher. On peut également avoir un troisième panneau vertical latéral comme c'est indiqué sur la figure (Figure I.3), quand il s'agit de couler une chambre entouré 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 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.

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



Figure 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 (Figure I.4).

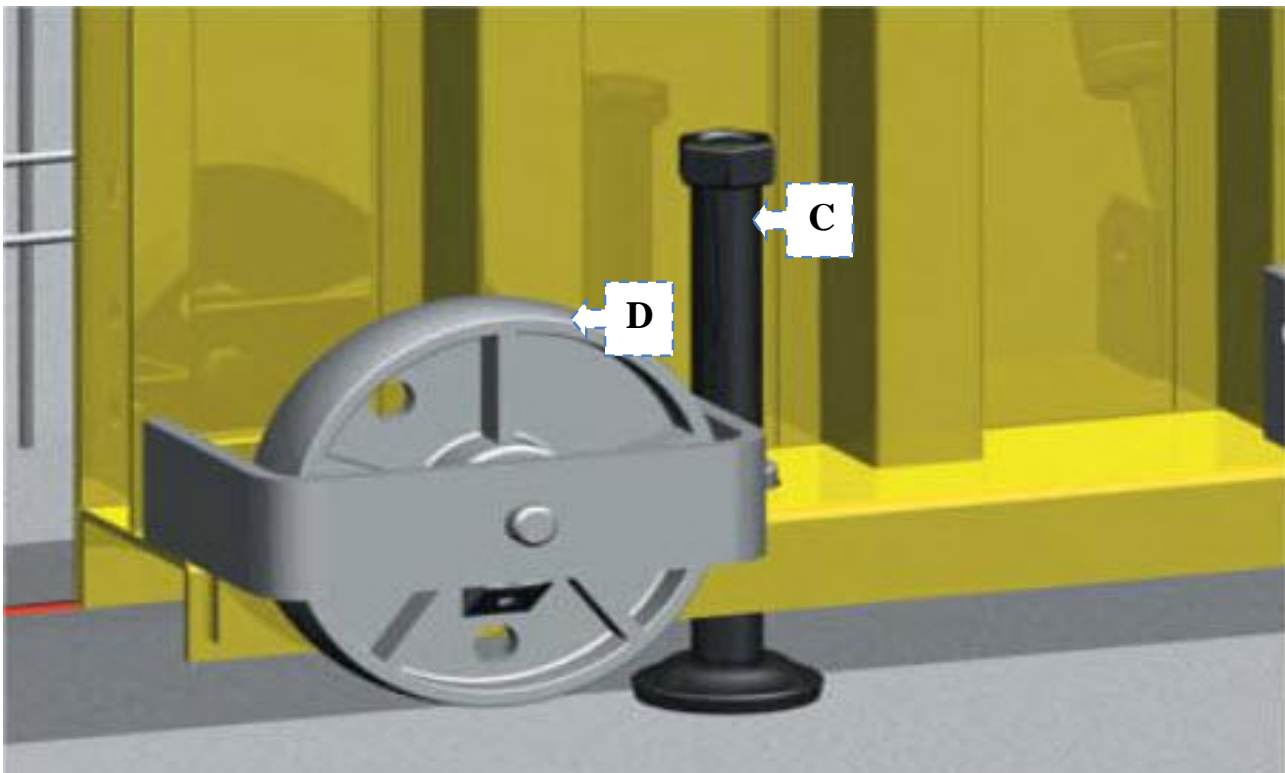


Figure I.4 : Image 3D du vérin à vice et de la roue



Figure I.5: Assemblage de deux demi-coquilles sur chantier



Figure I.6: Deux panneaux horizontaux solidarisés à l'aide verrous à clef.

I-4-2/ 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, leurs fonctions 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 assurant la sécurité du personnel.

I-5/ Préparations des coffrages tunnel:

La préparation des coffrages tunnel porte principalement sur les points suivants :

I-5-1/ La vérification du positionnement et de la stabilité.

Sur la plupart des coffrages, des cales, des taquets ou des vérins permettent une mise à niveau et un assemblage qui doit être vérifié avec soin. Les étais, assurant la stabilité au vent, doivent être correctement fixés et réglés.

Sur la plupart des banches métalliques, il existe des systèmes intégrés, dont la mise en place est rapide et sûre.

I-5-2/ L'étanchéité

Elle est directement liée au bon positionnement des éléments constitutifs du coffrage et à leur assemblage. L'emploi de joints souples et de couvre-joints constitue une solution efficace.

I-5-3/ Le nettoyage

Il faut veiller à éliminer tout ce qui peut constituer une source de salissures ou d'altération du béton : boulons, ligatures, déchets végétaux ; l'eau stagnante doit être évacuée.

I-5-4/ La préparation de la surface

Après nettoyage et enlèvement de toute trace de béton adhérent, le produit de démoulage doit être appliqué de façon régulière sur toute la surface, sans excès.

I-6/ Stabilités des coffrages tunnel:

Les tunnels "mono-coquilles" constituent un ensemble stable. Le problème ne se pose donc que pour les coffrages comportant deux demi-coquilles manœuvrées séparément, la technique de mise en œuvre prévue par le constructeur doit être scrupuleusement appliquée.

D'une façon générale, les demi-coquilles d'un même tunnel ne doivent rester séparées que le temps nécessaire à leur manutention et à leur mise en place

et l'on doit organiser le cycle de travail de manière à pouvoir procéder le plus rapidement possible à leur solidarisation.

Au sol, les demi-coquilles seront stockées, assemblées deux à deux sur une aire plane et résistante. Lorsqu'elles sont séparées, elles sont maintenues verticalement par une béquille de stabilisation dont il est indispensable d'empêcher le repliement accidentel en la bloquant à l'aide d'un système triangulé, convenablement broché. La fixation de la broche doit être telle que celle-ci ne puisse pas s'échapper inopinément en cours d'utilisation, notamment lors du roulage.

I-7/ Etapes d'exécutions :

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

➤ **1^{er} étape :**

La mise en œuvre 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.

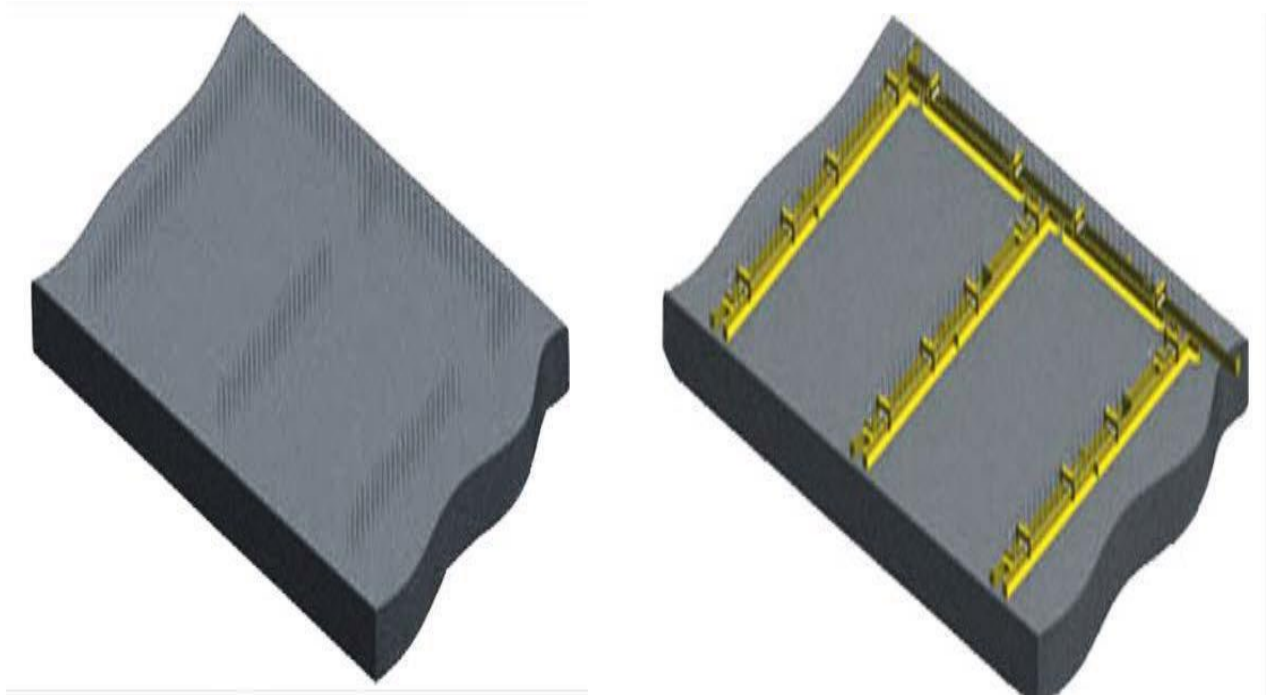


Figure I.7: La mise en œuvre des fondations.

➤ **2^{ème} étape :**

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

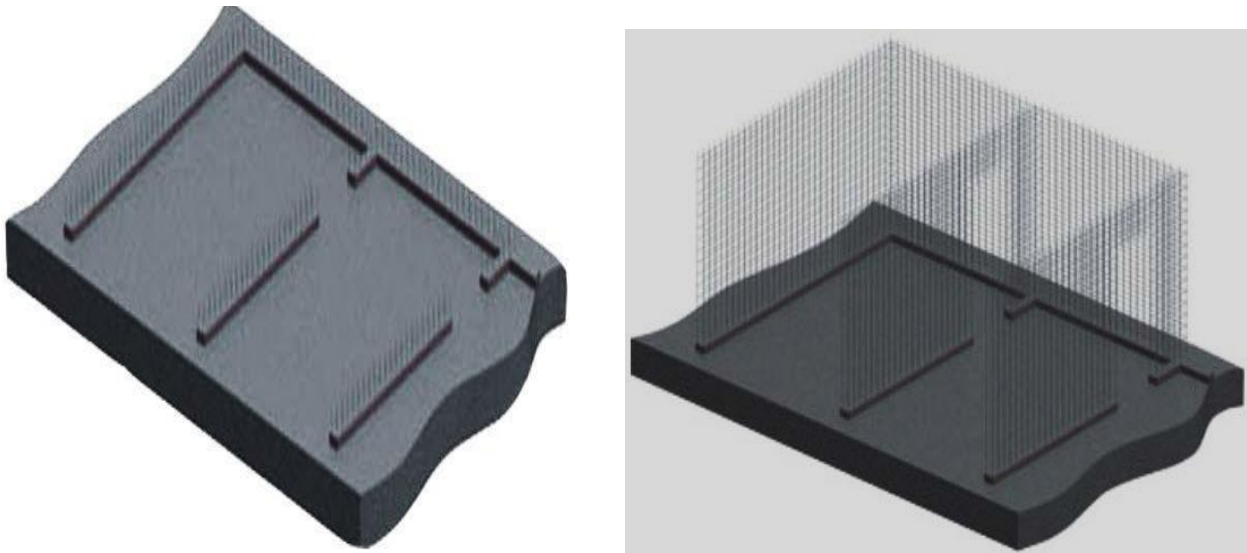


Figure 1.8: Le coulage des talonnettes.

➤ **3^{ème} 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.

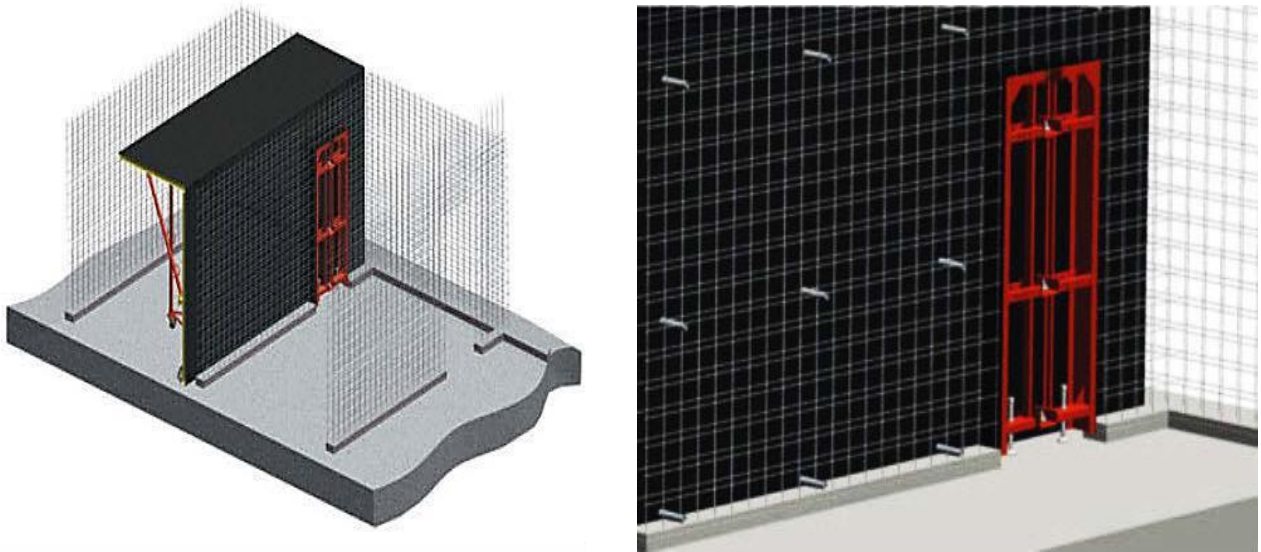


Figure I.9: La mise en place des demi-coquilles.

➤ **4^{ème} 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 biens solidariser.

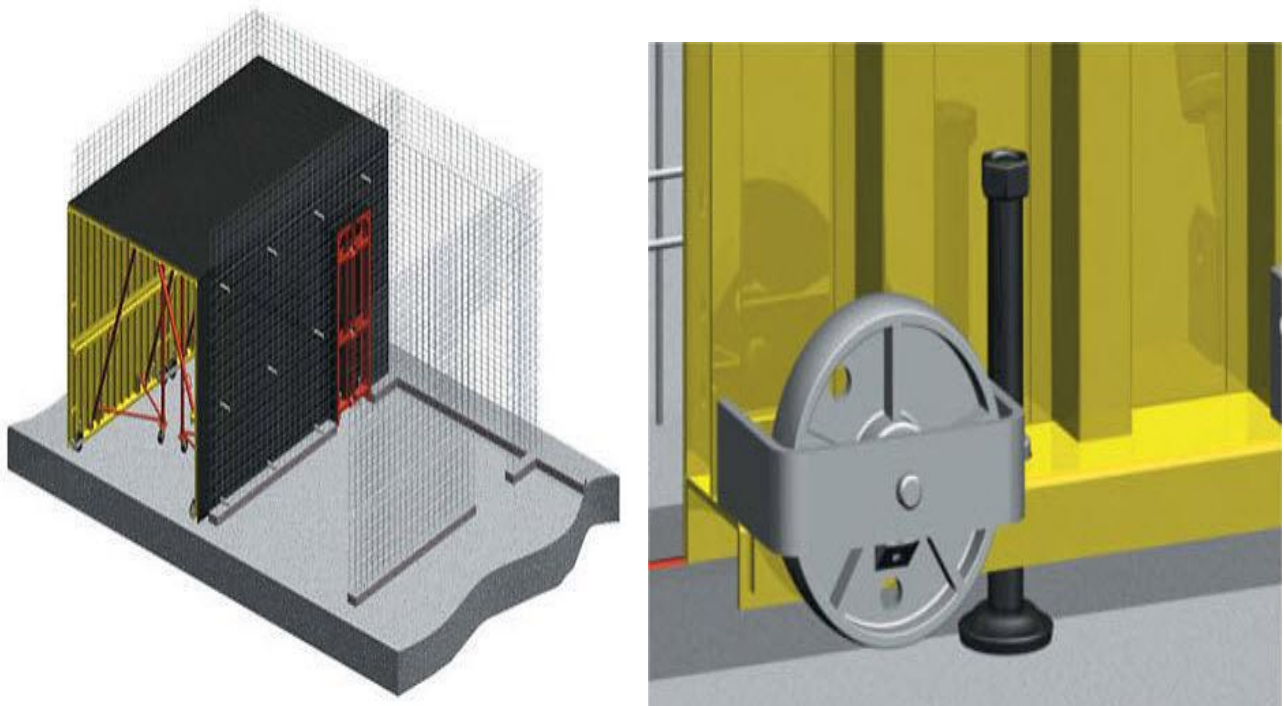


Figure I.10: Positionnement de la deuxième demi-coquille

➤ **5^{ème} étape :**

Solidarisé les deux demi coquilles en verrouillant les crochets métallique 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.



Figure I.11: Solidarisé les deux demi coquilles.

➤ **6^{ème} étape :**

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

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

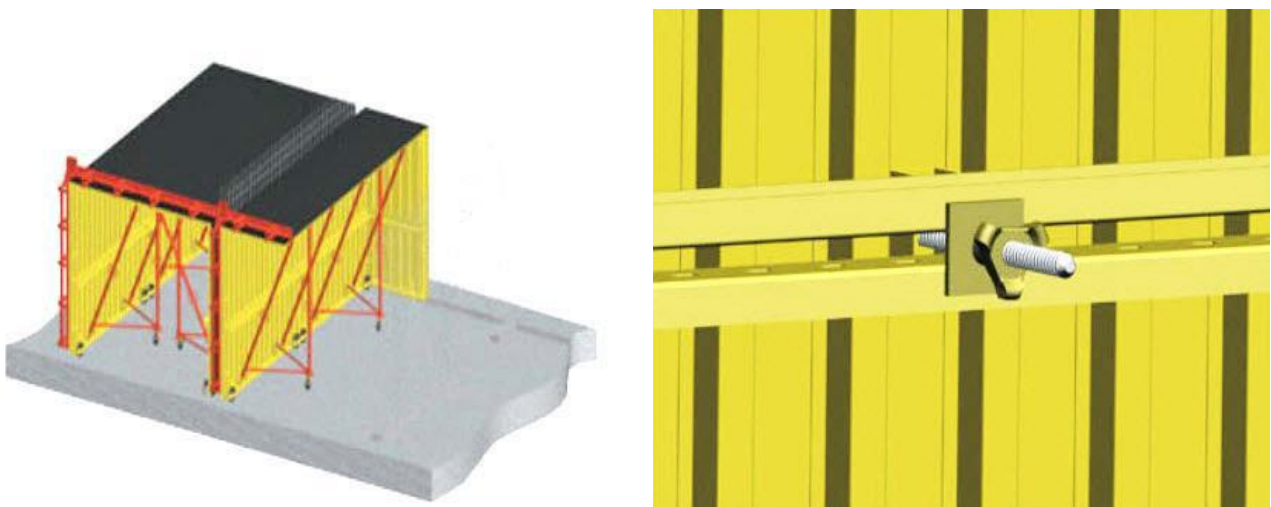


Figure I.12: Mise en place de la 3ème demi coquille.

➤ **7^{ème} étape :**

Mise en place des banches pignon.

Mise en place du ferrailage des dalles au-dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles réservations (tuyaux 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.

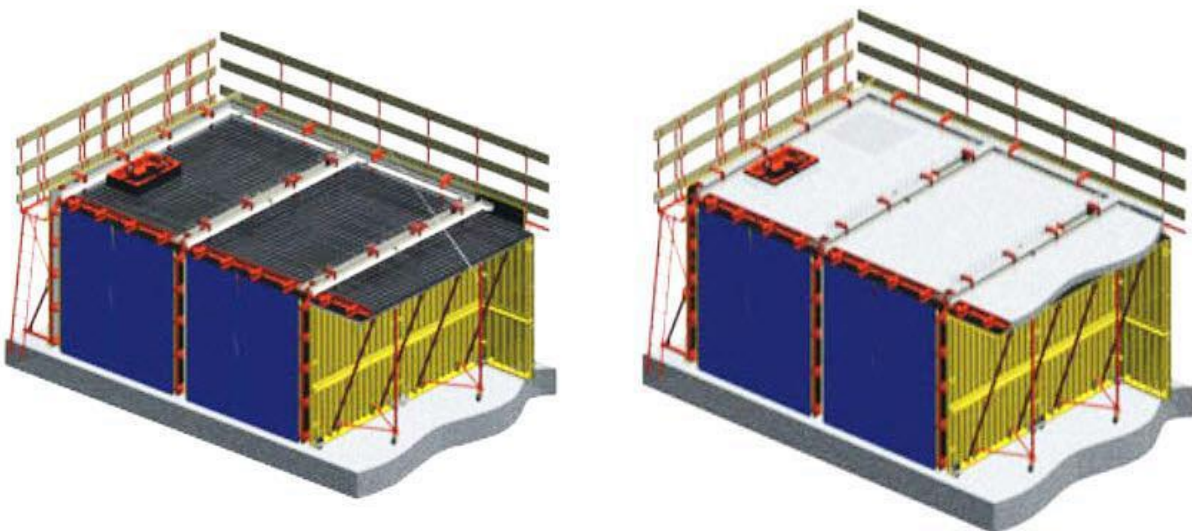


Figure I.13: Mise en place des banches pignon et Mise en place du ferrailage des dalles.

➤ **8^{ème} 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 avec une grue.

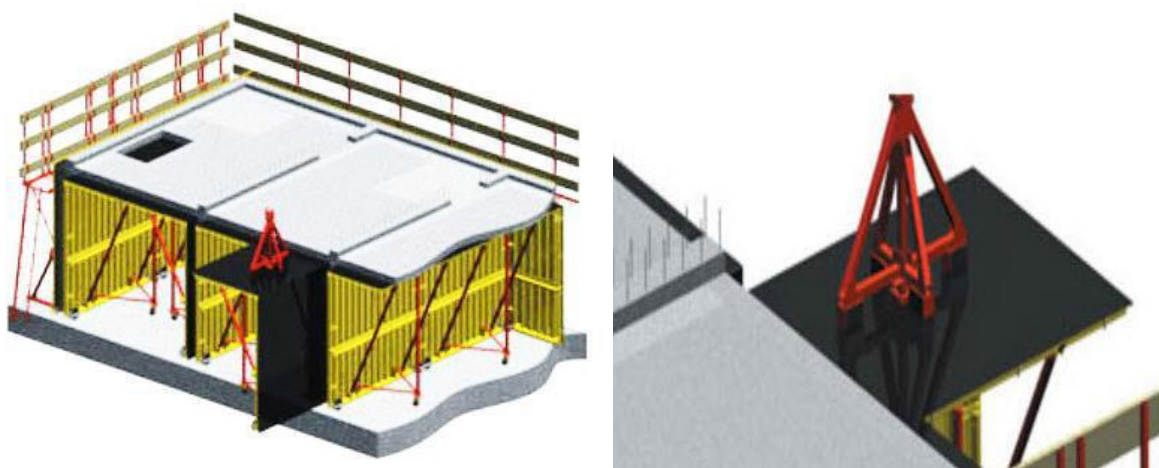


Figure I.14: Décoffrage les demi coquilles.

I-8/ Domaine d'application :

Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si elles 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.

I-8-1/ Avantages :

C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrent une vitesse d'exécution assez rapide.

Il offre une qualité de mise en œuvre selon les règles de l'art.

Il permet d'obtenir des structures plus adapté 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.

I-8-2/ 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



**PRESENTATION
DE L'OUVRAGE**

II-1 / Introduction :

Le Béton Armé est permis les matériaux de construction qui est le plus utilisé et le plus économique dans la plupart des constructions .il est le plus répandu dans notre pays de fait que la majorité des ouvrages sont construits en B.A

Il constitue une branche de G.C qui' a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

II-2 / Présentation de l'ouvrage :

On a étudié un bâtiment à usage habitation (en RDC + 9 étages) Contreventé par voile, situé au niveau de la wilaya de Tissemsilt (zone IIa) dans le groupe d'usage 1 et implanté dans une zone de moyenne sismicité.

II-3 / But :

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeure sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

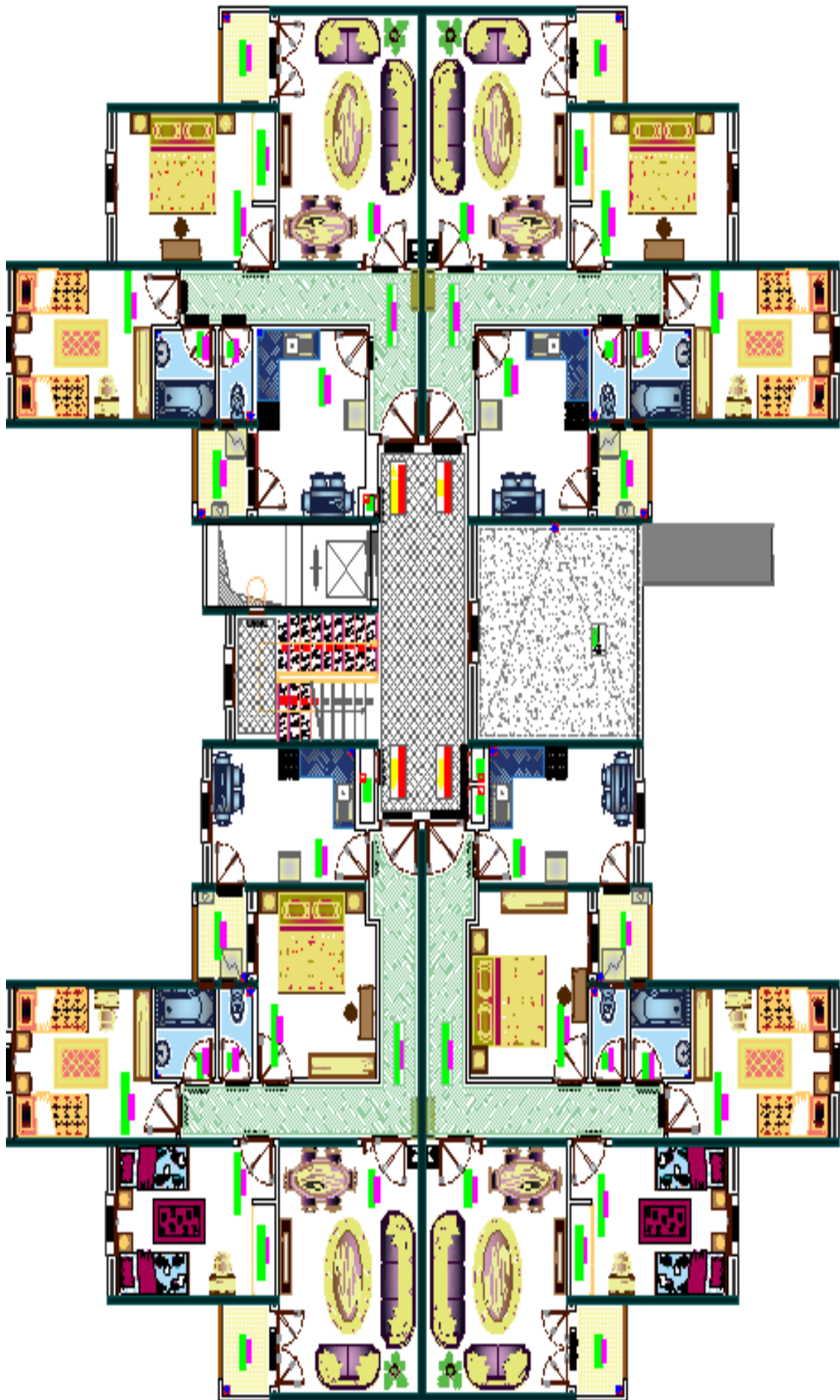
II-4 / Choix d'une structure :

Le choix d'une construction d'élévation importante est à cause de la tendance s'explique par l'urbanisation très dense imposée par la croissance démographique, à cause de développement théorique et pratique de la technologie du bâtiment.

II-5 / Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Notre projet a une forme angulaire avec un décrochement, le bâtiment présente les dimensions suivantes :

- Hauteur d'étage $h_e = 2,90$ m.
- Hauteur de RDC $h_{RDC} = 3,05$ m.
- Hauteur totale de bâtiment $H = 31,00$ m.
- Cage d'escaliers : $(3,60 \times 2,50)$ m².
- Cage d'ascenseur : $(1,9 \times 1,65)$ m².
- Largeur du bâtiment $B = 22,90$ m.
- Longueur du bâtiment $L = 27,85$ m.



PLAN ÉTAGE COURANT

Figure II.2 : plan d'architecture étage courant.

II-6 / Caractéristiques du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols.

- La contrainte du sol est $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,50$ bars pour un ancrage $D = 1,50$ m.
- Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7$ t / m³.
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent).
- Coefficient d'accélération de zone « A » = 0,15.
- Coefficient de comportement global de la structure « R » = 3,5.

II-7 / Les éléments de la construction :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

- Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.
- La structure ou ossature, qui assure la stabilité aérienne de l'ouvrage, supporte toutes les charges appliquées et transmet aux fondations les sollicitations dues au poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux constructions exercées par le vent, la neige, les secousses sismiques, ... etc.
- Les murs porteurs qui peuvent être intégrés à la structure, Ainsi que les voiles et les planchers qui définissent l'ossature.
- Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers.
- l'enveloppe, constituée de la façade, des pignons et de la toiture, qui sépare l'intérieur de l'extérieur de la construction et qui la protège des sollicitations diverses : pluie, vent, chaleur, froid, bruit, lumière solaire, ... etc. Elle joue un rôle fondamental dans les économies d'énergie.

II-8 / Les charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments

principaux de l'immeuble .les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

II-9 / Conception de la structure

II-9-1 / Planchers

Nous avons utilisé un seul type de plancher, plancher en dalle pleine pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

II-9-2 / Contreventement

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent.

En utilisant pour cela :

- Des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal.

II-9-3 / Escaliers

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits en B.A.

II-9-4 / Ascenseur

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels.

II-9-5 / Maçonnerie

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

- Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses, dont l'épaisseur est (15 + 10) cm, séparés par une lame d'air de 5 cm.
- Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

II-9-6 / Revêtement

- ✓ Enduit en ciment pour les façades
- ✓ Enduit en plâtre pour les murs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.

II-9-7 / Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

II-9-8 / Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux sont réalisés par le coffrage métallique en système tunnel.

II-10 / Caractéristique mécanique des matériaux :

II-10-1 / Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- ✓ 400 L de sable $C_g \leq 5$ mm
- ✓ 800 L de gravillons $C_g \leq 25$ mm
- ✓ 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

II-10-1-1 / Principaux caractéristiques et avantages de béton:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats. En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

II-10-1-2 / Résistance mécanique :

II-10-1-2-1 / Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenue au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$f_{cj} = [j / (a + bj)] f_{c28}$$

Avec :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad a = 4,76 \quad b = 0,83$$

$$40 \leq f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad a = 1,40 \quad b = 0,95$$

$$\text{Pour } j \geq 60 \text{ jours} \quad f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

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

II-10-1-2-2/ Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa.

• pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

II-10-2/ Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

II-10-3/ Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : **Sa ruine totale ou partielle.**

D'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect, ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

II-10-3-1/ Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitues béton ou acier
exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

II-10-3-2/ Etat limite de service(ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

II-10-4/ Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

II-10-5/ Diagramme parabole rectangle(B.A.E.L91) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰).

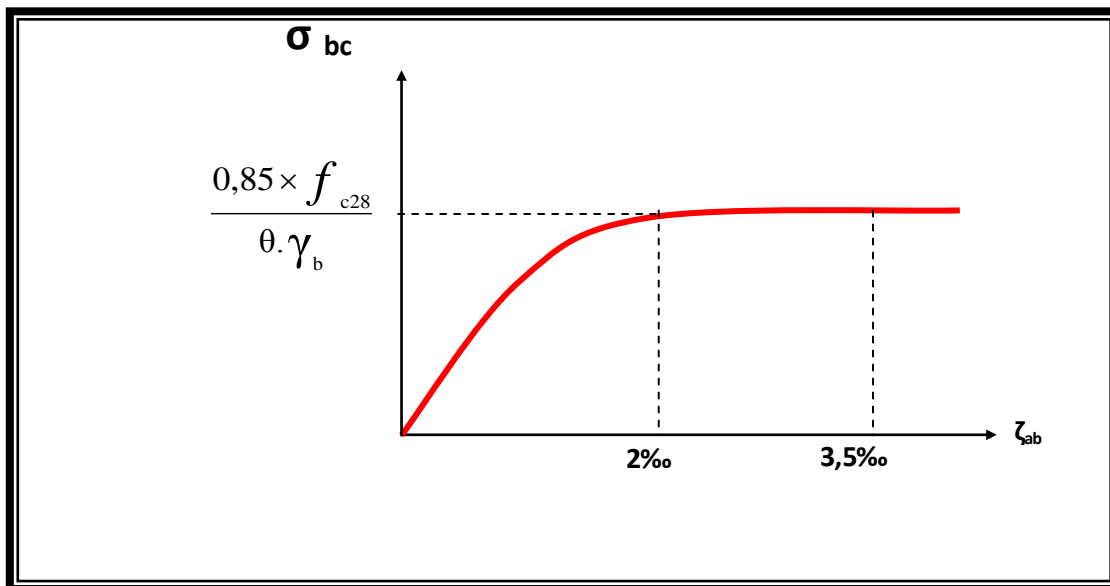


Figure II.3 : Diagramme parabole rectangle.

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} \quad (4-103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Tableau II.1 : Coefficient d'application.

Θ	Durée d'application
1	> 24 h
0,9	1 h ≤ duré ≤ 24 h
0,85	< 1 h

ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

II-10-6/ Diagramme rectangulaire(B.A.E.L91) :

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié.

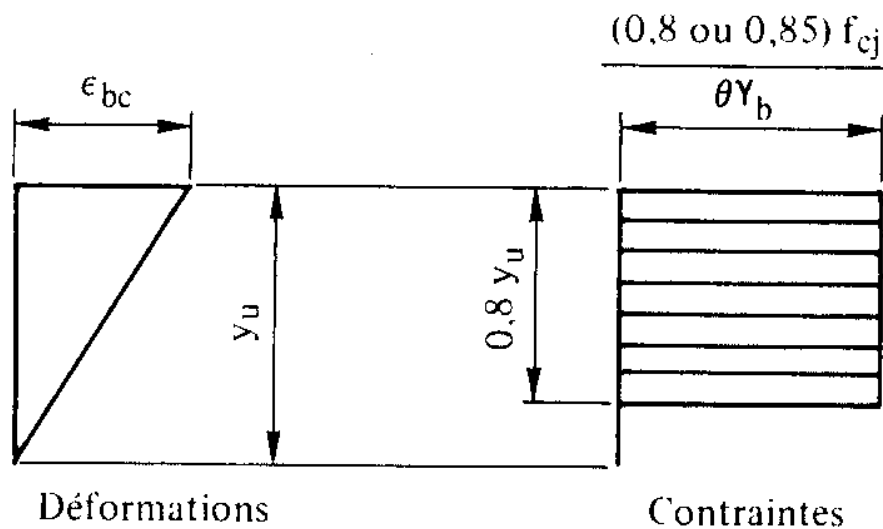


Figure II.4 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de $0,2 y$ compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle
 Sur la distance restante $0,8 y$ la contrainte à pour valeur :

$0,85 f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

II-10-7/ Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min (0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$\tau_u = T_u / bd$$

Avec **b** : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

II-10-8/ Module de déformation longitudinal du béton :

II-10-8-1/ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

II-10-8-2/ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

II-10-8-3/ Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec ($\Delta d / d$) : déformation relative transversale.

($\Delta L / L$) : déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

II-11/ Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer +Carbone en faible pourcentage, les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilisé les nuances d'acier suivantes :

Acier naturel Fe E215 ; FeE 235.

Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500

- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5$ mm

- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\ 000$ MPA

II-11-1/Diagramme déformation contrainte de calcul :

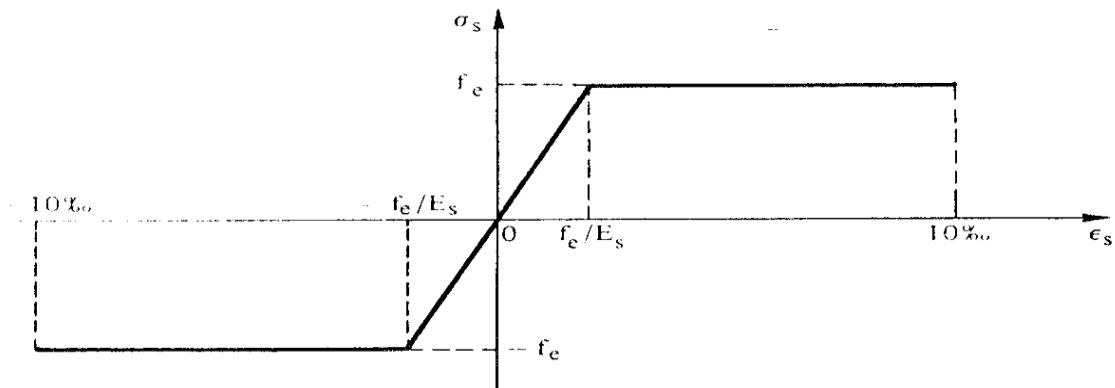
$$\sigma_s = f(\varepsilon_{\text{‰}})$$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

II-11-2/Diagramme déformation- contrainte (B.A.E.L91modifié99.p78):*Figure II.5 : Diagramme déformation- contrainte***II-11-3/Contrainte limite de traction des armatures :**

- Fissuration peu préjudiciable $\sigma_{st} \leq f_e$ pas de limitation
- Fissuration préjudiciable $\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 n + f_{tj} \text{ MPa})$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 n + f_{tj} \text{ MPa})$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses(RL)

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6 \text{ mm}$ (HA).

Poids volumique :

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{ KN /m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{ KN /m}^3$

Acier $\gamma_s = 78,5 \text{ KN /m}^3$

Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- ✓ Etats limite ultime de résistance E. L. U. R
- ✓ Etats limite de service

E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne R. P. A 99 version 2003.

On doit par ailleurs vérifier qu'E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

II-11-4/Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ en flexion composée.
 $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
 - ✓ Le béton en compression.
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

II-11-5/Règle des trois pivots(B.A.E.L91modifié99.p83) :

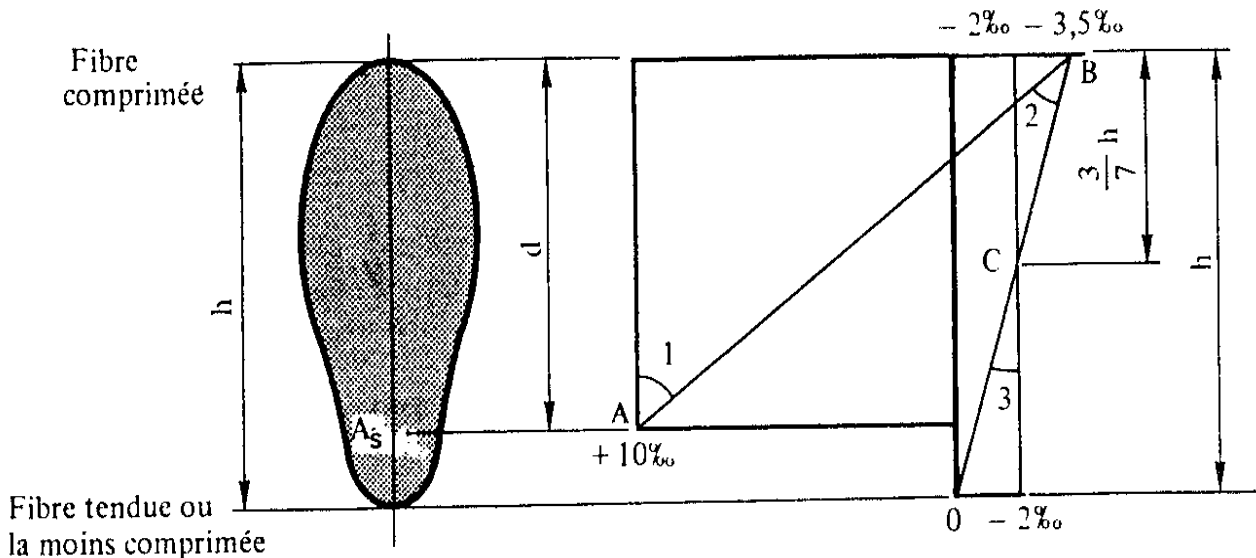


Figure II.6 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

II-11-5-1/Traction pure :

Toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.

II-11-5-2/Traction excentrée :

À la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10‰$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0

Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

II-11-5-3/Flexion (simple ou composée) :

On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc} = 3,5‰$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec : $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.

La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y = \alpha \cdot AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha \cdot AB = 3,5 / (10 + 3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec :

$$0 \leq \alpha \leq 0,259 \quad \text{admet le pivot A.}$$

Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2)$

$$\Rightarrow \alpha = 0,167$$

Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3,5 ‰, il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1

La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec

aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B.

II-11-5-3/Compression :

Si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser : $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée

$\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

En résumé :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

E. L. S : Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

II-11-6/ Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc} ; \sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

- Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalence »}$$

II-11-7/ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :**II-11-7-1/ Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

II-11-7-2/ Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes.

$G+Q+E$ G : charge permanente

$G+Q \pm 1,2 E$ avec Q : charge d'exploitation

$0,8 G+E$ E : effort de séisme



Chapitre III



**DESCENTE DES
CHARGES
ET
PREDIMENSIONNEMENT**

III-1 / Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments résistants de la structure, Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

La structure du bâtiment que nous sommes en train d'étudier et différente comme nous l'avons pu le souligner précédemment, elle est composée uniquement de voiles en béton armé porteurs ainsi que des planchers a dalle pleine.

III-2 / Pré-dimensionnement des planchers :

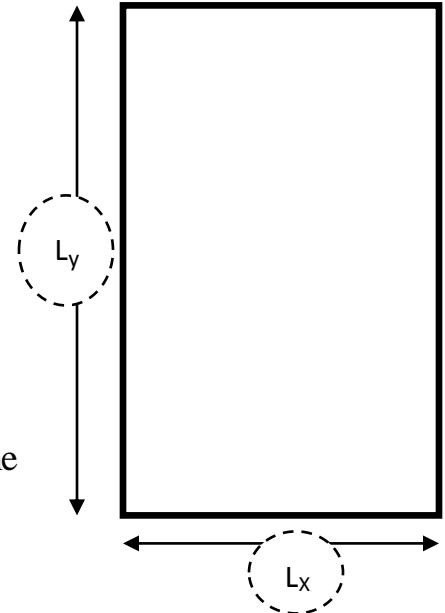
Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, qui repose sur des appuis : murs ou poutres, L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions.

III-2-1 / Limitation de flèche :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- Si : $\alpha \leq 0,4 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée
- Si: $0,4 \leq \alpha < 1 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.



Dans notre cas on prend le panneau qui a la plus petite dimension suivante x et la plus grande suivant y pour dimensions.

$$L_x = 3,15 \text{ m. et } L_y = 6,90 \text{ m.}$$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,15}{6,90} = 0,46 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.

III-2-2 / Détermination de l'épaisseur du plancher :

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

$$\frac{l_x}{35} \leq h_d \leq \frac{l_x}{30}$$

$$\frac{3,15}{35} \leq h_d \leq \frac{3,15}{30}$$

$$0,09 \leq h_d \leq 0,105$$

On a $h_d = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$.

III-2-3 / Condition de résistance à l'incendie :

- $h_d = 07 \text{ cm}$: Pour une heure de coupe-feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$: Pour deux heures de coupe-feu.

III-2-4 / Condition d'isolation phonique :

- Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$.
- Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$.

Donc l'épaisseur de la dalle pleine est : $h_d = 15 \text{ cm}$.

III-3 / Détermination de l'épaisseur des voiles:

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA 99 version 2003.

III-3-1 / L'épaisseur des voiles porteurs et de contreventement :

- $L \geq 4e$.
- $e \geq \frac{h_e}{20}$ (les premiers cas ne sont pas recommandés, donc on optera pour le 3^{ème} cas)

Avec :

L : largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : épaisseur du voile.

h_e : hauteur libre d'étage.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{290}{20}$$

$$\Rightarrow e \geq 14,50 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur des voiles porteurs et de contreventement est : h_d = 15 cm.

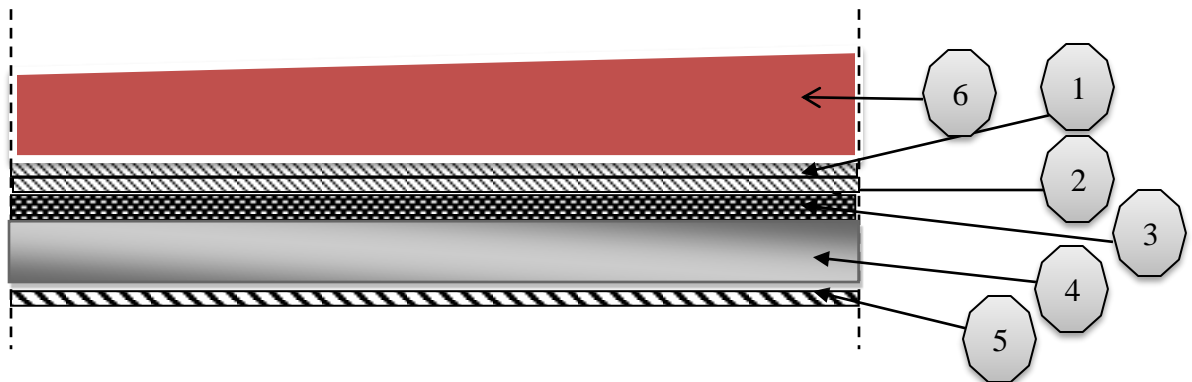
III-3-2 / l'épaisseur des voiles périphériques:

C'est un élément d'infrastructure, relie deux niveau, celui des fondations et celui de la structure.

On adoptera : **e = 15 cm**

III-4 / Descente des charges :

III-4-1 / Plancher étage courant:



1- Carrelage.

2- Chape de mortier.

3- Lit de sable.

4- Dalle pleine.

5- Enduit plâtre.

6- cloisons légères.

Figure III.1: Coupe transversale d'un plancher étage courant.

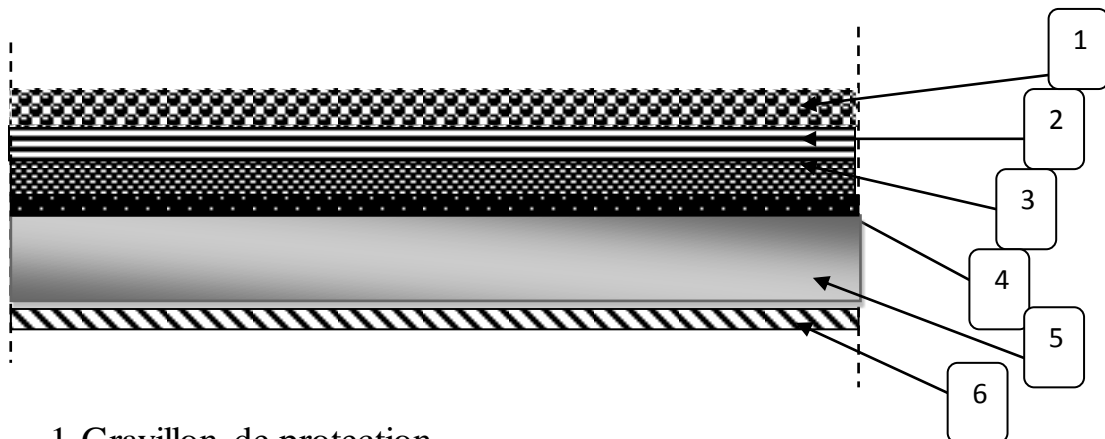
Tableau III.1: Descente des charges (plancher étage courant)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Carrelage	0,02	20	0,40
02	Chape de mortier	0,02	20	0,40
03	Lit de sable	0,03	18	0,54
04	Dalle pleine	0,15	25	3,75
05	Enduit plâtre	0,015	10	0,15
06	cloisons légères.	-	-	0.50
Total				5,74

Charge permanente (poids propre) $G = 5,74 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

III-4-2 / Plancher terrasse :



- 1-Gravillon de protection.
- 2-Etanchéité multicouche.
- 3-Isolation thermique
- 4-Forme de pente.
- 5-Dalle pleine.
- 6-Enduit plâtre.

Figure III.2: Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

TableauIII.2 : Descente des charges (plancher terrasse inaccessible)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kg/m3)	Poids (KN/m2)
01	Gravillon de protection	0,05	0,20	1,00
02	Etanchéité multicouche	0,05	-	0,12
03	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
04	Forme de pente	0,10	0,22	2,20
05	Dalle pleine	0,15	25	3,75
06	Enduit en plâtre	0,015	0,10	0,15

Charge permanente (poids propre) : **G = 7,38 KN/m²**

Surcharge d'exploitation : **Q = 1,00 KN/m²**.

III-4-3 / Surcharge d'exploitation :

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$Q_0 = 1,00 \text{ KN/m}^2$ Terrasse Non Accessible.

$Q_1 = 1,50 \text{ KN/m}^2$ Etage Courant.

Dégression des Surcharges d'Exploitation :

Sous terrasse Q_0 .

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

TableauIII.3 : Dégression des Surcharges d'Exploitation

LA TERRASSE	Q_0	1,00 KN/m ²
9eme ETAGE	$Q_0 + Q_1$	2,50 KN/m ²
8eme ETAGE	$Q_0 + 1,9 Q_1$	3,85 KN/m ²
7eme ETAGE	$Q_0 + 2,7 Q_1$	5,05 KN/m ²
6eme ETAGE	$Q_0 + 3,4 Q_1$	6,10 KN/m ²
5eme ETAGE	$Q_0 + 4 Q_1$	7,00 KN/m ²

4^{ème} ETAGE	$Q_0 + 4,5 Q_1$	7,75 KN/m ²
3^{ème} ETAGE	$Q_0 + 5 Q_1$	8,50 KN/m ²
2^{ème} ETAGE	$Q_0 + 5,5 Q_1$	9,25 KN/m ²
1^{er} ETAGE	$Q_0 + 6 Q_1$	10,00 KN/m ²
RDC	$Q_0 + 6,5 Q_1$	10,75 KN/m ²
Q (KN/m²)		10,75

III-4-4 / L'acrotère :

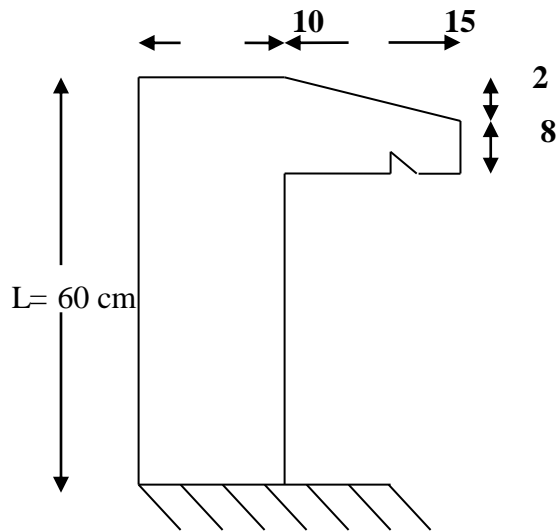
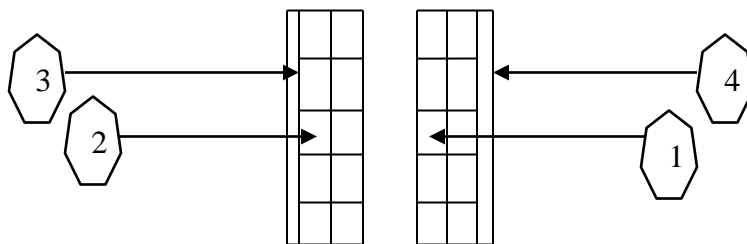


Figure III.3: coupe transversale d'acrotère

Surface d'acrotère :

$$S = [(0,60 \times 0,10) + ((0,10+0,08)/2) \times 0,15] = \mathbf{0,0735 \text{ m}^2}.$$

III-4-5 / Murs extérieurs :



- 1 - Brique creuses de 10 cm.
- 2- Brique creuses de 15 cm.
- 3- Enduit en ciment de 1,5 cm.
- 4 -Enduit en plâtre de 1,5 cm.

Figure III.4: Coupe transversale du mur extérieur.

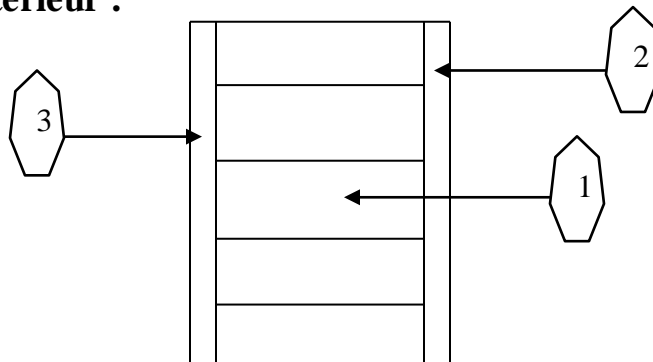
Tableau III.4: Descente des charges (Murs extérieurs).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Brique creuses de 10 cm	0,10	9,00	0,90
02	Brique creuses de 15 cm	0,15	9,00	1,35
03	Enduit en ciment de 1,5 cm	0,015	0,18	0,27
04	Enduit en plâtre de 1,5 cm	0,015	0,10	0,15

Charge permanente (poids propre) : $G = 2,67 \text{ KN/m}^2$.

Charge permanent = $2,67 - 0,30 = 2,37 \text{ KN/m}^2$

III-4-6 / Murs intérieur :



1-Brique creuses de 10 cm.

2- Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm.

3- Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm.

Figure III.5: coupe transversale du mur intérieur.

Tableau III.5: Descente des charges (Murs intérieurs)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Masse volumique (Kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Brique creuses de 10 cm	0,10	9	0,9
03	Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm	0,015	0,18	0,27
04	Enduit extérieur en plâtre de 1,5 cm	0,015	0,18	0,27

Charge permanente (poids propre) : $G = 1,44 \text{ KN/m}^2$.

Tableau III.6 : récapitulation de pré dimensionnement des voiles et plancher.

ELEMENTS	VOILE PEREPHIRIQUE (cm)	VOILE PORTEURS ET DE CONTREVETEMENT (cm)	DALLE (cm)
RDC	15,00	15,00	15,00
1 ^{er} ETAGE - 9 ^{eme} ETAGE	15,00	15,00	15,00

III-4-7 / Les combinaisons d'action :

a/ Planchers terrasse :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 7,38 + 1,5 \times 1,5$$

$$P_u = 11,463 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q$$

$$P_{\text{ser}} = 7,38 + 1,5$$

$$P_{\text{ser}} = 8,88 \text{ KN/m}^2$$

b/ Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 1,50$$

$$P_u = 10 \text{ KN/m}^2$$

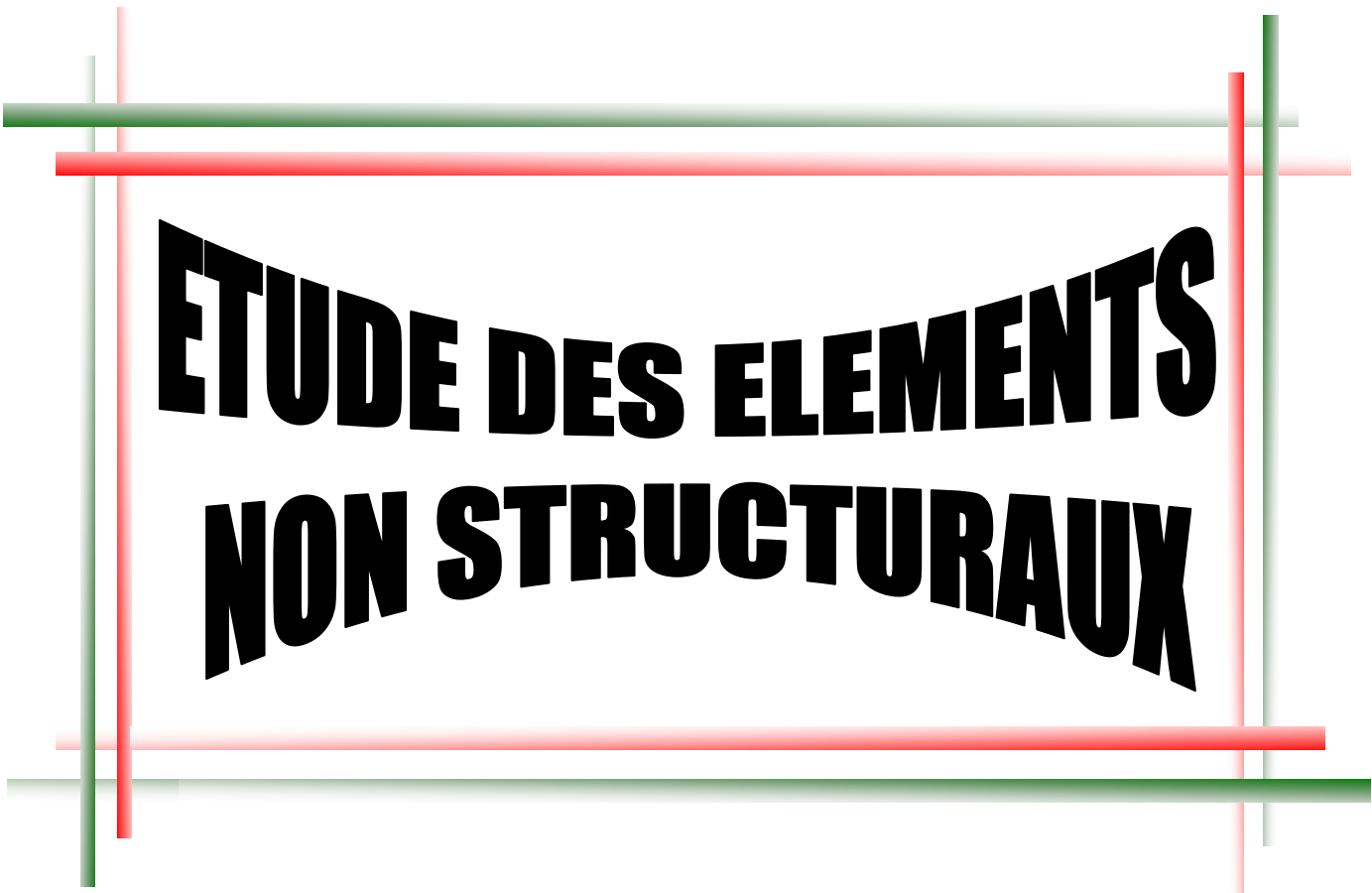
$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q$$

$$P_{\text{ser}} = 5,74 + 1,5$$

$$P_{\text{ser}} = 7,24 \text{ KN/m}^2.$$



Chapitre IV



**ETUDE DES ELEMENTS
NON STRUCTURAUX**

IV-1/ Introduction

Les éléments non structuraux n'apportant pas des conditions significatives à la résistance aux actions sismique d'ensembles, à leur distributions peuvent être considérés comme éléments secondaires, à conditions que leur résistance à ces actions soit effectivement négligé et qu'ils ne soient soumise du fait des déformations qui a des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre origines.

IV-2/ L'acrotère.

IV-2-1/ Introduction.

On va considère l'acrotère comme étant un consol encastre au niveau de plancher terrasse inaccessible, l'étude sera fait sur une bande de 1,00 m.

Et soumise à la flexion composé, effort normal du à sa propre poids et un moment de flexion à la base du à l'effet de la main courante considéré à 0,7 KN/m.

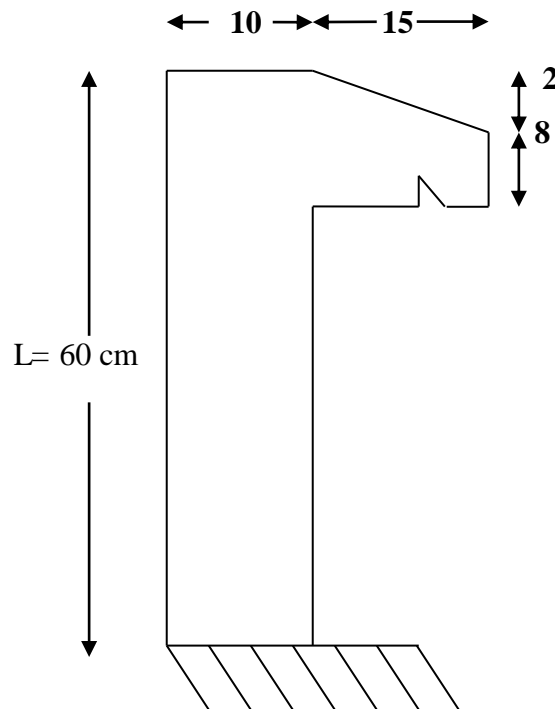


Figure IV.1 : schéma de l'acrotère

IV-2-2/ Poids propre de l'acrotère.

La section de l'acrotère : $S = 0,0735 \text{ m}^2$.

Masse volumique de béton armé : 25 KN/m^3 .

$P = 0.0735 \times 25 = 1,84 \text{ KN/ml}$.

$Q = 0,70 \text{ KN/m}$.

✚ Calcul à l'E.L.U :

$N_u = 1,35. G = 1,35 \times 1.84 = 2,48 \text{ KN/ml}$.

- Surcharge : $Q = 0,70 \text{ KN/ml}$.

$Q_u = 1,5 . Q = 1,5 \times 0,70 = 1,05 \text{ KN/ml}$.

- Moment : $M_u = Q_u \cdot h = 1,05 \times 0,60 = 0,63 \text{ KN.m}$

$M_u = 0,63 \text{ KN.m} \dots \dots \dots$ Moment d'encastrement.

✚ Calcul à l'E.L.S :

$N_{ser} = G = 1,84 \text{ KN/ml}$.

$M_{ser} = QL^2/2 = (0,70 \times (0.6)^2)/2 = 0,126 \text{ KN.m}$.

IV-2-3/ Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre centre de pression et centre de gravité.

$e = M_u / N_u = 0,63/2,48 = 0,25 \text{ m}$.

$e = 0,25 \text{ m}$

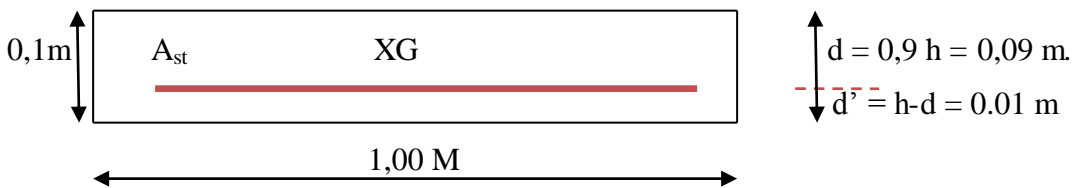
$h_t = 10 \text{ cm}$.

$e = h_t/6 = 0,10/6 = 0,0167 \text{ m} = 1,67 \text{ cm}$.

$e > h_t/6 \dots \dots \dots$ la section partiellement comprimé.

IV-2-4/ Détermination de ferrailage :

✚ à l'E.L.U :



FigureIV.2 : Section à considèrè dans les calculs.

d : La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : La distance entre les armatures inférieures et la fibre la plus tendue.

✓ **Moment de flexion actif (M_A) :**

$$M_A = M_u + N_u (d - h_t/2)$$

$$M_A = 0,63 + 2,48(0,09 - 0,1/2) = \mathbf{0,729 \text{ KN.m.}}$$

✓ **Moment réduit (μ_u) :**

$$\mu_u = M_A / b \cdot d^2 \cdot F_{bc}$$

$$F_{bc} = 0,85 \cdot F_{c28} / \gamma_b$$

$$F_{bc} = 0,85 \times 25 / 1,5 = \mathbf{14,17 \text{ MPa.}}$$

$$\mu_u = 0,729 / (1 \times (0,09)^2 \times 14,17) = 0,00635$$

$$0,00635 < 0,259 \dots\dots\dots \text{pivot A.}$$

⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires c.à.d: $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) / \sigma_s$$

$$\alpha = 0,0075$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,09 (1 - 0,4 \times 0,0075) = 0,0405 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{\frac{72,90 \times 10^{-5}}{0,0405} - 2,48 \times 10^{-3}}{348} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = \mathbf{0,45 \text{ cm}^2}$ (Faible section) donc ;

A_{st} est pris selon la formule de non fragilité.

$$A_{st} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,09 \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc ; On adopte : $A_{st} = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \mathbf{4 \text{ T10 mm.}}$

Espacement $S_t = 25 \text{ cm.}$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 2,01 / 4 = \mathbf{0,50 \text{ cm}^2}.$$

Donc On adopte : $A_r = \mathbf{1,51 \text{ cm}^2} = \mathbf{3 \text{ T8 / ml}}$

Espacement $S_t = 33 \text{ cm.}$

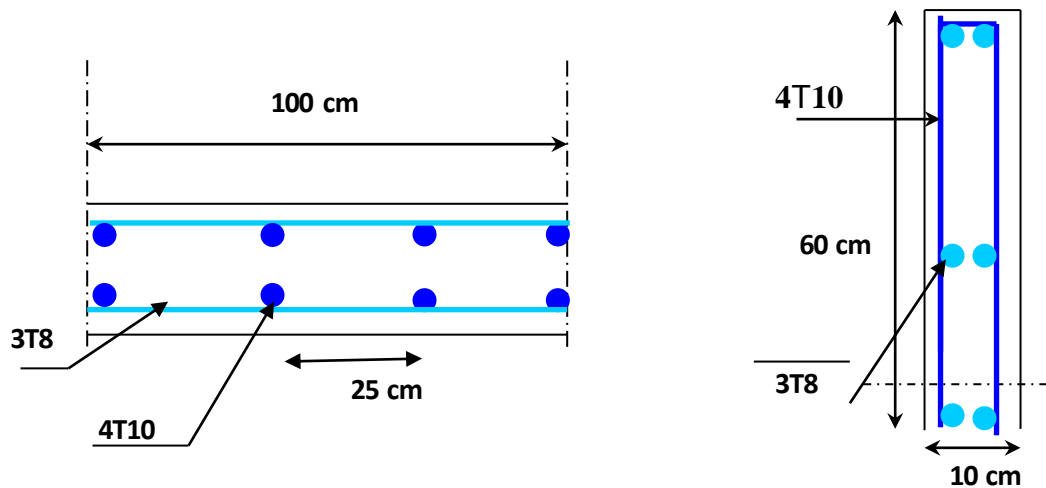


Figure IV.3: Coupe de ferrailage de l'acrotère

IV-3/ L'escalier :

IV-3-1/ Introduction.

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle la paillasse. Une suite ininterrompue de marches qu'on appelle une volée, qui peut être droite ou courbe. La partie horizontale d'un escalier entre deux volées est un palier. Du côté du vide les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou rampe deux volées parallèles ou en biais sont réunis par un ou plusieurs paliers ou un cartier tournant, cette dernière disposition de construction plus délicate, permet de gagner un peu de place sur le développement de l'escalier.

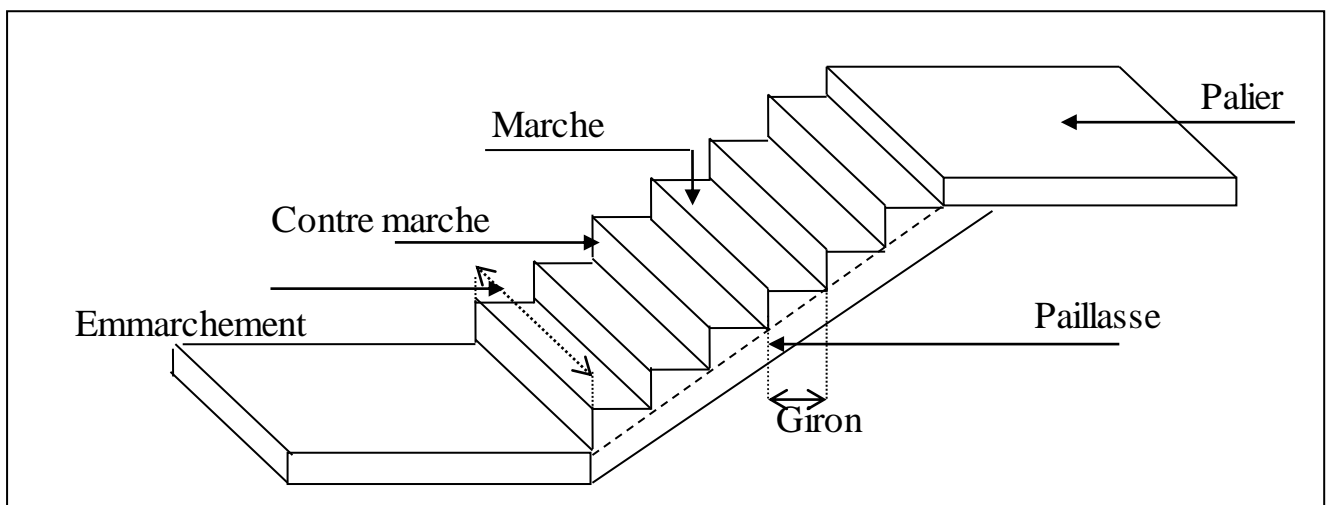


Figure IV.4 : schéma d'un escalier.

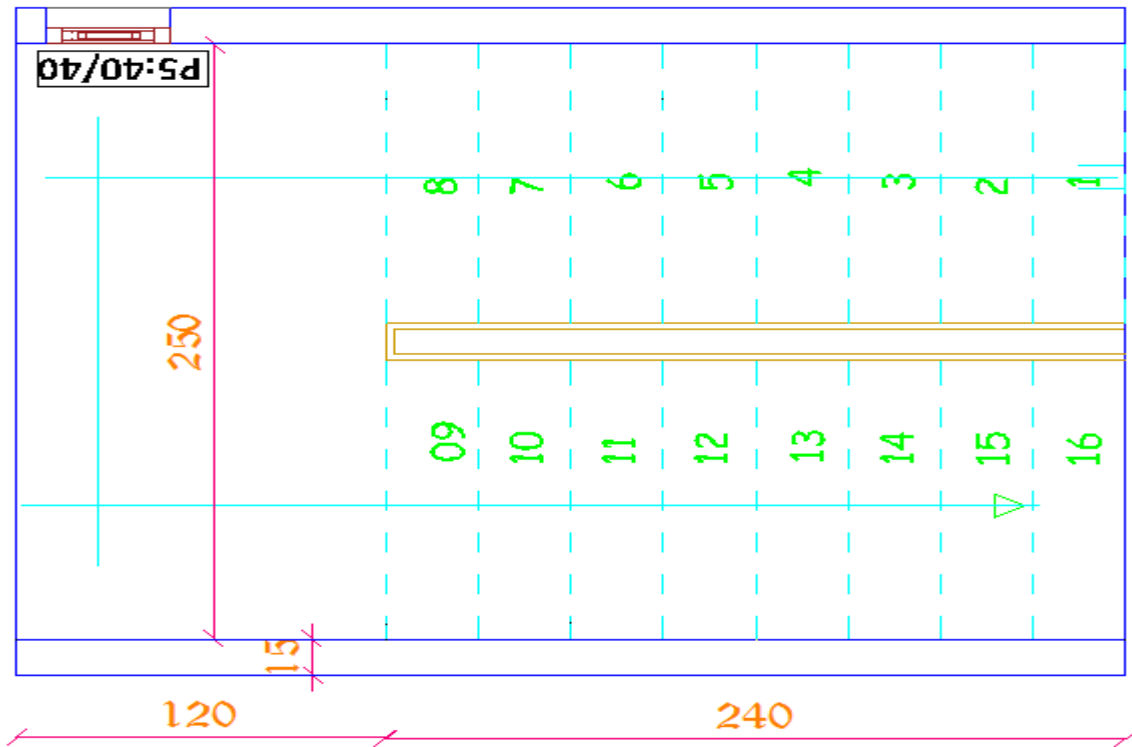


Figure IV.5 : Vue en plan des escaliers

IV-3-2/ Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire :

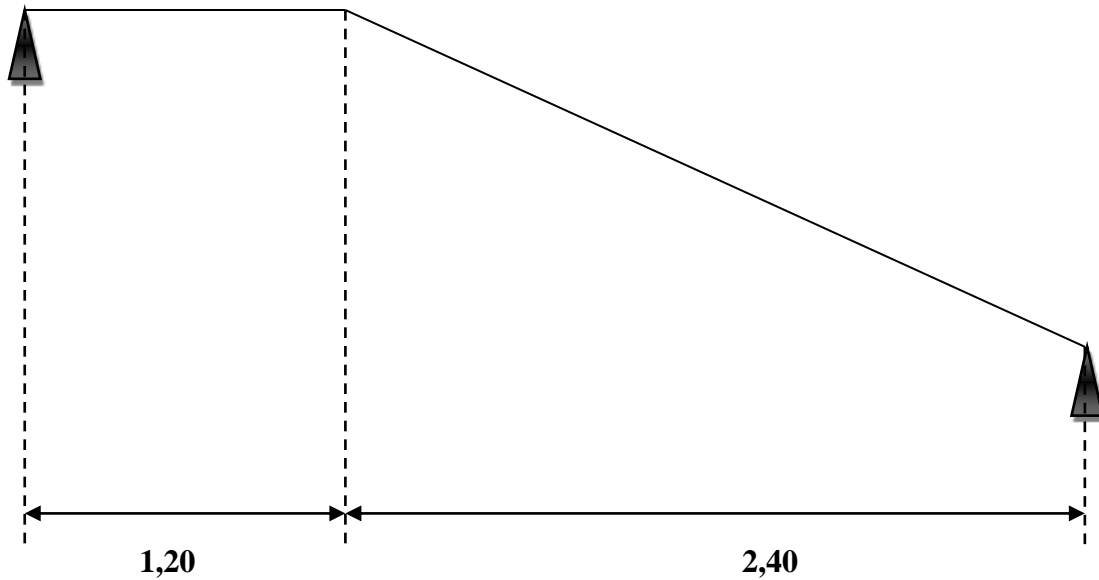


Figure IV. 6 : Schéma statique de l'escalier.

IV-3-2-1/ Calcul de nombre des marches

Soit :

h : hauteur de contre marche.

H : hauteur d'un demi-étage.

g : largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

n-1 : nombre de marches.

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec h : hauteur de la marche (contre marche).

g : largeur de la marche.

On prend $2h+g=64\text{cm}$.

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la longueur total de la volée.

$$H = \frac{305}{2} = 152,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{152,5}{17} = 8,97$$

Nombre des contre marche = 9 unité.

Donc le membre de marche **n-1= 8 marches.**

IV-3-2-2/ Dimensionnement des marches et contre marches :

a/ Etude d'un type d'escalier (à une seule volée)

$$H = n \times h \rightarrow h = H/n.$$

$$L = (n-1).g \rightarrow g=L/ (n-1).$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m+ L + 2H) n + 2H = 0 \dots\dots\dots(2)$$

Avec : $m=64$ et $H=2,90/2=145 \text{ cm}$ et $L= 3,10\text{cm}$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 688n + 324 = 0$$

La solution de l'équation est : **n= 9 contre marches**

Donc le membre de marche **n-1= 8 marches.**

Puis : $h = H/n = 152,5/9 = 16,94$ cm

Donc on prend $h = 17$ cm.

$g+2h = 64$ donc $g = 30$ cm.

D'après la formule de BLONDEL on a :

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

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm et } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

Donc l'inégalité vérifie.

On a 8 marches avec $g = 30$ cm et $h = 17$ cm.

$$\tan \alpha = 17/30 = 0,567 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b/ Epaisseur de la paillasse (ep):

$$L/30 \leq e_v \leq L/20 \rightarrow L = l / \cos \alpha = 2,76 \text{ m}$$

$$276/30 \leq e_v \leq 276/20 \quad 9,20 \text{ cm} \leq e_v \leq 13,80 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $e_v = 13$ cm.

C / Epaisseur de palier (ep):

$$e_p = e_v / \cos \alpha = 13/0,87 = 14,94 \text{ cm.}$$

Donc on prend : $e_p = 15$ cm.

IV-3-3/ Evaluation des charges et des surcharges pour l'escalier:

a/ Paillasse :

Tableau IV.1 : Evaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

N°	Désignation	Ep (m)	Densité KN / m ³	Poids KN / m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,40
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Revêtement en carrelage vertical Rh x h/g	0,02	20	0,23
5	Mortier de ciment vertical e _p h x h/g	0,02	20	0,23
6	Poids propre de la paillasse e _p x 25/ cos α	0,13	25	3,74
7	Poids propre des marches h/2 x 22	/	22	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en ciment 1,8x0,1/cos α	0,018	10	0,23

- Charge permanente : $G = 7,56 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$
- $q_{u1} = (1,35G+1,5Q).1\text{m} = 13,96 \text{ KN/ml}$
- $q_{ser1} = (G+Q).1\text{m} = 10,06 \text{ KN/m}$

b) Palier :

Tableau IV.2 : Evaluation des charges et des surcharges pour le palier.

N°	Désignation	Ep (m)	Densité KN /m ³	Poids KN /m ²
1	Poids propre du palier ep x 25	0,15	20	3,75
2	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	20	0,40
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit en ciment	0,02	10	0,2

- charge permanente : $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$
- surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$
- $Q_{U2} = (1,35 G+1,5 Q) = 10,65 \text{ KN/ml}$
- $Q_{ser2} = (G+Q).1\text{m} = 7,61 \text{ KN/ml.}$

Calcul des sollicitations :

Schéma statique :

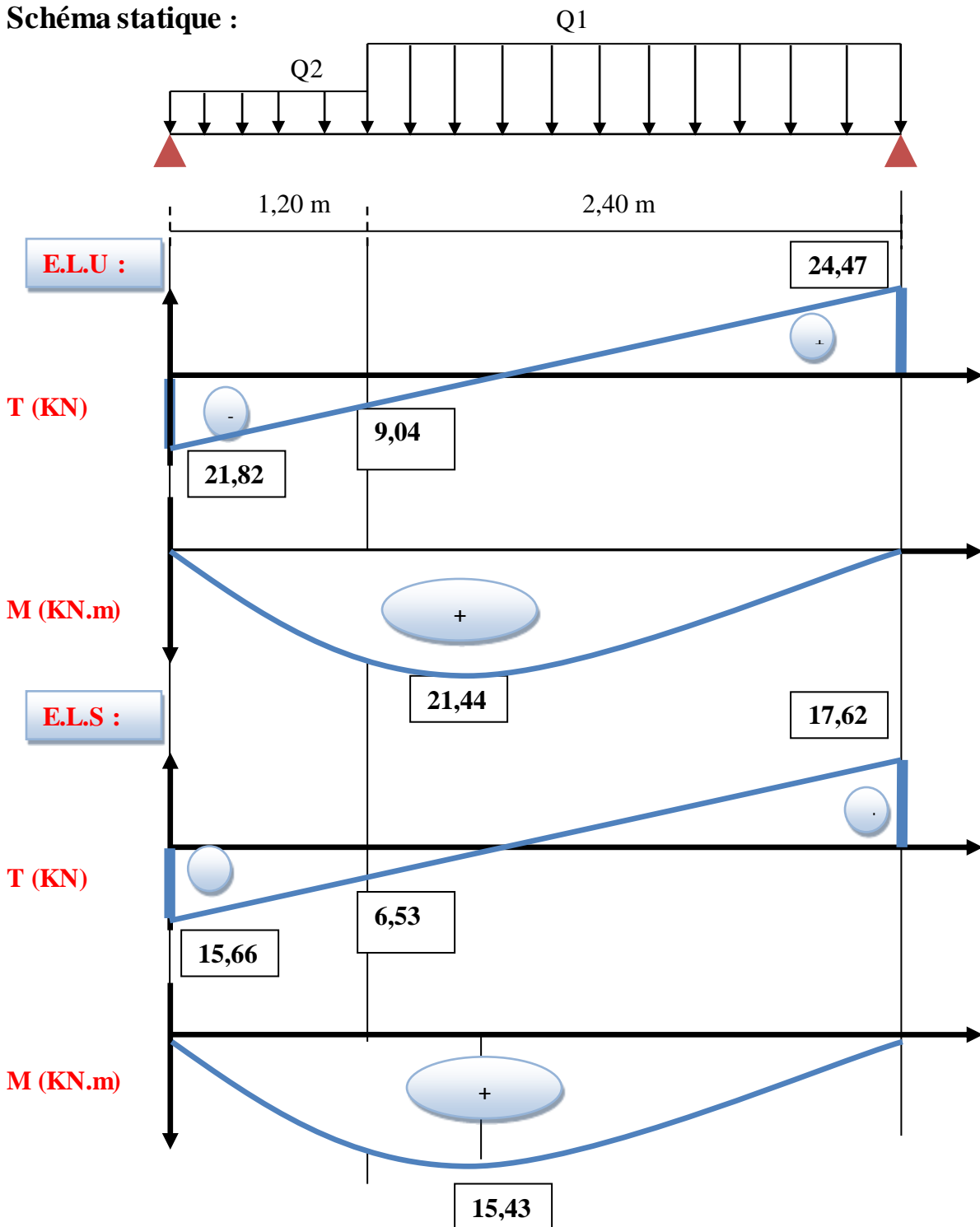


Figure IV.7 : Diagramme des efforts tranchant et des moments.

IV-3-4/ Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait manuellement et selon les conditions d'appuis : poutre simplement appuyée ou plus au moins encastree. ($0.85M_0$ en travée et $0.5M_0$ en appuis).

IV-3-4-1/ en E.L.U :**IV-3-4-1-1/ En travée :** $h = 0,13 \text{ m}$; $b = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,11 \text{ m}$

$$M_{ut} = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 21,44 = 18,224 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = \mathbf{18,224 \text{ KN.m.}}$$

$$\mu_u = M_{u \max} / (b \cdot d^2 \cdot F_{bc})$$

$$\mu_u = 18,224 \times 10^3 / ((100 \times (11)^2 \times 14,17) = 0,11$$

$\mu_u = 0,11 < 0,259$ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,146.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,104 \text{ m.}$$

$$A_{st} = M_{u \max} / Z \cdot \sigma_s = 4,03 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = \mathbf{4,71 \text{ cm}^2} = \mathbf{6T10/ml}$

Espacement de 15 cm.

a / Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 4,71/4 = \mathbf{1,18 \text{ cm}^2}.$$

Donc on adopte : $A_r = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} = \mathbf{2T10/ml}$

b / En appuis : $h = 0,15 \text{ m}$; $b = 1,00 \text{ m}$; $d = 0,13 \text{ m}$

$$M_{ut} = 0,5M_{\max} = 0,5 \times 18,224 = 9,112 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ut} = \mathbf{9,112 \text{ KN.m.}}$$

$$\mu_u = M_{u \max} / (b \cdot d^2 \cdot F_{bc})$$

$$\mu_u = 25,205/1 \times (13)^2 \times 14,17 = 0,038$$

$\mu_u = 0,038 < 0,259$ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,149$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,048 \text{ m.}$$

$$A_{st} = M_{u \max} / (Z \cdot \sigma_s) = 4,36 \text{ cm}^2$$

Donc On adopte : $A_{st} = \mathbf{4,71 \text{ cm}^2} = \mathbf{6T10/ml}$

Espacement de 15 cm.

c / Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 4,71/4 = \mathbf{1,178 \text{ cm}^2}.$$

Donc on adopte : $A_r = \mathbf{1,57 \text{ cm}^2} = \mathbf{2T10/ml}.$

Espacement de 15 cm.

d / Section minimum RPA 99 V 2003 :

IV-3-4-1-2/ En travée

$$A_{st} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 13 = 6,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc On considère : } A_{st} = 6,28 \text{ cm}^2 = 8\text{T10/ml.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 6,28/4 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc on considère : } A_r = 1,57 \text{ cm}^2 = 2\text{T10/ml.}$$

IV-3-4-1-3/ En appuis :

$$A_{st} = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 100 \times 15 = 7,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc On considère : } A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2 = 7\text{T12/ml.}$$

a / Armature de répartition :

$$A_r = A_{st} / 4 = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc On adopte : } A_r = 2,36 \text{ cm}^2 = 3\text{T10/ml}$$

b / Section minimum RPA99V2003

$$A_{st} = 0.005 * b * h = 0.005 * 100 * 15 = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on considère } A_{st} = 7\text{T12/ml} = 7.92 \text{ cm}^2$$

Espacement = 15 cm.

c / Armature de répartition:

$$A_r = A_{st}/4 = 7,92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\text{T10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

IV-3-4-2/ Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{24,47}{0,11 \times 1 \times 1000} = 0,22 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,2 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 4,00 \text{ MPa.} \text{ (fissuration. préjudiciable)}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,20 \text{ MPa} < 4,00 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

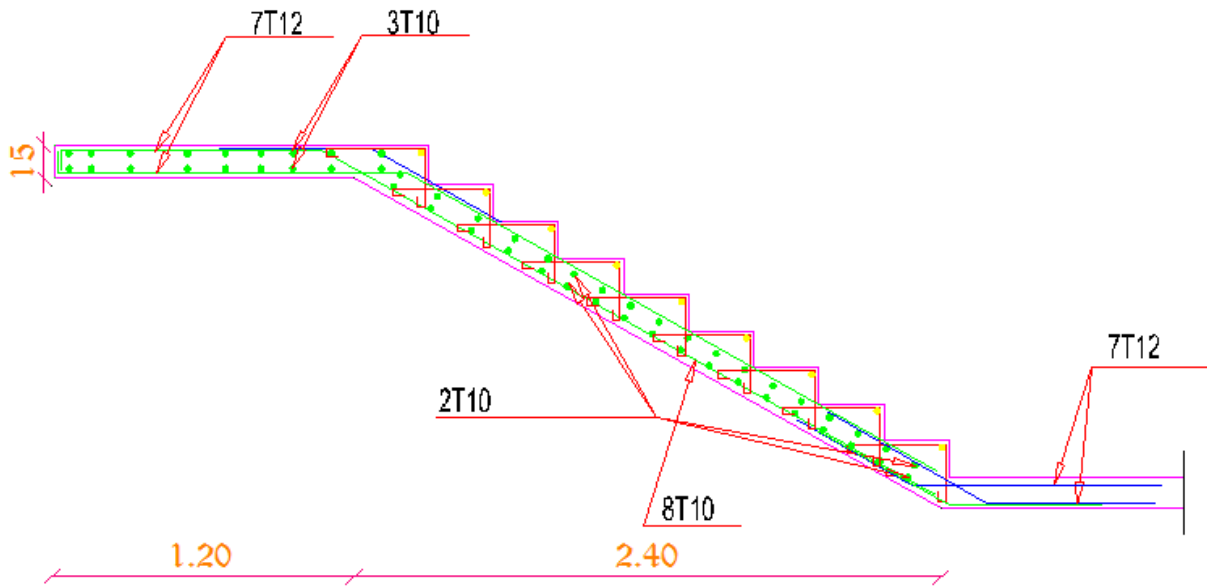


Figure IV.8 : Coupe ferrailage d'escalier

IV-4 / Ascenseur

IV-4-1/ Introduction

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à 3 étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériel.

- D'après les normes françaises NF P82-208 pour une surface de 1,045 m² on a une charge nominale égale à 400 kg.
- La dalle en béton armé d'épaisseur e = 20 cm supporte la machine.
- La vitesse adoptée pour l'ascenseur v = 0,63m/s.
- Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques, dont les dimensions des cabines sont présentées dans le tableau suivant :

IV-4-2/ Les Dimensions d'ascenseur :

Tableau IV.3 : les dimensions d'ascenseur.

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Surface utile.	0,70 m ²
La Largeur.	1,10 m

La Hauteur.	2,20 m
La longueur.	0,95 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

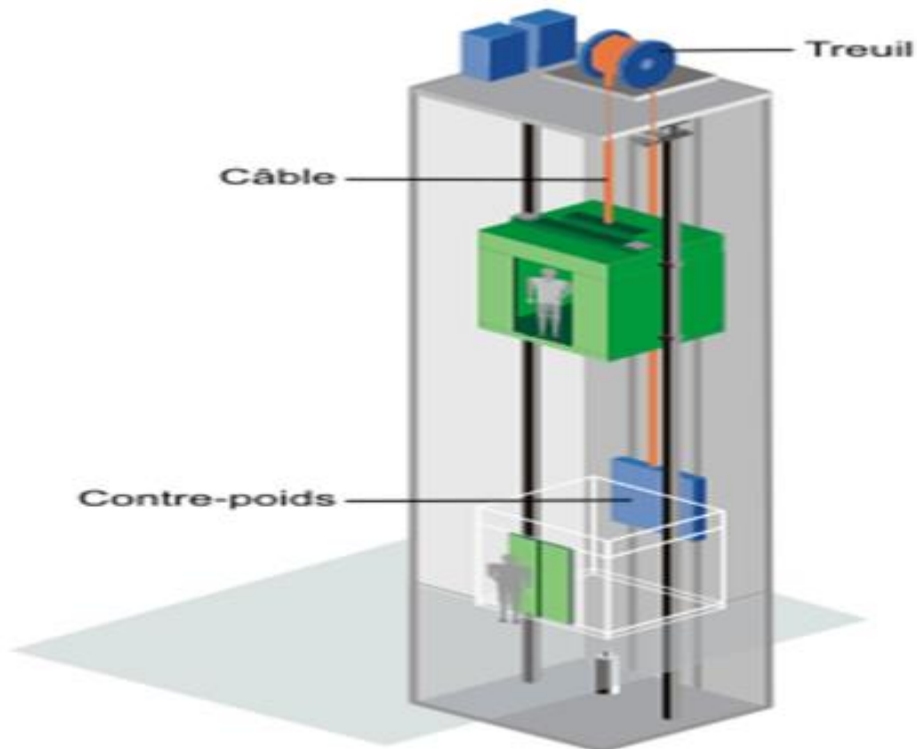


Figure IV.9 : schéma d'ascenseur.

IV-4-3/ Calcul des Charges.

IV-4-3-1/ La Charge Permanente

a / Masse de surface totale des cotes :

$$S = (0,95 \times 2 + 1,10) \times 2,20 = 6,60 \text{ m}^2.$$

$$P = 11,50 \text{ kg/ m}^2.$$

$$M_1 = 11,50 \times 6,60 \times 1,10 = 83,49 \text{ kg.}$$

b / Masse du plancher :

$$S = 0,95 \times 1,10 = 1,045 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 1,045 \times 110 = 114,95 \text{ kg.}$$

c / Masse du toit :

$$M_3 = 20 \times 1,045 = 20,9 \text{ kg.}$$

d / Masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + 80 \times 1,10 = 148,0 \text{ kg.}$$

e / Masse de parachute a prise amortie :

$$M_5 = 100 \text{ kg.}$$

f / Masse des accessoires :

$$M_6 = 80 \text{ kg.}$$

g / Masse des poulies de mouflage (30 kg par poulie) :

$$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg.}$$

h / Masse de la porte de la cabine :

$$S = 2,0 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2.$$

$$M_8 = 1,6 \times 25 + 80 = 120,0 \text{ kg.}$$

Le poids mort = le poids de cabine + le poids des accessoires + le poids de revêtement :

$$P_m = \sum M_i = 727,340 \text{ kg.}$$

i / Masse des câbles : On a deux poulies ; donc on aura 4 câbles :

$$\frac{D_{\text{POULIE}}}{D_{\text{CABLE}}} = 45.$$

$$\frac{500}{D_{\text{CABLE}}} = 45 \Rightarrow D_{\text{CABLE}} = \frac{500}{45} = 11,11 \text{ mm .}$$

$$L_{\text{câble}} = H_{\text{total}} - H_{\text{câble}} = 30,50 - 2,20 = 28,30 \text{ m}$$

$$M_9 = n \cdot L \cdot \text{masse de câble /m} = 4 \times 28,30 \times 0,396 = 44,83 \text{ kg.}$$

j / Masse de contre poids :

$$P_p = P_m + Q/2 = 727,34 + 400/2 = 927,34 \text{ kg.}$$

k / Masse de treuil en haut + moteur TR :

$$M_{11} = 1200 \text{ kg.}$$

Finalement, la charge permanente totale de l'ascenseur est égale :

$$G = P_m + P_{\text{câble}} + TR + P_p = 727,34 + 44,83 + 1200 + 927,34.$$

$$G = 2899,51 \text{ kg.}$$

IV-4-3-2/ La Charge d'Exploitation

$$Q = 400 \text{ kg.}$$

Combinaisons de Charge

$$\checkmark \text{ ELU : } Q_U = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 45,14 \text{ KN.}$$

$$\checkmark \text{ ELS : } Q_S = G + Q = 33,00 \text{ KN.}$$

IV-4-4/ Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur « **moteur à 4 appuis** », chaque appuis prend un quart ($1/4$) de la charge totale.

$$Q_{U \text{ appuis}} = Q_U / 4 = 11,29 \text{ KN.}$$

$Q_{U \text{ appuis}}$: La Charge concentrée développe un effort tranchant en chaque point de la dalle et d'après le **BAEL91**; on vérifier :

$$\tau_u \leq 0,045 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{Q_u}{U_c \cdot H} ; \text{ Avec : } U_c = 0,3 \times 4 = 1,20 \text{ m.}$$

$$H = 0,20 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{11,29}{1,20 \times 0,20} = 47,04 \text{ KN/m}^2.$$

$$\tau_u = 0,047 \text{ MPa} < 0,045 \frac{25}{1,5} = 0,750 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Donc la dalle résiste au poinçonnement.

IV-4-5/ Calcul des Sollicitations

Etude de la Dalle Sous la Charge Concentrée

Par les abaques de PIGEAUD :

IV-4-5-1/ A l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0,20 + 2,05 \times 2,30 = 5,00 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle de } 1\text{m}^2)$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$$q_u = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie sur une bande de } 1\text{m)}$$

$$P_u = 1.35 \times 29 = 39,15 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage)}$$

IV-4-6/ Etude de la dalle machine :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

IV-4-6-1/ Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité v_u le poids de la machine.

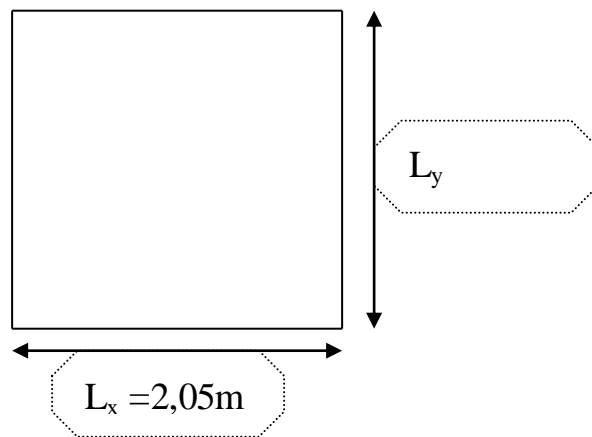


Figure IV.9 : Schéma de la dalle machine

Nous avons deux conditions à vérifier :

a/ Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{205}{40} \leq e \leq \frac{205}{50} \Rightarrow 4,10 \text{ cm} \leq e \leq 5,12 \text{ cm}$$

b / Condition de l'E.N.A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e = 25cm$

IV-4-6-2/ Détermination des charges et surcharges :

a/ Charges permanentes :

- Poids de la dalle machine supportée.....50,00 KN/m²
 - $G_{dalle} = 25 \times 0,25 = 6,25 \text{ KN/m}^2$ (poids propre de la dalle de 1m²)
- G = 56,25 KN.m**

b / Surcharge d'exploitation

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

Combinaison de charges :

$$\text{E.L.U} : q_u=1,35G+1,5Q=77,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}}=G+Q=57,25 \text{ KN/m}^2$$

IV-4-6-3/Calcul des efforts [RPA99V2003]

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

$$\rho = L_x / L_y = 0,89$$

$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

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

$$M_y = \mu_y M_x$$

On 'a : $\rho = 0,89$; $v = 0$ à L'ELU.

$$\Rightarrow \mu_x = 0,0466 \quad ; \quad \mu_y = 0,7635$$

$$\text{Donc : } M_x = 11,21 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 8,56 \text{ KN.m.}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

a/ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 9,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 7,28 \text{ KN.m}$$

b / Moments sur appuis:

$$M_{ax} = 0,3M_x = 2,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3M_y = 2,18 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_{ax} (M_{ax} ; M_{ay}) = 2,86 \text{ KN.m}$$

IV-4-7/Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

IV-4-7-1/Ferrailage en travée :**a / Dans le sens « Lx » :**

On a: $b=100$ cm; $h=25$ cm; $d=0,9h=22,5$ cm ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPa ; $\sigma_s=435$ MPa

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{9,53 \times 10^3}{14,2 \cdot 1 \cdot 22,5^2} = 0,013 \quad \mu < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,016$$

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

$$Z = \beta \cdot d = 0,994 \times 0,225 = 0,224 \text{ m.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{9,53 \times 10^3}{435 \cdot 0,224} = 97,80 \text{ mm}^2 = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

b / Sens y-y :

En travée : $M_t = 7,28 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{7,28 \times 10^3}{14,2 \cdot 1 \cdot 22,5^2} = 0,01 \quad \mu < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,995$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,983 \times 0,225 = 0,224 \text{ m.}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{7,28 \times 10^3}{435 \cdot 0,224} = 74,71 \text{ mm}^2 = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sur-appui : $M_a = 2,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{2,86 \times 10^3}{14,2 \cdot 1 \cdot 22,5^2} = 0,004 \quad \mu < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,998 \times 0,136 = 0,225 \text{ m.}$$

$$A_{ta} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot z} = \frac{2,86 \times 10^3}{435 \cdot 0,225} = 29,22 \text{ mm}^2 = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

IV-4-7-2/ Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0,23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{F_e} = 0,23 \cdot \frac{100 \cdot 22,5 \cdot 2,1}{500} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} > (A_{s_{xa}} ; A_{s_{ya}} ; A_{s_{at}}).$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

IV-4-7-3/ Espacement maximal des armatures :

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

$$e \leq \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq \min (45; 33\text{cm})$$

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

On adopte 4T10 / ml ; A = 3,14 cm²/ml

IV-4-7-4/ Vérification de la résistance de vis-à-vis au cisaillement :

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{77,44 \cdot 2,05 \cdot 2,30}{(2 \cdot 2,30) + 2,05} = 54,91 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{77,44 \cdot 2,05 \cdot 2,30}{(3 \cdot 2,3)} = 52,92 \text{ KN}$$

$$\tau_x = \frac{V_x}{b \cdot d_x} = \frac{54,91 \cdot 10^3}{1000 \cdot 2,03} = 0,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{b \cdot d_y} = \frac{52,92 \cdot 10^3}{1000 \cdot 2,38} = 0,02 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$

$$\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}.$$

Alors τ_x et τ_y inférieur a $\tau_u \Rightarrow$ condition vérifier.

IV-4-7-5/ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_T}{20M_X} = \frac{25}{205} \geq \frac{9,53}{20 \cdot 11,21} = 0,12 \leq 0,04 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ a } \frac{1}{35} = 0,12 \geq 0,037 \text{ a } 0,028 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} = 0,0002 \leq 0,004 \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

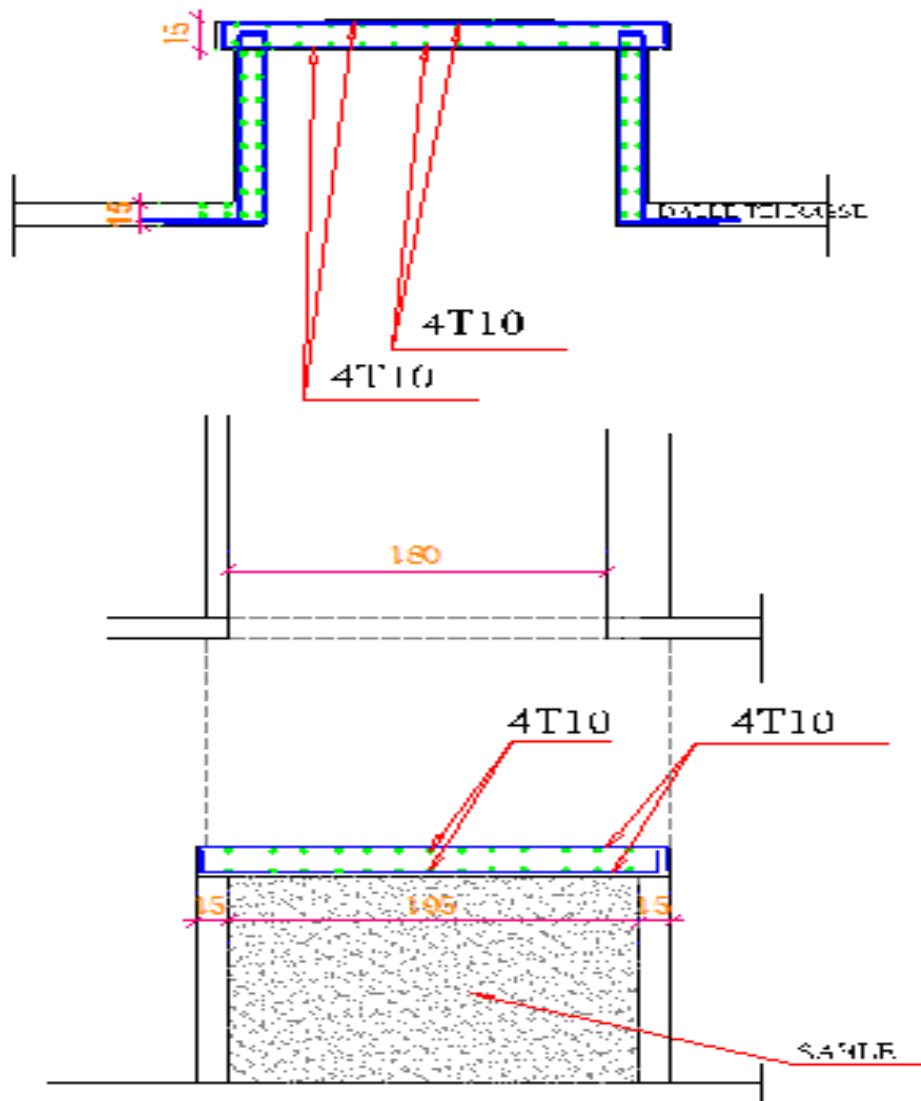


Figure IV.10 : Coupe ferrailage de la dalle d'ascenseur.



Chapitre V



ETUDE DES PLANCHERS

V-1 / Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer la dalle pleine comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

V-2 / Principe de calcul :

Une dalle pleine est une plaque horizontale porteuse en béton armé, d'épaisseur 8 à 16 cm. 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 $1,25M_0$ dans les deux directions :

$$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

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.

V-3 / Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

On distingue deux cas :

V-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 :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$$

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 ($b = 1\text{m}$) 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 :**

$$M_t = \frac{ql_x^2}{10} = 0,80M_0$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_{ta} = \frac{ql_x^2}{10} = -0,50M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql_x^2}{10}$$

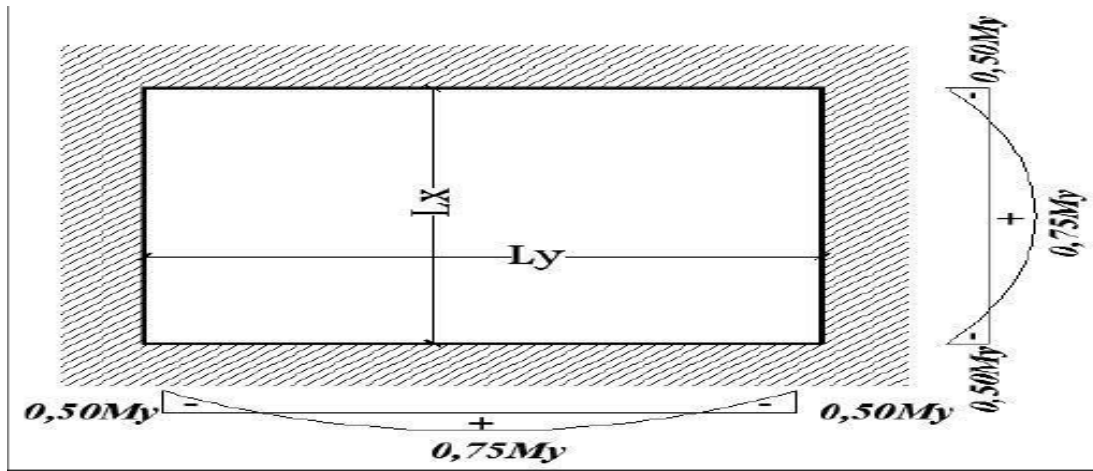
V-3-2/ Dalle portant dans deux directions :

Dite dalle sur quatre appuis, elle porte dans deux direction, lorsque les deux conditions sont vérifier :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,4 \leq \alpha < 1$$

D'après l'article (A.8.2, 32) du **BAEL 91** modif **99**, Les dalles rectangulaires encastées (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'encastement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, **0,85** M_0 et **0,75** M_0 . Les moments d'encastement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.



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

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 ; μ):

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot ql_x^2 & \text{(Suivant le sens de } L_x) \\ M_y = \mu_y \cdot M_x & \text{(Suivant le sens de } L_y) \end{cases}$$

μ : coefficient de poisson

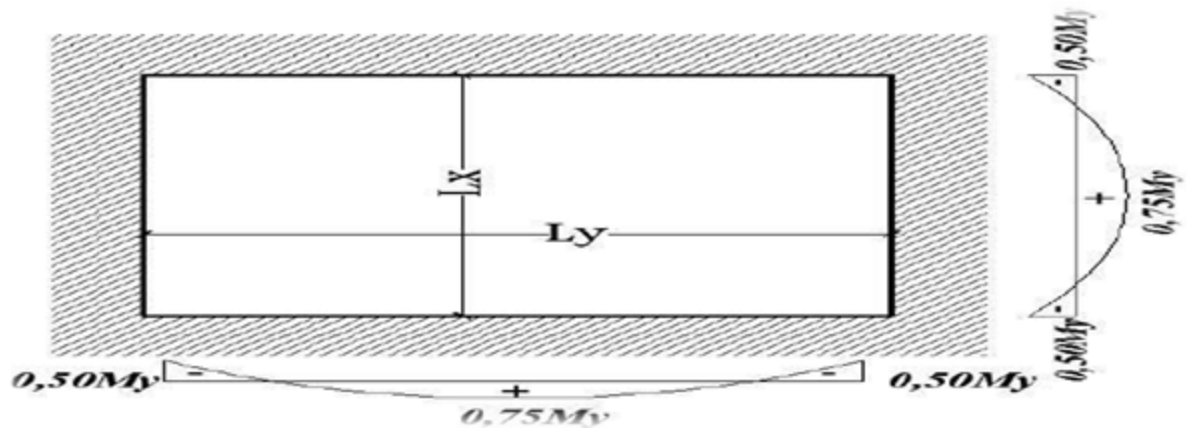
$\mu = 0,2$ (pour un béton non fissuré a l'ELS)

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

V -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 :

V-4-1/ Panneau considéré continu au-delà de ses appuis :



FigV.2: Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.

Suivant le sens (x) :

✓ $M_{tx} = 0,75M_x$ (en travée)

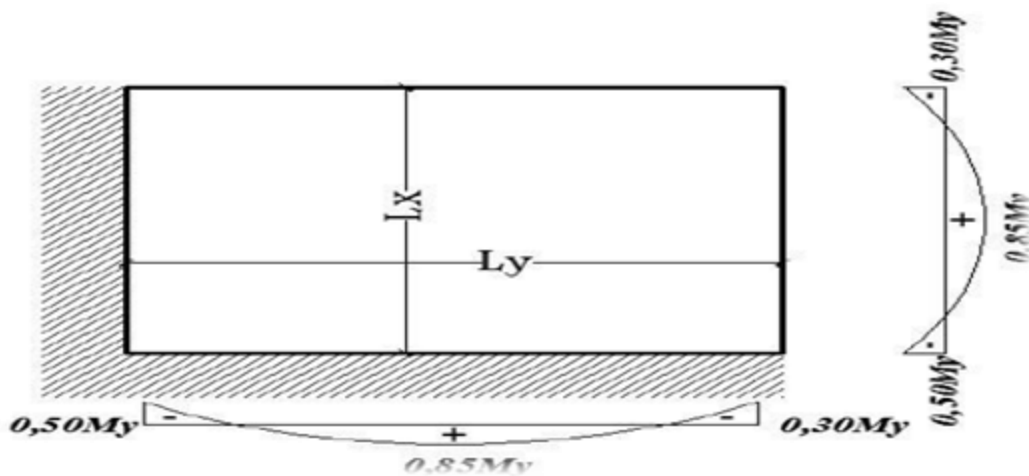
✓ $M_{ax} = -0,50M_x$ (en appuis)

Suivant le sens (y) :

✓ $M_{ty} = 0,75M_y$ (en travée)

✓ $M_{ay} = -0,50M_y$ (en appuis)

V-4-2/ Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :



FigV.3: Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis.

Suivant le sens (X) :

✓ $M_{tx} = 0,85M_x$ (en travée)

✓ $M_{ax} = -0,30M_x$ (en appuis de rive)

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

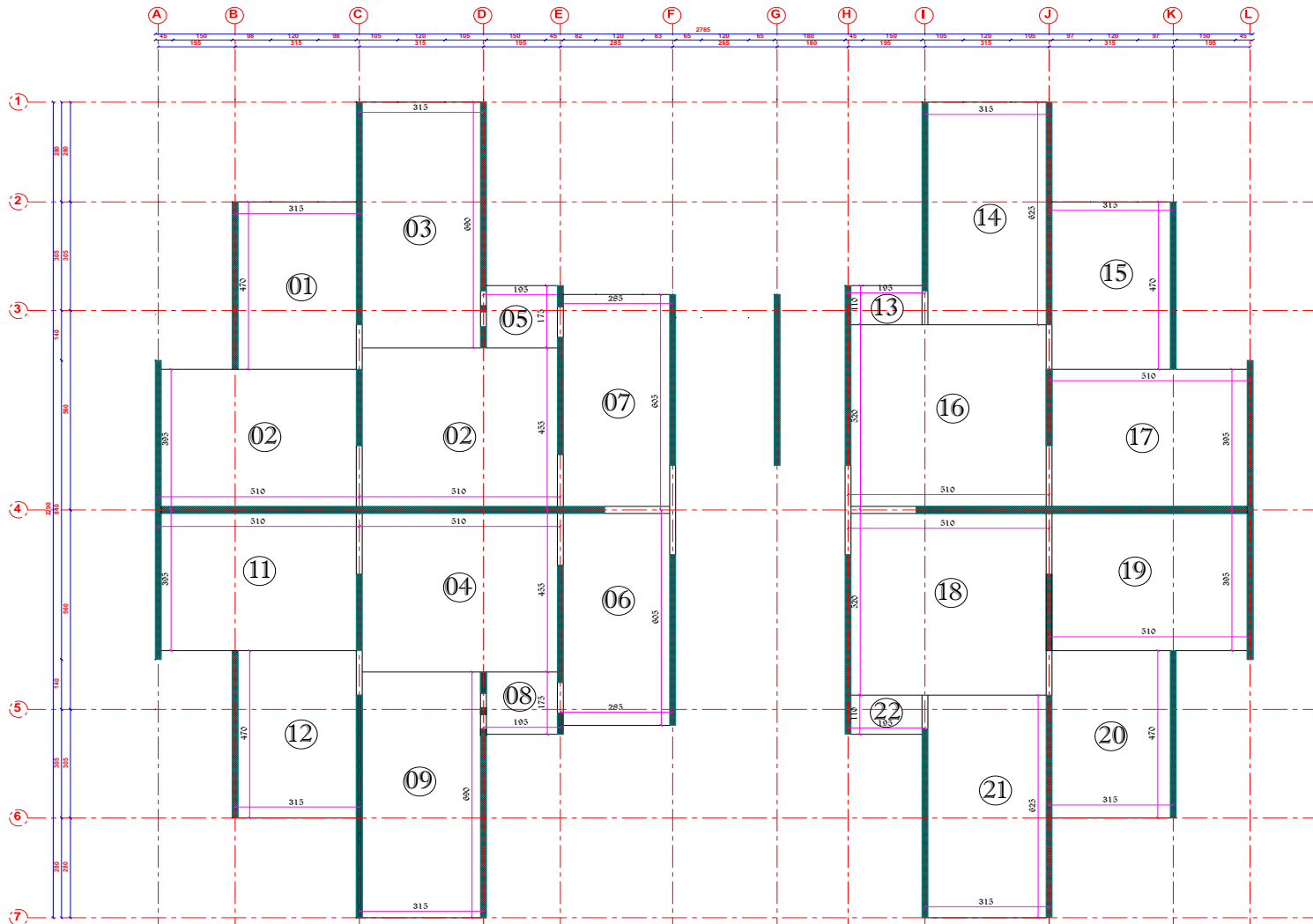
Suivant le sens (y) :

✓ $M_{ty} = 0,85M_y$ (en travée)

✓ $M_{ax} = -0,30M_x$ (en appuis de rive)

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

Distribution des panneaux de la dalle sur le plan :



FigureV.4 : Distribution des panneaux de la dalle sur le plan.

Tableau récapitulatif des moments fléchissant : Plancher terrasse inaccessible : ELU

Tableau V.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher terrasse inaccessible en ELU

panneau	lx	ly	α	Q	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{Tx}	M_{Ty}	M_{ax}	M_{ay}
1	3,150	4,700	0,670	11,463	0,068	0,436	7,734	3,372	6,574	2,866	3,867	1,686
2	3,950	5,100	0,775	11,463	0,056	0,595	10,016	5,959	8,513	5,065	5,008	2,980
3	3,150	6,900	0,457	11,463	0,095	0,250	10,805	2,701	9,185	2,296	5,403	1,351
4	4,550	5,100	0,892	11,463	0,046	0,778	10,916	8,493	9,279	7,219	5,458	4,246
5	1,750	1,950	0,897	11,463	0,046	0,778	1,615	1,256	1,373	1,068	0,807	0,628
6	2,850	6,050	0,471	11,463	0,095	0,250	8,845	2,211	7,518	1,880	4,423	1,106
7	2,850	6,050	0,471	11,463	0,095	0,250	8,845	2,211	7,518	1,880	4,423	1,106
8	1,750	1,950	0,897	11,463	0,046	0,778	1,615	1,256	1,373	1,068	0,807	0,628
9	3,150	6,900	0,457	11,463	0,095	0,250	10,805	2,701	9,185	2,296	5,403	1,351
10	4,550	5,100	0,892	11,463	0,046	0,778	10,916	8,493	9,279	7,219	5,458	4,246
11	3,950	5,100	0,775	11,463	0,056	0,595	10,016	5,959	8,513	5,065	5,008	2,980
12	3,150	4,700	0,670	11,463	0,068	0,436	7,734	3,372	6,574	2,866	3,867	1,686
13	1,100	1,950	0,564	11,463	0,081	0,305	1,123	0,343	0,955	0,291	0,562	0,171
14	3,150	6,250	0,504	11,463	0,088	0,250	10,009	2,502	8,508	2,127	5,005	1,251
15	3,150	4,700	0,670	11,463	0,068	0,436	7,734	3,372	6,574	2,866	3,867	1,686
16	5,100	5,200	0,981	11,463	0,037	1,000	11,032	11,032	9,377	9,377	5,516	5,516
17	3,950	5,100	0,775	11,463	0,056	0,595	10,016	5,959	8,513	5,065	5,008	2,980
18	5,100	5,200	0,981	11,463	0,037	1,000	11,032	11,032	9,377	9,377	5,516	5,516
19	3,950	5,100	0,775	11,463	0,056	0,595	10,016	5,959	8,513	5,065	5,008	2,980
20	3,150	4,700	0,670	11,463	0,068	0,436	7,734	3,372	6,574	2,866	3,867	1,686
21	3,150	6,250	0,504	11,463	0,088	0,250	10,009	2,502	8,508	2,127	5,005	1,251
22	1,100	1,950	0,564	11,463	0,081	0,305	1,123	0,343	0,955	0,291	0,562	0,171

Plancher terrasse inaccessible : ELS*Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher terrasse inaccessible en ELS.*

panneau	lx	ly	α	Q	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{Tx}	M_{Ty}	M_{ax}	M_{ay}
1	3,150	4,700	9,923	0,670	8,880	0,078	0,546	6,873	3,753	5,842	3,190	3,436
2	3,950	5,100	15,603	0,775	8,880	0,066	0,671	9,158	6,145	7,784	5,223	4,579
3	3,150	6,900	9,923	0,457	8,880	0,106	0,323	9,340	3,017	7,939	2,564	4,670
4	4,550	5,100	20,703	0,892	8,880	0,053	0,835	9,780	8,166	8,313	6,941	4,890
5	1,750	1,950	3,063	0,897	8,880	0,053	0,835	1,447	1,208	1,230	1,027	0,723
6	2,850	6,050	8,123	0,471	8,880	0,103	0,340	7,429	2,526	6,315	2,147	3,715
7	2,850	6,050	8,123	0,471	8,880	0,103	0,340	7,429	2,526	6,315	2,147	3,715
8	1,750	1,950	3,063	0,897	8,880	0,053	0,835	1,447	1,208	1,230	1,027	0,723
9	3,150	6,900	9,923	0,457	8,880	0,106	0,323	9,340	3,017	7,939	2,564	4,670
10	4,550	5,100	20,703	0,892	8,880	0,053	0,835	9,780	8,166	8,313	6,941	4,890
11	3,950	5,100	15,603	0,775	8,880	0,066	0,671	9,158	6,145	7,784	5,223	4,579
12	3,150	4,700	9,923	0,670	8,880	0,078	0,546	6,873	3,753	5,842	3,190	3,436
13	1,100	1,950	1,210	0,564	8,880	0,092	0,425	0,992	0,421	0,843	0,358	0,496
14	3,150	6,250	9,923	0,504	8,880	0,100	0,367	8,811	3,234	7,490	2,749	4,406
15	3,150	4,700	9,923	0,670	8,880	0,078	0,546	6,873	3,753	5,842	3,190	3,436
16	5,100	5,200	26,010	0,981	8,880	0,046	0,969	10,555	10,228	8,972	8,694	5,278
17	3,950	5,100	15,603	0,775	8,880	0,066	0,671	9,158	6,145	7,784	5,223	4,579
18	5,100	5,200	26,010	0,981	8,880	0,046	0,969	10,555	10,228	8,972	8,694	5,278
19	3,950	5,100	15,603	0,775	8,880	0,066	0,671	9,158	6,145	7,784	5,223	4,579
20	3,150	4,700	9,923	0,670	8,880	0,078	0,546	6,873	3,753	5,842	3,190	3,436
21	3,150	6,250	9,923	0,504	8,880	0,100	0,367	8,811	3,234	7,490	2,749	4,406
22	1,100	1,950	1,210	0,564	8,880	0,092	0,425	0,992	0,421	0,843	0,358	0,496

Plancher étage courant : ELU

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher étage courant en ELU.

panneau	lx	ly	α	Q	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{Tx}	M_{Ty}	M_{ax}	M_{ay}
1	3,150	4,700	0,670	10,000	0,068	0,436	6,747	2,942	5,735	2,501	3,374	1,471
2	3,950	5,100	0,775	10,000	0,056	0,595	8,737	5,199	7,427	4,419	4,369	2,599
3	3,150	6,900	0,457	10,000	0,095	0,250	9,426	2,357	8,012	2,003	4,713	1,178
4	4,550	5,100	0,892	10,000	0,046	0,778	9,523	7,409	8,095	6,298	4,762	3,705
5	1,750	1,950	0,897	10,000	0,046	0,778	1,409	1,096	1,197	0,932	0,704	0,548
6	2,850	6,050	0,471	10,000	0,095	0,250	7,716	1,929	6,559	1,640	3,858	0,965
7	2,850	6,050	0,471	10,000	0,095	0,250	7,716	1,929	6,559	1,640	3,858	0,965
8	1,750	1,950	0,897	10,000	0,046	0,778	1,409	1,096	1,197	0,932	0,704	0,548
9	3,150	6,900	0,457	10,000	0,095	0,250	9,426	2,357	8,012	2,003	4,713	1,178
10	4,550	5,100	0,892	10,000	0,046	0,778	9,523	7,409	8,095	6,298	4,762	3,705
11	3,950	5,100	0,775	10,000	0,056	0,595	8,737	5,199	7,427	4,419	4,369	2,599
12	3,150	4,700	0,670	10,000	0,068	0,436	6,747	2,942	5,735	2,501	3,374	1,471
13	1,100	1,950	0,564	10,000	0,081	0,305	0,980	0,299	0,833	0,254	0,490	0,149
14	3,150	6,250	0,504	10,000	0,088	0,250	8,732	2,183	7,422	1,856	4,366	1,091
15	3,150	4,700	0,670	10,000	0,068	0,436	6,747	2,942	5,735	2,501	3,374	1,471
16	5,100	5,200	0,981	10,000	0,037	1,000	9,624	9,624	8,180	8,180	4,812	4,812
17	3,950	5,100	0,775	10,000	0,056	0,595	8,737	5,199	7,427	4,419	4,369	2,599
18	5,100	5,200	0,981	10,000	0,037	1,000	9,624	9,624	8,180	8,180	4,812	4,812
19	3,950	5,100	0,775	10,000	0,056	0,595	8,737	5,199	7,427	4,419	4,369	2,599
20	3,150	4,700	0,670	10,000	0,068	0,436	6,747	2,942	5,735	2,501	3,374	1,471
21	3,150	6,250	0,504	10,000	0,088	0,250	8,732	2,183	7,422	1,856	4,366	1,091
22	1,100	1,950	0,564	10,000	0,081	0,305	0,980	0,299	0,833	0,254	0,490	0,149

Plancher étage courant : ELS

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la Plancher étage courant en ELS.

panneau	lx	ly	α	Q	μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}	M_{Tx}	M_{Ty}	M_{ax}	M_{ay}
1	3,150	4,700	9,923	0,670	7,240	0,078	0,546	5,603	3,059	4,763	2,601	2,802
2	3,950	5,100	15,603	0,775	7,240	0,066	0,671	7,467	5,010	6,347	4,259	3,733
3	3,150	6,900	9,923	0,457	7,240	0,106	0,323	7,615	2,460	6,473	2,091	3,807
4	4,550	5,100	20,703	0,892	7,240	0,053	0,835	7,974	6,658	6,778	5,660	3,987
5	1,750	1,950	3,063	0,897	7,240	0,053	0,835	1,180	0,985	1,003	0,837	0,590
6	2,850	6,050	8,123	0,471	7,240	0,103	0,340	6,057	2,059	5,149	1,751	3,029
7	2,850	6,050	8,123	0,471	7,240	0,103	0,340	6,057	2,059	5,149	1,751	3,029
8	1,750	1,950	3,063	0,897	7,240	0,053	0,835	1,180	0,985	1,003	0,837	0,590
9	3,150	6,900	9,923	0,457	7,240	0,106	0,323	7,615	2,460	6,473	2,091	3,807
10	4,550	5,100	20,703	0,892	7,240	0,053	0,835	7,974	6,658	6,778	5,660	3,987
11	3,950	5,100	15,603	0,775	7,240	0,066	0,671	7,467	5,010	6,347	4,259	3,733
12	3,150	4,700	9,923	0,670	7,240	0,078	0,546	5,603	3,059	4,763	2,601	2,802
13	1,100	1,950	1,210	0,564	7,240	0,092	0,425	0,809	0,344	0,687	0,292	0,404
14	3,150	6,250	9,923	0,504	7,240	0,100	0,367	7,184	2,636	6,106	2,241	3,592
15	3,150	4,700	9,923	0,670	7,240	0,078	0,546	5,603	3,059	4,763	2,601	2,802
16	5,100	5,200	26,010	0,981	7,240	0,046	0,969	8,606	8,339	7,315	7,088	4,303
17	3,950	5,100	15,603	0,775	7,240	0,066	0,671	7,467	5,010	6,347	4,259	3,733
18	5,100	5,200	26,010	0,981	7,240	0,046	0,969	8,606	8,339	7,315	7,088	4,303
19	3,950	5,100	15,603	0,775	7,240	0,066	0,671	7,467	5,010	6,347	4,259	3,733
20	3,150	4,700	9,923	0,670	7,240	0,078	0,546	5,603	3,059	4,763	2,601	2,802
21	3,150	6,250	9,923	0,504	7,240	0,100	0,367	7,184	2,636	6,106	2,241	3,592
22	1,100	1,950	1,210	0,564	7,240	0,092	0,425	0,809	0,344	0,687	0,292	0,404

V-5/ Les étapes de calcul :**Distribution des panneaux de la dalle sur le plan :****Détermination du sens porteur des panneaux de la dalle :***Tableau V.5 : Détermination du sens porteur des panneaux des dalles*

Panneau	L_x (m)	L_y (m)	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\alpha \leq 0,4$	$0,4 < \alpha \leq 1$
01	3,15	4,70	0,67	-	OK
02	3,95	5,10	0,77	-	OK
03	3,15	6,90	0,46	-	OK
04	4,55	5,10	0,89	-	OK
05	1,75	1,95	0,90	-	OK
06	2,85	6,05	0,47	-	OK
07	2,85	6,05	0,47	-	OK
08	1,75	1,95	0,90	-	OK
09	3,15	6,90	0,46	-	OK
10	4,55	5,10	0,89	-	OK
11	3,95	5,10	0,77	-	OK
12	3,15	4,70	0,67	-	OK
13	1,10	1,95	0,56	-	OK
14	3,15	6,25	0,50	-	OK
15	3,15	4,70	0,67	-	OK
16	5,10	6,30	0,81	-	OK
17	3,95	5,10	0,77	-	OK
18	5,10	6,30	0,81	-	OK
19	3,95	5,10	0,77	-	OK
20	3,15	4,70	0,67	-	OK
21	3,15	6,25	0,50	-	OK
22	1,10	1,95	0,56	-	OK

V-6/ 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**).

$$\Phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}; \quad \text{avec } h_d = 15 \text{ cm} \quad \Phi_{max} \leq \frac{15}{10} = 1,50 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

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

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

- ✓ pour un plancher exposé aux intempéries : **a = 2 cm**
- ✓ pour un plancher non exposé aux intempéries : **a = 1 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 = 1cm).

$$\diamond \quad C_x = a + \frac{\Phi}{2} \quad C_x = (10 + \frac{8}{2}) = 14 \text{ mm}$$

$$\diamond \quad C_y = a + \frac{\Phi}{2} + \Phi \quad C_y = (10 + \frac{8}{2} + 8) = 22 \text{ mm}$$

Les hauteurs utiles :

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

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

V-7/ Calcul des sollicitations :**Combinaisons fondamentales :**

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

a/ Planchers terrasse :

$$\text{ELU : } P_u = 11,463 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = 8,38 \text{ KN/m}^2$$

b/ Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = 7,24 \text{ KN/m}^2.$$

V-8/ Calcul des moments fléchissant :

On évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite dimension; on dit que la dalle ne porte que dans un seul sens. Dans ces

conditions, on ne calcule que les armatures parallèles au côté L_x .

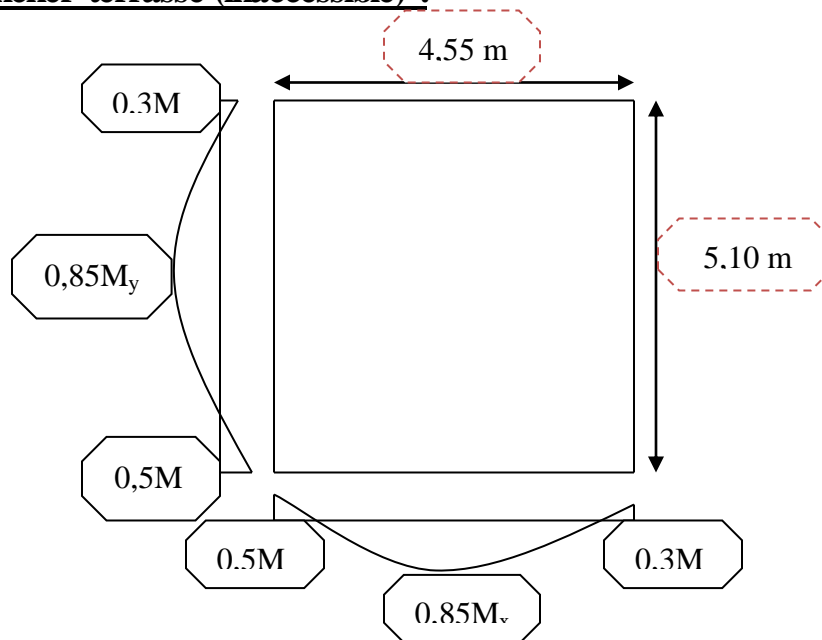
On est donc ramené à l'étude d'une poutre de section rectangulaire, de largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée L_x .

On prend comme exemple de calcul, le panneau le plus sollicité de dalle (4), et on adopte le calcul pour les autres panneaux.

Panneau dalle (3) : ($L_x = 4,55$ m ; $L_y = 5,10$ m)

A noté que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau (4) est considéré comme étant encasturé au niveau de ces appuis.

V-8-1/ Plancher terrasse (inaccessible) :



$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow \alpha = \frac{4,55}{5,10} = 0,89$$

$\Rightarrow 0,4 \leq \alpha < 1 \Rightarrow$ Le panneau porte sur deux directions.

➤ **ELU :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 7,38 + 1,5 \times 1,5) = 11,463 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \cdot$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$\Rightarrow \mu_x = 0,046 \quad ; \mu_y = 0,878$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,046 \times 11,463 \times (4,55)^2 = 10,916 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,878 \times 10,916 = 9,584 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 0,85 \times 10,916 = 9,279 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85. M_{oy} = 0,85 \times 9,584 = \mathbf{8,146 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ax} = 0,5. M_{0x} = 0,5 \times 10,916 = \mathbf{5,458 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ay} = 0,5. M_{0y} = 0,5 \times 9,584 = \mathbf{4,792 \text{ KN. m.}}$$

➤ **ELS :**

$$Q_{ser} = G + Q = 7,38 + 1,5 = \mathbf{8,880 \text{ KN/m}^2}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 .$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$\Rightarrow \mu_x = \mathbf{0,046} \quad ; \mu_y = \mathbf{0,878}$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,046 \times 8,880 \times (4,55)^2 = \mathbf{8,457 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,878 \times 8,457 = \mathbf{7,425 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{tx} = 0,85. M_{0x} = 0,85 \times 8,457 = \mathbf{7,188 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ty} = 0,85. M_{oy} = 0,85 \times 7,425 = \mathbf{6,311 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ax} = 0,5. M_{0x} = 0,5 \times 8,457 = \mathbf{4,229 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ay} = 0,5. M_{0y} = 0,5 \times 7,425 = \mathbf{3,713 \text{ KN. m.}}$$

V-8-2/ Plancher étage courant :

➤ **ELU :**

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) = (1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 1,50) = \mathbf{10,00 \text{ KN/m}^2}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 .$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$\Rightarrow \mu_x = 0,046 \quad ; \mu_y = 0,878$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,046 \times 10,00 \times (4,55)^2 = \mathbf{9,523 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,878 \times 9,523 = \mathbf{8,361 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{tx} = 0,85. M_{0x} = 0,85 \times 9,523 = \mathbf{8,095 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ty} = 0,85. M_{oy} = 0,85 \times 8,361 = \mathbf{7,107 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ax} = 0,5. M_{0x} = 0,5 \times 9,523 = \mathbf{4,762 \text{ KN. m.}}$$

$$M_{ay} = 0,5. M_{0y} = 0,5 \times 8,361 = \mathbf{4,181 \text{ KN. m.}}$$

➤ **ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 5,74 + 1,5 = \mathbf{7,240 \text{ KN/m}^2}.$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 .$$

$$M_Y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$\Rightarrow \mu_x = 0,046 \quad ; \mu_y = 0,878$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,046 \times 7,240 \times (4,55)^2 = 6,895 \text{ KN. m.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,878 \times 6,895 = 6,054 \text{ KN. m.}$$

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0x} = 0,85 \times 6,895 = 5,861 \text{ KN. m.}$$

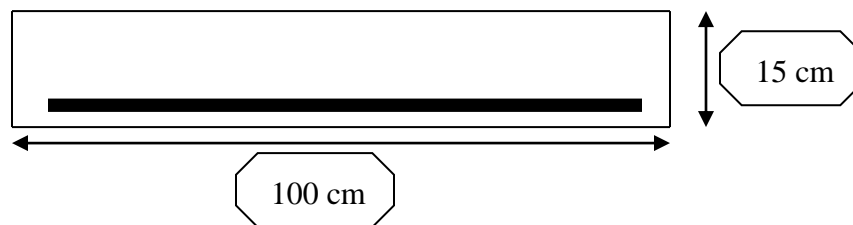
$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} = 0,85 \times 6,054 = 5,146 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ax} = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,5 \times 6,895 = 3,448 \text{ KN. m.}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0y} = 0,5 \times 6,054 = 3,027 \text{ KN. m.}$$

V-9/ Détermination des armatures :

V-9-1/ Plancher étage courant :



V-9-1-1/ Etat limite ultime (ELU) :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Sens x-x :

En travée : $M_t = 8,095 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{8,095 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 136^2} = 0,031 \quad \mu < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,984$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,984 \times 0,136 = 0,134 \text{ m.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z} = \frac{8,095 \times 10^3}{435 \times 0,134} = 138,87 \text{ mm}^2 = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sur-appuie : $M_{ax} = 4,762 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{4,762 \times 10^3}{14,2 * 1 * 136^2} = 0,018 \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,023$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,991$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,991 \times 0,136 = 0,135 \text{ m.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s * Z} = \frac{4,762 \times 10^3}{435 * 0,135} = 81,09 \text{ mm}^2 = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y-y :

En travée : $M_t = 7,107 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{7,107 \times 10^3}{14,2 * 1 * 124^2} = 0,033 \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,042$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,983$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,983 \times 0,124 = 0,122 \text{ m.}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\sigma_s * Z} = \frac{7,107 \times 10^3}{435 * 0,122} = 133,92 \text{ mm}^2 = 1,34 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sur-appuie : $M_{ay} = 4,181 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{4,181 \times 10^3}{14,2 * 1 * 124^2} = 0,019 \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,990$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,990 \times 0,124 = 0,123 \text{ m.}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\sigma_s * Z} = \frac{4,181 \times 10^3}{435 * 0,123} = 78,14 \text{ mm}^2 = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0,23 * \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{F_e} = 0,23 * \frac{100 * 13,6 * 2,1}{500} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} > (A_{s_{xa}} ; A_{s_{ya}}).$$

$$A_{s \min} < (A_{s_{xt}} ; A_{s_{yt}}).$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1,39 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures:

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

$$e \leq \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min (45 ; 33\text{cm})$$

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

On adopte 4T8 / ml ; A = 2,01 cm²/ml

Vérification de la résistance de vis-à-vis au cisaillement :

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{10 * 4,55 * 5,10}{(2 * 5,10) + 4,55} = 15,73\text{KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{10 * 4,55 * 5,10}{(3 * 5,10)} = 15,17\text{KN}$$

$$\tau_x = \frac{V_x}{b \cdot d_x} = \frac{15,73 * 10^3}{1000 * 136} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{b \cdot d_y} = \frac{15,17 * 10^3}{1000 * 124} = 0,12 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$

$$\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa.}$$

Alors τ_x et τ_y inférieur a $\tau_u \Rightarrow$ condition vérifier.

V-9-1-2/ Etat limite de service (ELS) :

Avant de passé au calcul a l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé σ_b , a la contrainte des aciers σ_s et aux déformations.

Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

La contrainte des armatures tendues σ_s :

Puisque la fissuration est peu nuisible (notre élément est situés dans les locaux couverts et clos), aucune vérification n'est effectuée pour σ_s .

La contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

Lorsque la section comporte une partie comprimée ; on doit vérifier sous la sollicitation de service que : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$.

Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 * A_u}{b} = \frac{15 * 2,01}{100} = 0,30$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 * d * D = 2 * 13,6 * 0,30 = 8,16$$

$$\Rightarrow y_1 = 2,57.$$

$$I = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A_u * (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 * 2,57^3}{3} + 15 * 2,1 * (13,6 - 2,57)^2 = 4398,14 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{5,861 * 10^3}{4398,14} = 1,33$$

$$\sigma_b = k * y_1 = 3,42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 3,42 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

V-9-2/ Plancher terrasse :

V-9-2-1/ Etat limite ultime (ELU) :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

Sens x-x :

En travée : $M_t = 9,279 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{9,279 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 136^2} = 0,035 \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,982$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,982 \times 0,136 = 0,134 \text{ m.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot z} = \frac{9,279 \times 10^3}{435 \times 0,134} = 159,19 \text{ mm}^2 = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sur-appui : $M_{ax} = 5,458 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{5,458 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 136^2} = 0,021 \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,989 \times 0,136 = 0,135 \text{ m.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot z} = \frac{5,458 \times 10^3}{435 \times 0,135} = 92,94 \text{ mm}^2 = 0,93 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sens y-y :

En travée : $M_t = 8,146 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{8,146 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 124^2} = 0,037 \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,984 \times 0,124 = 0,122 \text{ m.}$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot z} = \frac{8,146 \times 10^3}{435 \times 0,122} = 153,49 \text{ mm}^2 = 1,53 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Sur-appuie : $M_{ay} = 4,792 \text{ KN. m}$

$$\mu = \frac{M_{ay}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{4,792 \times 10^3}{14,2 \times 1 \times 124^2} = 0,022 \quad \mu < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE500}) \quad A'_t \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,028$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,989$$

$$Z = \beta \cdot d = 0,991 \times 0,124 = 0,123 \text{ m.}$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot z} = \frac{4,792 \times 10^3}{435 \times 0,123} = 89,56 \text{ mm}^2 = 0,90 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{s \min} = 0,23 \cdot \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{F_e} = 0,23 \cdot \frac{100 \cdot 13,6 \cdot 2,1}{500} = 1,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} > (A_{s_{xa}}; A_{s_{ya}}).$$

$$A_{s \min} < (A_{s_{xt}}; A_{s_{yt}}).$$

$$\Rightarrow A_{s \min} = 1,59 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures :

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

$$e \leq \min (3 \times 15 ; 33\text{cm}) = \min (45 ; 33\text{cm})$$

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

On adopte 4T8 / ml ; A = 2,01 cm²/ml.

Vérification de la résistance de vis-à-vis au cisaillement :

$$V_x = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{11,463 \cdot 4,55 \cdot 5,10}{(2 \cdot 5,10) + 4,55} = 18,03 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{3l_y} = \frac{11,463 \cdot 4,55 \cdot 5,10}{(3 \cdot 5,10)} = 17,39 \text{ KN}$$

$$\tau_x = \frac{V_x}{b \cdot d_x} = \frac{18,03 \cdot 10^3}{1000 \cdot 136} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\tau_y = \frac{V_y}{b \cdot d_y} = \frac{17,39 \cdot 10^3}{1000 \cdot 124} = 0,14 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\tau_u = \min (0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa})$

$$\tau_u = \min (2,50 ; 4\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2,50 \text{ MPa.}$$

Alors τ_x et τ_x inférieur a $\tau_u \Rightarrow$ condition vérifier.

Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :

$$D = \frac{15 * A_u}{b} = \frac{15 * 2,01}{100} = 0,30$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$E = 2 * d * D = 2 * 13,6 * 0,30 = 8,16$$

$$\Rightarrow y_1 = 2,57.$$

$$I = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 * A_u * (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 * 2,57^3}{3} + 15 * 2,1 * (13,6 - 2,57)^2 = 4398,14 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{5,861 * 10^3}{4398,14} = 1,33$$

$$\sigma_b = K * y_1 = 3,42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 3,42 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenue.



Chapitre VI



ETUDE SISMIQUE

VI-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 mouvement engendrent des contraintes au niveau des lignes de contact des plaques (failles), lorsque ces sollicitations deviennent trop élevées et dépasse un certain seuil « la résistance au frottement des roches », une rupture brutale d'équilibre se produit et donnera naissance à des ondes dite « sismique » qui se propageront dans toutes les directions pour atteindre la surface du sol et crée un tremblement de terre.

Durant l'année 2014, le nord de l'Algérie a connu une activité sismique assez mouvementé 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 modéré.

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

Vi-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 étudié.

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

- ✓ La méthode statique équivalente.

- ✓ La méthode d'analyse dynamique modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique non linéaire Push-over.

VI-2-1/ Condition d'application:

VI-2-1-1/ La méthode statique équivalente :

Elle est utilisée si :

- 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.
- 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.

VI-2-1-2/ 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.

VI-2-1-3/ La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes :

Elle peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié au paravent 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.

VI-3/ 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 31,00 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 d'où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

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.

VI-4/ Présentation du logiciel ETABS :

ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systèmes) 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.

VI-5/ 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'autre terme, 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.

VI-5-1/ 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.

VI-5-1-1/ 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 Tissemsilt, classée zone **IIa** (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.

Résultat : **A = 0,15** :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 2.

VI-5-1-2/ Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

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

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

T₂ : 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 (**S1**), donc **T₂ = 0,30 sec**

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7$$

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

Puisque notre structure est composée exclusivement de voiles en Béton armé donc : $\zeta = 10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76$$

$\eta = 0,76 > 0,70$ **Condition vérifiée**

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

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) : **h_N = 30,5m**

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Le contreventement de notre structure est assuré totalement par des voiles en béton armé : **CT = 0,050**

$$\mathbf{T} = 0,050 \times (30,50)^{3/4} = \mathbf{0,65 \text{ sec}}$$

Dans ce cas le contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armée, on peut également utiliser aussi la formule :

$$\mathbf{T} = 0,09 \mathbf{h}_N / \sqrt{\mathbf{D}}$$

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

- $D_x = 27,85 \text{ m.}$
- $D_y = 22,90 \text{ m.}$
- $T_x = 0,09 \times 30,50 / \sqrt{27,85} = \mathbf{0,52 \text{ sec.}}$
- $T_y = 0,09 \times 30,50 / \sqrt{22,90} = \mathbf{0,57 \text{ sec.}}$

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 :

- $\mathbf{T}_{(x)} = \min (T_x ; T) \Rightarrow \mathbf{T}_{(x)} = \min (0,52 ; 0,65) \Rightarrow \mathbf{T}_{(x)} = \mathbf{0,52 \text{ sec.}}$
- $\mathbf{T}_{(y)} = \min (T_y ; T) \Rightarrow \mathbf{T}_{(y)} = \min (0,57 ; 0,65) \Rightarrow \mathbf{T}_{(y)} = \mathbf{0,57 \text{ sec.}}$

Donc :

- $T_2 = 0,30 \text{ sec} < T_{(x)} = 0,52 \text{ sec} < 3,00 \text{ sec.}$
- $T_2 = 0,30 \text{ sec} < T_{(y)} = 0,57 \text{ sec} < 3,00 \text{ sec.}$

$$\Rightarrow \mathbf{D} = \mathbf{2,5\eta(T_2/T)^{2/3}}.$$

- $\mathbf{D}_x = 2,5 \times 0,76 (0,30/0,52)^{2/3} = \mathbf{1,32.}$

- $D_y = 2,5 \times 0,76 (0,30/0,57)^{2/3} = 1,24$.

VI-5-1-3/ 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.

1 / Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux au moins un (01) trumeau ayant un rapport (hauteur d'étage sur largeur) inférieur ou égal 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant rapport (hauteur d'étage sur largeur) inférieur ou égal à 0,1. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

2 / Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3 / Régularité en plan :

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

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

a3/ La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de dimension totale de bâtiment dans cette direction.

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

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

Un bâtiment est classé régulier en plan si tous les critères de régularité en plan (a1 à a4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en plan si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

4 / Régularité en élévation :

b1/ le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fonction.

b2/ Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants ou diminuent progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

b3/ Le rapport masse sur rigidité de deux niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction de calcul.

b4/ Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseur etc., pourront ne pas respecter les règles b3 et b4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires.

Un bâtiment est classé régulier en élévation si tous les critères de régularité en élévation (b1 à b4) sont respectés. Par contre, il est classé irrégulier en élévation si l'un de ces critères n'est pas satisfait.

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 donnée par le tableau 4.4.

Tableau VI.1: valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_{qx}	P_{qy}
1 - Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2 - Redondance en plan	0	0
3 - Régularité en plan	0	0
4 - Régularité en élévation	0,05	0,05
5 - Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6 - Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	0,20	0,20

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,2 = 1,20.$$

$$Q_x = 1,20.$$

$$Q_y = 1,20.$$

VI-5-1-4/ 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**

VI-5-1-5/ Poids totale de la structure « W » :

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- ✓ 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 totale de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation : $W = 56903,89 \text{ KN}$

En fin :

- $V_X = \frac{A.D_x.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,32 \times 1,20}{3,5} 56903,89 = \mathbf{3862,96 \text{ KN}}$.
- $V_Y = \frac{A.D_y.Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,24 \times 1,20}{3,5} 56903,89 = \mathbf{3628,84 \text{ KN}}$.

VI-6/ 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 (dynamique) > 80% V (statique).

- $V_{DX} = 40488,60 \text{ KN} > 0,8 V_X = \mathbf{3090,37 \text{ KN}}$ condition vérifié.
- $V_{DY} = 46103,60 \text{ KN} > 0,8 V_Y = \mathbf{2903,07 \text{ KN}}$ condition vérifier.

VI-7/ 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 « S_a/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 (l'article **4.3.3 du RPA 99 version 2003**).

VI-8/ 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 a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

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.

VI-9/ Modélisation :

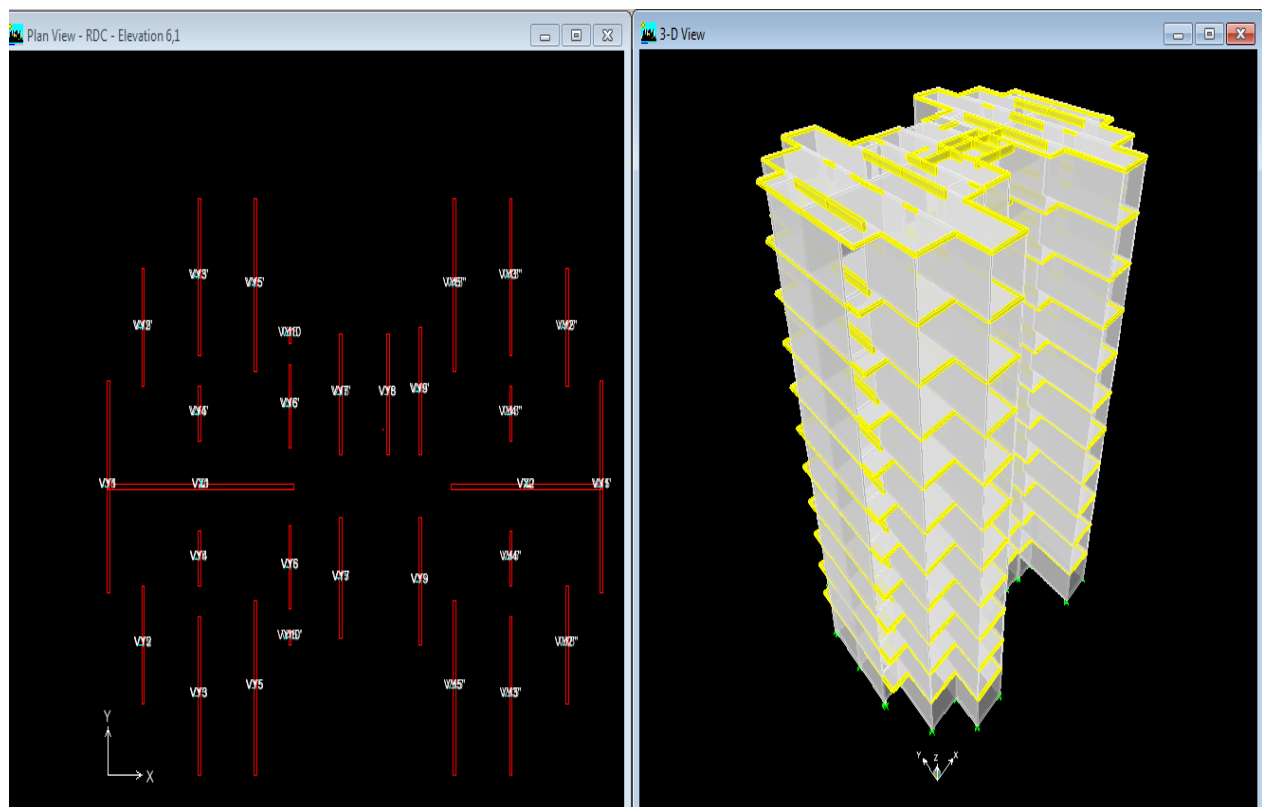


Figure VI.1 : Image de modélisation de la structure.

VI-9-1/ Résultats de l'analyse :

 Période et facteur de participation massique :

Tableau VI.2: Périodes et facteur de participation modale.

Mode	Période (Seconde)	U_x	U_y	ΣU_x	ΣU_y
1	0,534	66,515	0,000	66,515	0,000
2	0,478	0,004	0,060	66,519	0,060
3	0,424	0,000	64,051	66,519	64,111
4	0,128	17,719	0,000	84,238	64,111
5	0,107	0,004	0,059	84,242	64,170
6	0,095	0,000	18,281	84,242	82,452
7	0,061	4,829	0,000	89,071	82,452
8	0,055	0,000	0,000	89,071	82,452
9	0,055	0,225	0,000	89,296	82,452
10	0,054	0,307	0,000	89,603	82,452
11	0,054	0,148	0,000	89,751	82,452
12	0,053	0,001	0,000	89,751	82,452
13	0,052	0,011	0,000	89,762	82,452
14	0,051	0,001	0,000	89,763	82,452
15	0,051	0,002	0,000	89,765	82,452
16	0,050	0,000	0,000	89,766	82,452
17	0,046	0,000	0,035	89,766	82,486
18	0,040	0,000	7,681	90,123	90,168

VI-9-2/ Interprétation des résultats :

- La période fondamentale du modèle étudié, est estimé $T_{dyn} = 0,534$ sec.

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

- $T_{\text{dyn}} < 1,3 T_{\text{amp}}$
- ✓ $T_{\text{amp}(x)} = 0,52 \text{ sec}$
 $\Rightarrow 0,534 \text{ sec} < 1,3 \times 0,52 = 0,676 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$
- ✓ $T_{\text{amp}(y)} = 0,57 \text{ sec}$
 $\Rightarrow 0,534 \text{ sec} < 1,3 \times 0,57 = 0,741 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$
- Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (xx).
- Le deuxième mode est un mode de torsion.
- Le troisième mode est un mode translation suivant le sens (yy).
- Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 5^{ème} mode pour le sens (xx) et au 9ème 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 inférieur du plan par rapport à la partie supérieur.

VI-9-3/ Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :

VI-9-3-1/ Centre de gravité des masses :

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

Chaque étage possède un centre de gravité (C_{Mj}) 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 (C_{Mi}) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i.

Le centre de gravité des masses (C_{Mi}) est exprimé par les coordonnées XC_{Mi} et YC_{Mi} suivants :

$$X_{CMi} = \frac{\sum_{j=j+1}^n M_j X_j}{\sum_{j=j+1}^n M_j}$$

$$Y_{CMi} = \frac{\sum_{j=j+1}^n M_j Y_j}{\sum_{j=j+1}^n M_j}$$

La position du centre de masse (C_{Mi}) 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 ...

VI-9-3-2/ 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 (C_{Ri}) des éléments structuraux verticaux du niveau i

La position du centre de rigidité (C_{Ri}) 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 (C_{Ri}). 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 VI.3: caractéristiques massiques et géométriques

Etage	position de centre de masse		position de centre de rigidité		Excentricité	
	X_{CMi} (m)	Y_{CMi} (m)	X_{CRi} (m)	Y_{CRi} (m)	E_x (m)	E_y (m)
RDC	13,78	11,42	13,98	11,50	-0,20	-0,08
1er	13,77	11,47	13,95	11,48	-0,18	0,00
2^{ème}	13,77	11,47	13,92	11,48	-0,15	0,00
3^{ème}	13,77	11,47	13,90	11,48	-0,13	0,00

4 ^{ème}	13,77	11,47	13,88	11,48	-0,12	-0,01
5 ^{ème}	13,77	11,47	13,87	11,49	-0,10	-0,01
6 ^{ème}	13,77	11,47	13,86	11,49	-0,09	-0,02
7 ^{ème}	13,77	11,47	13,85	11,50	-0,08	-0,02
8 ^{ème}	13,77	11,48	13,84	11,50	-0,08	-0,02
9 ^{ème}	13,79	11,50	13,84	11,50	-0,05	0,00

VI-9-3-3/ 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 du 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 :

$$E_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 L_X = 0,05 \times 27,85 = 1,39 \text{ m.}$$

$$E_{Y \text{ accidentelle}} = 0,05 L_Y = 0,05 \times 22,90 = 1,15 \text{ m.}$$

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

VI-9-4/ Calcul et vérification des déplacements des planchers :**VI-9-4-1/ 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 VI.4: Déplacement horizontal de chaque niveau

Etage	Sens x- x (mm)	Sens x- x (mm)
Etage 9	10,96	8,40
Etage 8	9,93	7,50
Etage 7	8,82	6,56
Etage 6	7,66	5,60
Etage 5	6,44	4,61
Etage 4	5,22	3,63
Etage 3	4,00	2,68
Etage 2	2,84	1,80
Etage 1	1,77	1,04
RDC	0,86	0,45

VI-9-4-2/ 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 :

$$\Delta_{ek} = R X \delta_{ek}$$

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 VI.5 : Déplacements latéraux inter étages

Niveau	Sens longitudinal X- X (mm)			Sens transversal Y- Y (mm)		
	δ_{ek}	δ_k	Δk	δ_{ek}	δ_k	Δk
Etage 9	10,96	38,36	-	8,40	29,40	-
Etage 8	9,93	34,76	3,60	7,50	26,25	3,15
Etage 7	8,82	30,87	3,89	6,56	22,96	3,29
Etage 6	7,66	26,81	4,06	5,60	19,60	3,36
Etage 5	6,44	22,54	4,27	4,61	16,14	3,46
Etage 4	5,22	18,27	4,27	3,63	12,71	3,43
Etage 3	4,00	14,00	4,27	2,68	9,38	3,33
Etage 2	2,84	9,94	4,06	1,80	6,30	3,08
Etage 1	1,77	6,20	3,74	1,04	3,64	2,66
RDC	0,86	3,01	3,19	0,45	1,58	2,06

VI-9-4-3/ 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.

$$\Delta k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01 \cdot h_e = 2,90 \text{ cm.}$$

Tableau VI.6 : Vérification des déplacements latéraux inter étages

Niveau	Sens longitudinal X- X (cm)		Sens transversal Y- Y (cm)	
	Δk	$\bar{\Delta}$	Δk	$\bar{\Delta}$
Etage 9	0,00	2,90	0,00	2,90
Etage 8	0,36	2,90	0,32	2,90
Etage 7	0,39	2,90	0,33	2,90
Etage 6	0,41	2,90	0,34	2,90
Etage 5	0,41	2,90	0,35	2,90

Etage 4	0,41	2,90	0,34	2,90
Etage 3	0,41	2,90	0,33	2,90
Etage 2	0,41	2,90	0,31	2,90
Etage 1	0,37	2,90	0,27	2,90
RDC	0,32	2,90	0,21	2,90

Conclusion :

$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$ suivant les deux sens et de tous les niveaux donc les déplacements latéraux inter étages ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

VI-9-4-3-1/ Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ 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 :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_K = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

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

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.7: Calcul du coefficient θ

Niveau	P _k (kn)	h _k (m)	Sens longitudinal X- X			Sens transversal Y- Y		
			Δ _k (m)	V _k	θ	Δ _k (m)	V _k	θ
Etage 9	5996,52	2,90	-	1001,70	-	-	1170,50	-
Etage 8	11986,23	2,90	0,0036	2893,60	0,0051	0,0032	3353,40	0,0039
Etage 7	17975,94	2,90	0,0039	5486,20	0,0044	0,0033	6331,40	0,0032
Etage 6	23965,64	2,90	0,0041	8648,20	0,0039	0,0034	9966,20	0,0028
Etage 5	29955,35	2,90	0,0043	12292,80	0,0036	0,0035	14159,70	0,0026
Etage 4	35945,06	2,90	0,0043	16349,00	0,0033	0,0034	18817,40	0,0022
Etage 3	41934,77	2,90	0,0043	20751,10	0,0030	0,0033	23847,50	0,0020
Etage 2	47924,48	2,90	0,0041	25440,80	0,0027	0,0031	29171,80	0,0018
Etage 1	53914,18	2,90	0,0037	30354,00	0,0023	0,0027	34714,00	0,0014
RDC	59903,89	2,90	0,0032	35404,30	0,0019	0,0021	40385,70	0,0011

Conclusion :

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

VI-10/ Vérification au renversement :

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

$$\frac{M_{STABILISATEUR}}{M_{RENVERSANT}} \geq 1,5 \theta$$

- ✓ M_s : Moment stabilisant : M_S = W x L/2
- ✓ M_R : Moment renversant : M_R = Σ F_i x h_i
- ✓ W : Poids du bâtiment.
- ✓ F : Force sismique au niveau i.

➤ **Sens longitudinal X-X :**

Tableau VI.8: Vérification au renversement dans le sens longitudinal x-x.

W (KN)	L_x (m)	M_S (KN.m)	M_R (KN.m)	M_S/ M_R	Observation
59903,89	27,85	834161,67	102672,47	8,12	Condition vérifier

➤ **Sens transversal Y-Y :**

Tableau VI.9: Vérification au renversement dans le sens transversal y-y.

W (KN)	L_y (m)	M_S (KN.m)	M_R (KN.m)	M_S/ M_R	Observation
59903,89	22,90	685899,54	117118,53	5,86	Condition vérifier



Chapitre VII



**ETUDE DES ELEMENTS DE
CONTREVENTEMENT**

VII-1/ Introduction

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définie comme des structures planes ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (l'épaisseur), ils peuvent être aussi définis comme étant des poteaux « allongés » de longueur supérieure à cinq fois leurs épaisseurs.

En béton armé ou non armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales apportées par les planchers (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale du au vent et au séisme (fonction de contreventement).

Appelé également « voiles », ils peuvent également servir de :
Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe -feu).

- ✓ Murs de façade, murs pignons
 - ✓ Voiles périphériques, voiles soubassement
- De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent.

VII-2/ Réglementation :

Les murs et parois en béton banché sont exclus des règles **BAEL91** et font l'objet du "**DTR-B.C.-2.41**", et du "**CBA 93**". Les dispositions prévues par ces derniers, sont aussi applicable aux constructions situées dans des zones sujettes aux séismes, il est cependant nécessaire de satisfaire aux règles parasismiques (**RPA99/2003**), les quelles prévoient également des dispositions constructives.

Le calcul des armatures se fera à la flexion composée en considérant les combinaisons d'action ci-après, pour la détermination des sollicitations et des déformations :

$$\begin{cases} \mathbf{G + Q + E.} \\ \mathbf{0,8 G + E.} \end{cases}$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

VII-3/ Les sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en hors des armatures). Soit on aura :

- Section entièrement tendue (SPT).
- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Tout en admettant que :

- $N < 0$: un effort de compression.
- $N > 0$: un effort de traction.

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable. De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.U vis-à-vis de la durabilité.

VII-4/ Calcul du ferrailage des voiles :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le trumeau excentré du voile numéro 7 du RDC ainsi que le linteau adjacent. Et pour cause ce voile comporte plusieurs ouvertures.

VII-4-1/ Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left[02 \text{ cm}; \frac{h_e}{250} \right]$$

$$\Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \times 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

$$L_f = 0,9 \cdot L = 0,9 \times 2,90 = 2,61 \text{ m.}$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a} = 2,61 \frac{\sqrt{12}}{0,15} = 60,28$$

$$\lambda = 60,28 \text{ supérieur à } \bar{\lambda} = 50$$

VII-4-2/ La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ". On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

V-4-3/ Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VII-4-4/ 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; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII-4-5/ Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm.

Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Si : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII-5/ Exemple de calcul :

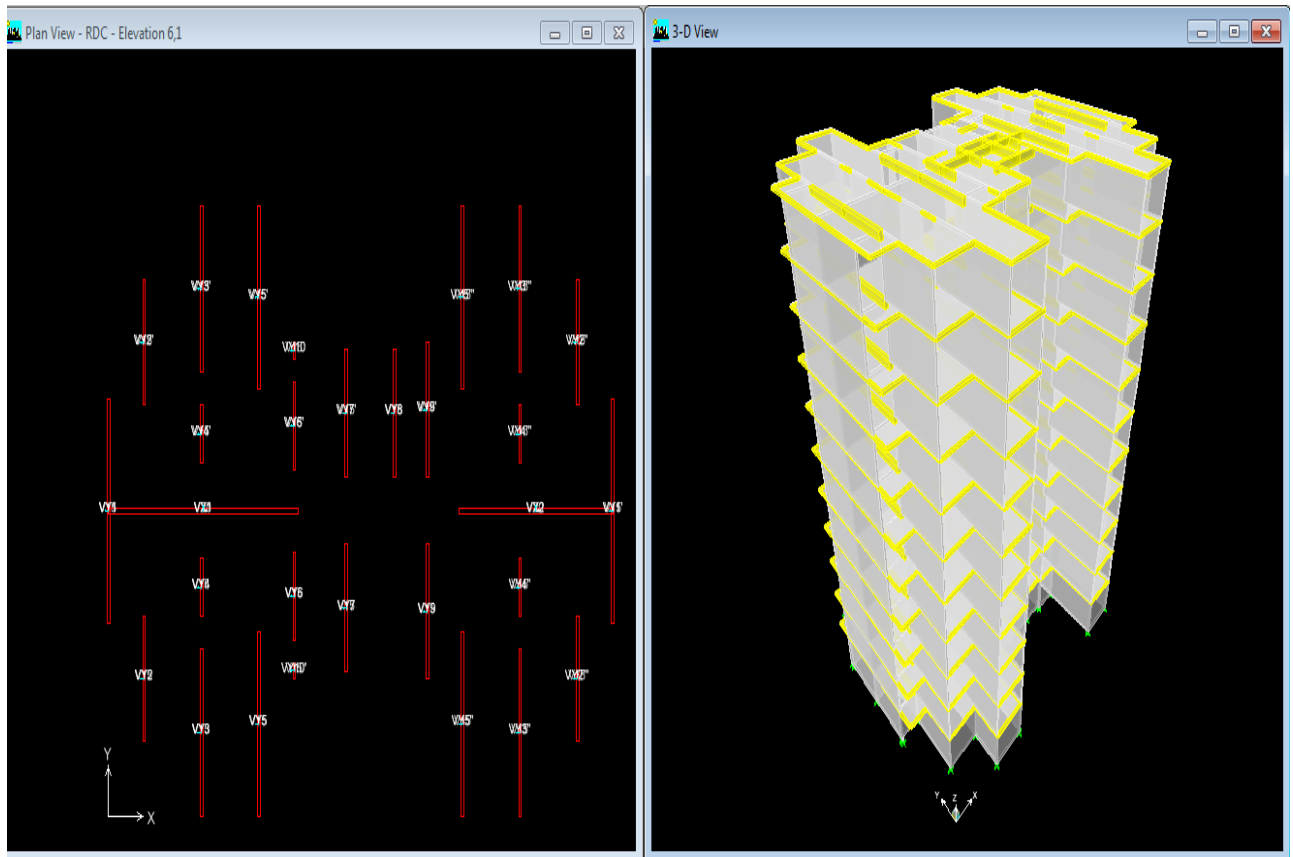


Figure VII.1 : Image de modélisation des voiles.

Après l'interprétation des résultats donnés par le logiciel ETABS nous avons obtenu : **RDC - voile VY1**

Tableau VII.1 : efforts sollicitant le voile

STORY	PIER	LOAD	LOC	P	V ₂	V ₃	T	M ₂	M ₃
RDC	VY1	GQE MAX	Bottom	1151,80	558,30	5,60	31,64	9,16	8921,84
RDC	VY1	GQE MIN	Bottom	-7471,50	-562,80	-3,30	-31,23	-8,73	-9053,35
RDC	VY1	0,8 GQE MAX	Bottom	2089,80	559,30	5,20	31,58	9,00	8940,21
RDC	VY1	0,8 GQE MIN	Bottom	-6533,50	-561,80	-3,70	-31,29	-8,90	-9034,98

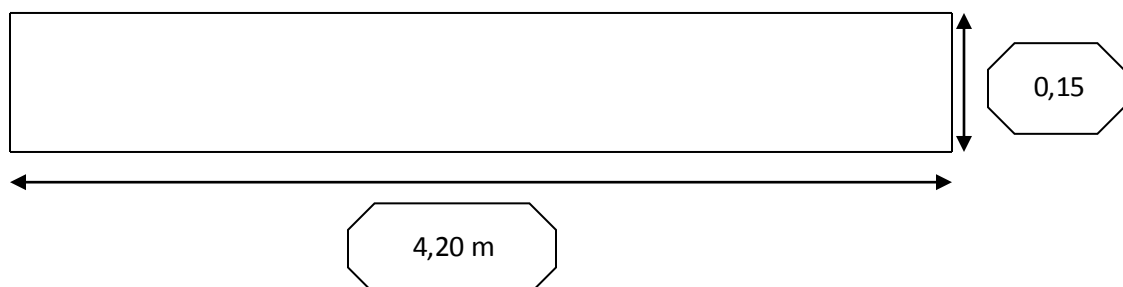


Figure VII.1 : Section à considérer dans les calculs.

$$A = 0,63 \text{ m}^2$$

$$I = 0,93 \text{ m}^4$$

$$V = 2,10 \text{ m}$$

$$N = 2089,80 \text{ KN.}$$

$$M = 8940,21 \text{ KN.m.}$$

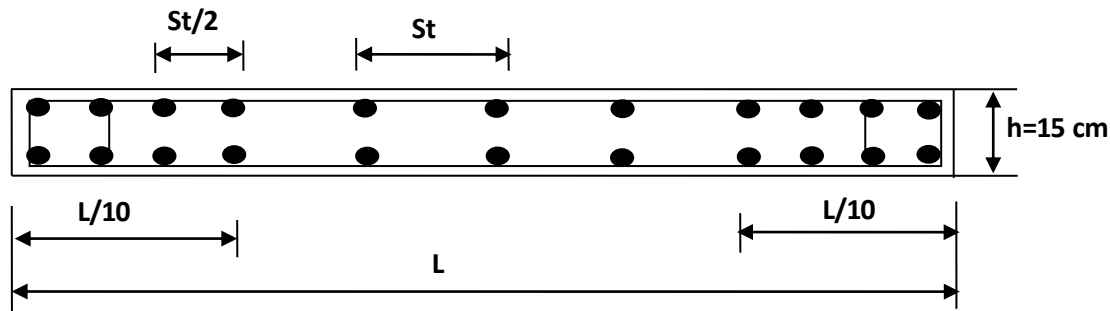


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII-5-1/ Sens X-X :

a/ Position du point d'application de l'effort normale de compression sur la section de béton :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{8940,21}{2089,80} = 4,28 \text{ m} > \frac{h}{2} = 2,10 \text{ m}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'extérieur de la section.

⇒ La section partiellement comprimée (SPC).

b/ Détermination des contraintes:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{2089,80}{0,63} + \frac{8940,21 \times 2,10}{0,93} = 23\,504,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{2089,80}{0,63} - \frac{8940,21 \times 2,10}{0,93} = -16\,870,43 \text{ KN.m}$$

c/ Calcul de L' (la longueur tendue) :

$$L_T = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4,20 \left(\frac{16870,43}{23504,71 + 16870,43} \right) = 1,76 \text{ m}$$

$$L' = L - L_T = 4,20 - 1,76 = 2,44 \text{ m.}$$

$$d \leq \min(3,05/2, (2/3) \times 2,44) = 1,52 \text{ m.}$$

d/ Moment par rapport aux armatures tendues :

$$M_1 = M + N' \left(d + \frac{L}{2} \right) = 8940,21 + 2089,80 \left(3,78 - \frac{4,20}{2} \right) = 12\,451,07 \text{ KN.m}$$

e/ Calcul des armatures en flexion simple :**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{12451,07}{18,48 \times 15 \times 378^2} = 0,314$$

$\mu = 0,314 < 0,392$ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.

Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,488.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 3,04 \text{ m.}$$

$$A_1 = M_1 / (Z \cdot \sigma_s) = 81,92 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = \mathbf{81,92 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 81,92 - \frac{2089,80}{100 \times 500} = 40,12 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VI-5-2/ Sens Y-Y :

$$A = 0,63 \text{ m}^2$$

$$I = 0,001 \text{ m}^4$$

$$V = 0,075 \text{ m}$$

$$N = 2089,80 \text{ KN.}$$

$$M = 9,00 \text{ KN. m.}$$

a/ Position du point d'application de l'effort normale de compression sur la section de béton :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{9,00}{2089,80} = 0,004 \text{ m} < \frac{h}{12} = 0,0125 \text{ m}$$

L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

b/Moment par rapport aux armatures tendues :

$$M_1 = M + N' \left(d + \frac{l}{2} \right) = 9,00 + 2089,80 \left(0,135 - \frac{0,15}{2} \right) = \mathbf{275,45 \text{ KN.m}}$$

c/ Calcul des armatures en flexion simple :**Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{275,45}{18,48 \times 420 \times 13,5^2} = 0,19$$

$\mu = 0,19 < 0,392$ donc l'armature de compression ne sont pas nécessaire.

Situation accidentelle :

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,266.$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 12,06 \text{ c m.}$$

$$A_1 = M_1 / (Z \cdot \sigma_s) = 45,72 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 45,72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s} = 45,72 - \frac{2089,80}{100 \times 500} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

d / Armatures minimales de RPA 99/03:

$$A_{v2} = \max (A_2 ; A_1).$$

$$A_1 = ((1 - 2a) \cdot e) \times 0,10\% = ((420 - (2 \times 15)) \times 15) \times 0,10\%$$

$$A_1 = 5,85 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = (1 \times e) \times 0,15\% - A_{v1} = (420 \times 15) \times 0,15\% - 5,85$$

$$A_1 = 3,60 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{v2} = 5,85 \text{ cm}^2$$

e/ Armatures minimales de RPA 99/03:

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0,20 \% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 0,15 \times 1,76 = 5,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml}/\text{face} = 5,80 / (2 \times 1,76) = 1,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

f/ Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0,15\% \times 0,15 \times 4,20 = \mathbf{9,45 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 9,45 / (2 \times 4,2) = \mathbf{1,125 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = \mathbf{40,12 \text{ cm}^2}$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_{S \text{ cal}} = 2 \times 40,12 = \mathbf{80,24 \text{ cm}^2}$$

g/Espacement minimal des barres verticales :**En zone courante :**

$$e \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$e \leq \min (22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

On adoptera un espacement : $e = 15 \text{ cm}$

Choix des armatures :

Afin de vérifier l'espacement minimal préconisé par le RPA99/2003, on optera pour les choix suivants :

- **Sens x-x : 2x8 T14** à chaque extrémité de la section verticale du voile
- **Sens y-y : 8 T 8** espacé de 15cm a chaque nappe pour les armatures
Parallèle aux parements du voile.

VI-5-3/ Vérification des voiles à l'effort tranchant :

$$\tau_u = 1.4 V_u / b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (559,30)) / (15 \times 378) = 1,38 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1,38 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$**condition vérifier.**

a/ Armatures transversal :

Pas de reprise de bétonnage.

$$\frac{A_T}{b_0 \delta_t} \geq \frac{\tau_u (0,3 \times f_{c28} \times k)}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\Rightarrow A_T \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times \delta}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} = \geq \frac{1,38 \times 15 \times 20}{0,9 \frac{500}{1}}$$

$$\Rightarrow A_T \geq 0,92 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min (1.5a, 30\text{cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 20\text{cm.}$$

On adoptera pour le ferrailage des zones courantes, des panneaux Ts5.5 (150 × 200) à haute adhérence de nuance FE500

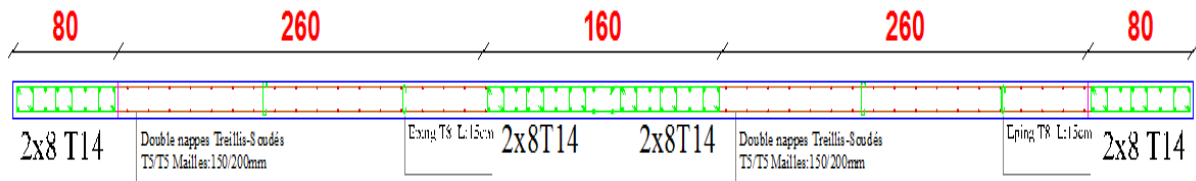


Figure VII.4 : Coupe ferrailage d'un voile VY1.

VII-6/ Calcul du voile transversales VY4' :

C'est un voile transversale avec présence d'une ouverture, donc il y'a deux parties linteaux et trumeaux.

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile et ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent être alternés.

VII-6-1/ Sollicitations dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture, ils reprennent les moments fléchissant, et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux charges d'exploitations et ceux dus à l'action du séisme.

Les sollicitations dans linteau seront :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : Effort tranchant dû au séisme.

T_P : Effort tranchant dû à la charge (G + Q).

M_E : Moment fléchissant dû au séisme

M_p : Moment fléchissant dû à la charge (G + Q).

Selon les prescriptions de RPA99 version 2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suite :

$$T = 1.4 (\pi + q_{\max} L/2).$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12).$$

VII-6-2/Le ferrailage de linteau:

Contraintes Admissibles De Cisaillement :

VII-6-2-1/Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, on devra disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion (A_l).

Des aciers transversaux (A_t).

Des aciers aux partis courants (A_c).

a/ Aciers longitudinaux : (A_l)

Ils sont donnés par la formule suivante : $A_l \geq M / (Z \times f_e)$ tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant ($T = 1.4 T_{\text{calcul}}$)

$$Z = h - 2d$$

h : Hauteur total du linteau.

d : Enrobage.

b/ Aciers transversaux : A_t

Linteaux longs ($\lambda_g = L/h > 1$)

$$S_t \leq A_t \times f_e \times Z / T$$

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section d'une cour d'armatures transversales.

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : Porté du linteau.

Linteaux courts ($\lambda_g = L/h \leq 1$)

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t \sigma_s)$$

$$T = \min (T1, T2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij} \quad M_{ii} = A_l f_c Z$$

VII-6-2-2/Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2 f_c \sin \alpha) \quad \text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = (h - 2d) / L$$

T : calcul (sans majoration)

VII-6-3/Ferrailage minimal :

a/ Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 . b . h$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.

b/ Armatures transversals:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 . b . s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 . b . s$$

c/ Armatures en section courante (armature de peau)

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau (A_c en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20% :

$$A_c \geq 0.002 . b . h$$

VII-6-4/Exemple de calcul de linteaux :

$$h = 70 \text{ cm} ; b = 15 \text{ cm} ; L = 1,70 \text{ m}$$

Dans le calcul du ferrailage du linteau.

a/ Les efforts sollicitant le linteau :

Tableau VII.2 : Les efforts sollicitant le linteau

Story	Pier	P	V ₂	V ₃	T	M ₂	M ₃
RDC	VY4'	-453,50	36,30	3,10	0,14	3,66	63,94
RDC	VY4'	-478,10	36,30	3,10	0,14	5,39	171,54
RDC	VY4'	-848,10	-6,90	-2,80	-0,15	-4,17	-119,33
RDC	VY4'	-872,70	-6,90	-2,80	-0,15	-4,97	-137,18

L'effort tranchant par logiciel (ETABS) : V_u (gauche) = 36,30 KN,

V_u adroit = 36,30 KN, doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_u$$

Soit : $V = 1,4 \times 36,30 = 50,82$ KN.

b/ Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après RPA99/V2003, on a :

$$\tau_b = V / b_0 d ;$$

$$d = 0,9 h = 0,63 \text{ m}$$

$$\tau_b = 50,82 / (15 \times 63 \times 100) = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,54 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

VII-6-4-1/Calcul des armatures

$$f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,54 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa}$; donc on devra disposer :

✓ Des aciers longitudinaux (AL, AL') qui sont calculés en flexion simple.

✓ Des aciers transversaux (A_t).

✓ Des aciers en partie courante (A_c).

a/ Calcul de (A_t) :

Section minimale exigée par le RPA99/03 :

$$(A_t, A_r) \geq 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2$$

b/ Calcul de (A_t) :

$$\tau_b = 0,91 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA 99 :

$$A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \times 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2$$

c/ Calcul de (Ac):

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 15 \times 70 = 2,1 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage final:

$$\checkmark \quad A_l = 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_l (2T10) = 2,26 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_t (2 T8) = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad A_c = 2,1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_c (4T10) = 3.14 \text{ cm}^2$$

VII-7/ Conclusion sur la partie éléments de contreventement :

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue ; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié : banches et coffrages –tunnels.

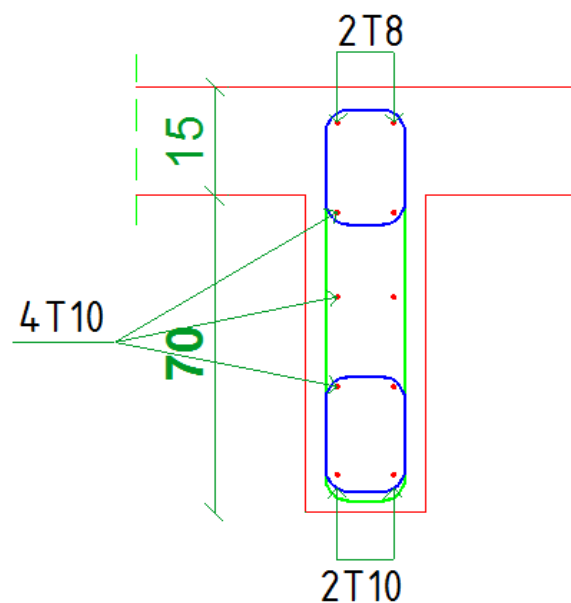


Figure VII.5 : Coupe ferrailage de linteau.



Chapitre VIII



ETUDE DES ELEMENTS DE FONDATIONS

VIII-1/ Généralité :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- ✓ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- ✓ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ✓ Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VIII-2/ Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Le tassement du sol.
- ✓ Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage.
- ✓ La facilité de l'exécution.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie.

VIII-3/ Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{B.L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles.

voile	N (T/m ²)	L (m)	B (m)	B.L (m ²)
VY1	683,69	7,90	3,46	27,35
VY1'	595,34	7,90	3,01	23,81
VY2	182,12	7,25	1,00	7,28
VY2'	180,26	7,25	0,99	7,21
VY2''	175,81	7,25	0,97	7,03
VY2'''	178,05	7,25	0,98	7,12
VY3	199,51	7,65	1,04	7,98
VY3'	200,09	7,65	1,05	8,00
VY3''	200,51	7,65	1,05	8,02
VY3'''	200,70	7,65	1,05	8,03
VY4	102,41	2,80	1,46	4,10
VY4'	101,78	2,80	1,45	4,07
VY4''	119,47	2,80	1,71	4,78
VY4'''	118,53	2,80	1,69	4,74
VY5	226,52	10,25	0,88	9,06
VY5'	215,70	10,25	0,84	8,63
VY5''	221,54	10,25	0,86	8,86
VY5'''	220,16	10,25	0,86	8,81
VY6	193,59	5,20	1,49	7,74
VY6'	193,48	5,20	1,49	7,74
VY7	167,88	6,30	1,07	6,72
VY7'	179,53	6,30	1,14	7,18
VY8	159,48	6,05	1,05	6,38

VY9	175,32	6,30	1,11	7,01
VY9'	165,78	6,30	1,05	6,63
VY10	6,06	10,20	0,02	0,24
VY10'	22,62	13,05	0,07	0,90
VX1	837,28	1,10	30,45	33,49
VX2	741,17	1,10	26,95	29,65
Σ				278,58

Surface total des semelles : **278,58 m²**

Surface total de la structure : **490,37 m²**

$$\frac{\text{surface des semelles}}{\text{surface de la structure}} = \frac{278,58}{490,37} = 0,57 = 57 \%$$

⇒ Surface total des semelles > 50 % Surface total de la structure.

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

Le calcul d'un radier s'effectuera à la flexion simple selon les combinaisons d'actions suivantes.

Situation durable et transitoire :

$$1.35 G + 1.5 Q$$

Situation accidentelle :

$$\text{ACC 1 } G + Q + E$$

$$\text{ACC 2 } G + Q - E$$

$$\text{ACC 3 } 0.8G + E$$

$$\text{ACC 3 } 0.8G - E$$

[RPA99(V2003)/10.1.4.1]

L'état limite de service:

$$G + Q$$

VIII-4/ Pré dimensionnement du radier :**VIII-4-1/ Hauteur du radier :**

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son han laquelle il résistera aux efforts apportés par la superstructure apportées par l'effet de sous - pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1) Condition forfaitaire
- 2) Condition de rigidité
- 3) Condition de non cisaillement
- 4) Condition de non poinçonnement

A noté que le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

a/ Condition forfaitaire :

$$L/8 \leq h \leq L/5$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau.

b/ Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{1} L_e$$

Avec :

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; Pour un sol de densité moyenne,

K=40MN/m³.....(HENRY THONIER)

Conception et Calcul des structures de bâtiment.

E : module d'Yong du béton (**E=3,10⁴MPa**) ;

I : inertie du radier $I = b.h^3 / 12 = 0,15.(2.9)^3 / 12 = 0,30m^4$

b : largeur du radier.

Pour notre cas : **L=11.45 m**

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3.10^4} \left(\frac{2 \times 11.45}{\pi}\right)^4} = 2,06 \text{ m}$$

c/ Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_\mu \leq \tau_\mu = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.16 \text{ MPA}$$

Avec $\tau_\mu = T^\mu / b * d$ $\frac{\tau_\mu \max}{b * d (\tau_\mu \max / b * 0.9h)}$ **[BAEL91/A5.1, 1]**

τ_μ : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_\mu$: Contrainte tangentielle admissible ;

T^μ : Effort tranchant max.

$$T^\mu = \max (t_x^{\max} ; t_y^{\max})$$

On a $L_X / L_Y = 3.15 / 11.45 = 0.27$ le panneau travaille suivant deux directions

Donc :

Calcul q_u :

La surface du radier est de : **S = 490,37m²**

Le poids de superstructure : **G = 56903,89 KN**

$$q_u = 1.35 G/S + 1.5 Q$$

$$q_u = [1.35 \times (56903.89/490.37)] + 1.5 \times 5 = 164.15 \text{ KN/M}^2$$

$$(T_x = 88,20 \text{ KN} ; T_y = 135,87 \text{ KN})$$

$$h \geq 135,87 / (0.9 \times 1 \times 1.16 \times 10^3) \Rightarrow h \geq 0.13 \text{ m}$$

d/ Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot (f_{c28} / \gamma_b) \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier

h : épaisseur du radier

N_u : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculée à l'E.L.U.R

Pour notre structure : Nu max= **87338,40 KN**

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + hb_1 = b + h$$

$$\ddot{Y} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

$$\ddot{Y} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

$$(01) \Rightarrow 45h + 3h^2 - 87338,40 \geq 0$$

Ou : $h = 0,373 \text{ m}$.

Remarque :

Le radier sera étudié comme un plancher renversé avec une hauteur égale à **(L/10)** et une dalle pleine d'épaisseur égale à **(L/20)**.

Pour satisfaire les quatre conditions, soit : $h = 175 \text{ cm}$

e/ La hauteur des nervures :

$$h_n = L/10 = 1145/10 = 114.5 \text{ cm on prendra } h_n = \mathbf{115 \text{ cm}}$$

f/ Épaisseur de la dalle :

$$e \geq L/20 \Rightarrow e \geq 1145/20 = 57.25 \text{ cm, on prendra } e = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

VIII-4-2/ Pré dimensionnement des poutres :

On distingue deux types de poutres apparentes

- ✓ Poutres principales et Poutres secondaires
- ✓ Dimensions des poutres doivent satisfaire les Conditions suivantes :

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.4 h \Rightarrow 0.3 (175) \leq b_0 \leq 0.4 (175) \text{ on prendra } b_0 = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$b_1 \leq \min (L - b_0 / 2, L/10) \Rightarrow b_1 \leq \min (1145 - 60 / 2, 1145/10)$$

On prendra $b_1 = \mathbf{115 \text{ cm}}$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 115 + 60$$

On prendra $b = \mathbf{290 \text{ cm}}$

VIII-5/ Détermination des sollicitations :

VIII-5-1/ Caractéristiques du radier :

$$h = 175 \text{ cm} ; e = 60 \text{ cm} ; h_n = 115 \text{ cm} ; \text{ Surface du radier } S = \mathbf{490.37 \text{ m}^2}$$

$$I_{xx} = 53147.08 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = 53089.83 \text{ m}^4$$

$$V_x = 13,925 \text{ m} \quad V_y = 11,45 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier

Tableau VIII.2: Dimension de la poutre.

	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)
h (cm)	175,00	175,00
h₀ (cm)	60,00	60,00
b₀ (cm)	60,00	60,00
b₁ (cm)	115,00	115,00
b (cm)	290,00	290,00

VIII-5-2/ Calcul du poids du radier P_r :

$$P_r = P_1 + P_p + P_s$$

Poids du radier sans poutres : $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$

Poids des poutres principales : $P_p = L (h-h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Poids des poutres secondaires : $P_s = L (h-h_0) b_0 \cdot \gamma_b$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$P_1 = 490.37 \times 0.6 \times 25 = 7355.55 \text{ KN}$$

$$P_p = 135.80 (1.75 - 0.6) 1.15 \times 25 = 4489.88 \text{ KN}$$

$$P_s = 27.85 (1.75 - 0.6) 1.15 \times 25 = 920,79 \text{ KN}$$

$$P_r = 7355.55 + 4489.88 + 920.79 = \mathbf{12766,22 \text{ KN}}$$

Surcharges d'exploitation :

$$Q_r = 5 \times S \Rightarrow Q_r = 5 \times 490.37 \Rightarrow \mathbf{Q_r = 2451.85 \text{ KN.}}$$

VIII-5-3/ Combinaisons d'actions :

VIII-5-3-1/ État limite ultime (E.L.U) N_u^1 N_u^2

Situations durable et transitoire : $(1.35G + 1.5Q) + (1.35P_r + 1.5Q_r) + N_u^3$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 + N_u^3$$

Avec :

N_u^3 : Le poids de remblai.

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le Logiciel ETABS sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 87338,40 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = (1.35 \times 12766.22) + (1.5 \times 2451.85) = \mathbf{20912.16 \text{ KN}}$$

$$N_u^3 = 2084,07 \text{ KN}$$

$$N_u = 87338,40 + 20912.16 + 2084,07 \Rightarrow \mathbf{N_u = 110334.63 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{M_x = 12776,90 \text{ KN.M}}$$

$$\mathbf{M_y = 5358,64 \text{ KN.M}}$$

Avec :

M_x et M_y : résultante de tous les moments au radier dans la direction considérée, sont donnés par le logiciel ETABS.

VIII-5-3-2/ État limite service (E.L.S.) :

$$(G + Q) + (P_r + Q_r) + N_u^3$$

$$N_s = 63890,30 + 15218,07 + 2084,07 \Rightarrow \mathbf{N_s = 81192,44 \text{ KN.}}$$

$$\mathbf{M_x = 9321,42 \text{ KN.M}}$$

$$\mathbf{M_y = 3901,47 \text{ KN.M}}$$

VIII-5-4/ Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1,2} = [(N/S) + (M/I)]. V \quad \text{Ou} \quad \sigma_{1,2} = [(N/S) - (M/I)] . V$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4$$

Avec :

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

$$\sigma_{1,2} = [(N/S_r) + (M_u/I_r)] \cdot V \quad \text{Ou} \quad \sigma_{1,2} = [(N/S_r) - (M_u/I_r)] \cdot V$$

$$N_u = 110334.63 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\sigma_{\text{adm}} = \sigma_{\text{sol}}^u = 1.33 \cdot \sigma_{\text{sol}} = 2,50 \text{ bars}$$

a/ Situation durable et transitoire :

Moment à la base :

$$\text{ELS: } M_x = 932.142 \text{ T.m}$$

$$M_y = 390.147 \text{ T.m}$$

$$\text{ELU: } M_x = 1277.69 \text{ T.m}$$

$$M_y = 535.864 \text{ T.m}$$

$$\text{ELA : } M_x = 14018.215 \text{ T.m}$$

$$M_y = 14813.437 \text{ T.m}$$

Effort normal à la base :

$$\text{ELS : } N_s = 6826.583 \text{ T}$$

$$\text{ELU : } N_u = 9324.534 \text{ T}$$

$$\text{ELA : } N_{\text{acc}} = 6389.190 \text{ T}$$

b/ Détermination des contraintes $\sigma_{1,2}$:

ELS : Sens x-x :

$$\sigma_1 = 13.82 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 13.49 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 13.73 \text{ bars} \leq 1.33 \cdot \sigma_s = 37.91 \text{ bars} \dots \text{Condition vérifier}$$

⇒ Sens y-y :

$$\sigma_1 = 14.37 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 12.93 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 14.01 \text{ bars} \leq 1.33 \cdot \sigma_s = 37.91 \text{ bars} \dots \text{Condition vérifier}$$

ELA : Sens x-x :

$$\sigma_1 = 18.98 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 6.57 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 15.88 \text{ bars} \leq 1.33 \cdot \sigma_s = 37.91 \text{ bars} \dots \text{Condition vérifier}$$

⇒ **Sens y-y :**

$$\sigma_1 = 23.60 \text{ bars} \qquad \sigma_2 = 1.95 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 15.88 \text{ bars} \leq 1.33 \cdot \sigma_s = 37.91 \text{ bars}$$

ELU: Sens x-x:

$$\sigma_1 = 18.87 \text{ bars} \qquad \sigma_2 = 18.42 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 18.76 \text{ bars} \leq 1.33 \cdot \sigma_s = 37.91 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

Sens y-y :

$$\sigma_1 = 19.63 \text{ bars} \qquad \sigma_2 = 17.66 \text{ bars}$$

$$\sigma_m = 19.14 \text{ bars} \leq 1.33 \cdot \sigma_s = 37.91 \text{ bars} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

VIII-5-5/ Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1.5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment.

S : Surface d'assise du bâtiment.

Z : L'ancrage.

γ : Poids volumique de l'eau

Pour la structure étudié : **P = 56903,89 KN**

$$P \geq 1.5 \times 4903,70 \times 1 \times 2.88 \Rightarrow P \geq \mathbf{21183,98 \text{ KN}}$$

$$P = 56903,89 \text{ KN} \geq 21183,98 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

⇒ La structure est stable. Ferrailage du radier :

VIII-5-6/ Ferrailage de la dalle :

- ✓ Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.

a/ Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q - \sigma_m \cdot (L/4) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité : $L_x = 3.15 \text{ m}$ $L_y = 11.45 \text{ m}$

$\alpha = L_x/L_y = 3.15/11.45 = 0.27 \text{ m}$ La dalle porte suivant une seule direction

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$ Suivant la direction L_x

$M_y = \mu_y \cdot M_x$ Suivant la direction L_y

b/ Etat limite ultime (E L U) :

$$q_u - \sigma_m \cdot (L/4) \cdot 1\text{m} \Rightarrow 164.15 - 13.73(11.45/4) \cdot 1 = 430.57 \text{ KN/ml}$$

c/ Etat limite de service (E L S) :

$$q_s - \sigma_m \cdot (L/4) \cdot 1\text{m} \Rightarrow 121.04 - 13.73(11.45/4) \cdot 1 = 307.17 \text{ KN/ml}$$

Tableau de Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y :

Tableau VIII.3: Les Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.

Sollicitations	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN/m)	M_{0y} (KN/m)
E.L.U	3.15	11.45	0.25	0.1101	0.2500	179,328	44,832
E.L.S	3.15	11.45	0.25	0.1121	0.2854	134,634	38,424

Tableau récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées :

Tableau VIII.4 : Les sollicitations maximales appuis et travées

Moment \ Sens	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a (KN.m)	89,664	67,317	22,416	19,212
M_t (KN.m)	152,428	114,438	38,107	32,660

VII-3-5/ Calcul des armatures :

a/ Enrobage :

Fissuration préjudiciable $a = 2 \text{ cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2}$$

$$C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq h_0/10 \Rightarrow \phi_{\max} \leq 60/10 = 6\text{cm}$$

On prendre $\phi = 1.6\text{cm}$

Donc : $C_x = 2 + 1.6/2 = 2.8\text{ cm}$

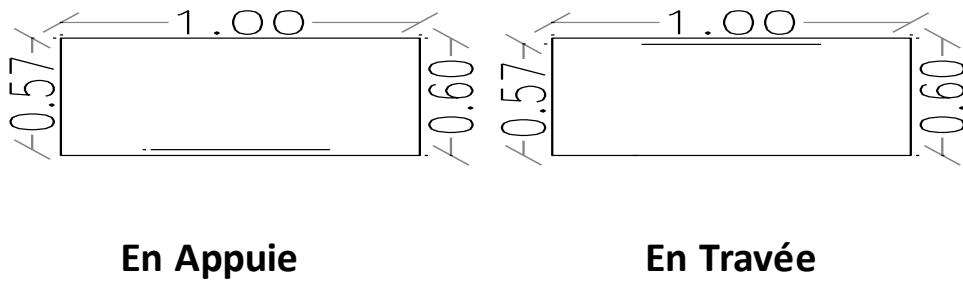
$C_y = 2 + 1.6 + 1.6/2 = 4.4\text{cm}$

$d_x = h_0 - C_x = 60 - 2.8 = 57.2\text{cm}$

$d_y = h_0 - C_y = 60 - 4.4 = 55.6\text{cm}$

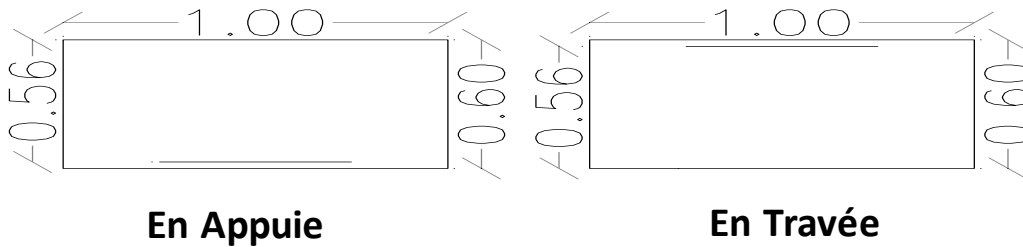
b/ Sections de calcul :

Sens x-x :



FigVIII.1: Section de calcul dans le sens X-X.

Sens y-y :



FigVIII.2: Section de calcul dans le sens Y-Y.

VII-3-5-1/ Sens x-x:

a/ En travée :

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_u = 152,428\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = 152,428 \cdot 10^3 / (100 \cdot 57^2 \cdot 14,2) = \mathbf{0.038}$$

$\mu = 0.038 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots$ Pas d'aciers comprimés

$$\alpha = 1,25x(1-\sqrt{1-2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,25x(1-\sqrt{1-0,038}) = \mathbf{0,023}$$

$$\beta = 1-0,4\alpha \Rightarrow \beta = 1- (0,4x0,023) = \mathbf{0,990}$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,990 \times 57 = \mathbf{56,43 \text{ m}}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot z} \Rightarrow A_{st} = \frac{152,428 \times 10^3}{435 \cdot 56,43} = \mathbf{6,20 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$A_{st} = \max (A_{st} ; A_{\min}) \Rightarrow A = \max (6,20 ; 1,99) \Rightarrow A = \mathbf{6,20 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Choix des armatures: **6T12/ml** $A_{st} = \mathbf{6,79 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

b/ En appui :

Etat limite ultime (E.L.U) : $M_u = 89,664 \text{ KN}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu = 89,664 \cdot 10^3 / (100 \cdot 57^2 \cdot 14,2) = \mathbf{0,019}$$

$$\mu = 0,019 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots \text{ Pas d'aciers comprimés}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1-\sqrt{1-2\mu}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1-\sqrt{1-0,019}) = \mathbf{0,011}$$

$$\beta = 1-0,4\alpha \Rightarrow \beta = 1- (0,4x0,011) = \mathbf{0,995}$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,995 \times 57 = \mathbf{56,74 \text{ cm}}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot z} \Rightarrow A_{sa} = \frac{89,664 \times 10^3}{435 \cdot 56,74} = \mathbf{3,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

$$A_{sa} = \max (A_{st} ; A_{\min}) \Rightarrow A = \max (3,63 ; 1,99) \Rightarrow A = \mathbf{3,63 \text{ cm}^2/\text{ml.}}$$

Choix des armatures: **4T12/ml** $A_{sa} = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}}$

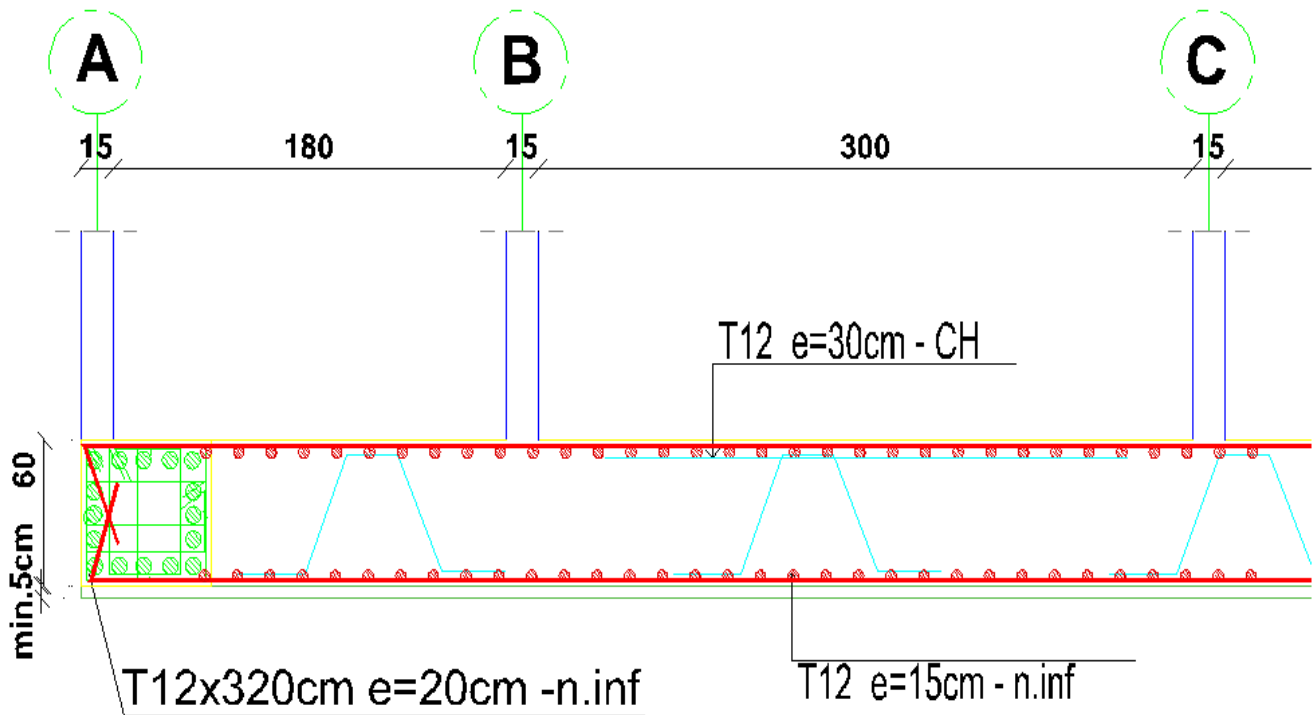


Figure VIII.3 : Coupe ferrailage de radier.

VIII-6/ Étude du voile périphérique :

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts Tranchants dus au séisme.

D'après **RPA99/version 2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

Epaisseur ≥ 15 cm

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de **0.10 %** dans les deux sens (horizontal et vertical)

Un recouvrement de 40φ pour les renforcements des angles.

⇒ On adopte une épaisseur **e = 0,15 m**

⇒ La hauteur de voile périphérique **h = 3,6 m**

VIII-6-1/ Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2Qh}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec: } Q = \frac{p_i \cdot h}{2} \quad P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0 \quad K_0 = \text{tg}^2 \varphi \cdot \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

K_0 : coefficient de poussée

h : Hauteur de voile périphérique $h = 3,6 \text{ m}$

γ_d : poids spécifique du remblai $\gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^2$.

φ : angle de frottement $\varphi = 35^\circ$

$$K_0 = \operatorname{tg}^2 35. \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{35}{2} \right) \right] \Rightarrow K_0 = 0,33$$

$$P_i = 1,8 \cdot 3,6 \cdot 0,33 \Rightarrow P_i = 2,13$$

$$Q = 2,13 \cdot 3,61 / 2 \Rightarrow Q = 3,84$$

$$M_{\max} = \frac{2 \times 3,84 \times 3,6}{9\sqrt{3}} \Rightarrow M_{\max} = 1,77 \text{ t.m}$$

VIII-6-2 / Calcul du ferrailage vertical:

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 1,77 \cdot 10^2 \text{ KN.}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande de section : $S = (1,00 \times 0,15) \text{ m}^2$

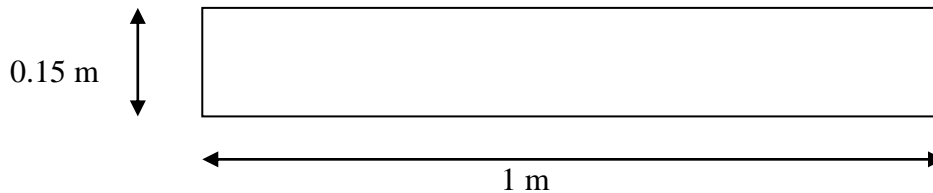


Figure VIII.4 : Section à considérer dans les calculs.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}} \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 16,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$x = (n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}$$

$$\Rightarrow x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,15) / (15 \times 15) + 16,5 = \mathbf{0,126}$$

$$Z = d - \frac{x}{3} \Rightarrow Z = 0,135 - \frac{0,126}{3} = \mathbf{0,093}$$

$$\overline{M}_l = \frac{1}{2} b \times \overline{\sigma}_{bc} \cdot Z \quad \Rightarrow \quad \overline{M}_l = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,15 \times 15 \times 0,093 = \mathbf{0,105 \text{ Mpa}}$$

$M_{ser} < \overline{M}_l$ \longrightarrow section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \cdot z} \quad \Rightarrow \quad A_s = 3,28 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

VIII-6-3/ Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :

Un pourcentage minimum de **0,10%** de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1 \% \cdot 100 \cdot 15 = \mathbf{1,5 \text{ cm}^2}$$

$$A_t = 0,1 \% \cdot 100 \cdot 15 = \mathbf{1,5 \text{ cm}^2}$$

Choix des armatures verticales : 6T10/ml $A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement de : T10 $\longrightarrow e = 15\text{cm}$

Choix des armatures horizontales : 6T10/ml $A = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement de : T10 $\longrightarrow e = 15\text{cm}$

VIII-6-4/ Vérification la Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 f_{t28} b \cdot d / f_e$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,15 \times 2,1 \times 10^4 / 500 = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s = 3,28 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

A decorative graphic consisting of several horizontal and vertical lines. There are two green horizontal lines, one at the top and one at the bottom. There are two red horizontal lines, one above the top green line and one below the bottom green line. There are also two vertical lines, one green on the left and one red on the right, which intersect the horizontal lines to form a central rectangular frame.

Conclusion générale

Le thème de notre projet a traité l'étude d'une structure en béton armé réalisée selon la technique table et banche, nous avons pu grâce à cette étude définir cette technique et déceler les avantages et les inconvénients de ce type de coffrage.

Après avoir achevé ce mémoire de fin d'étude, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.

Il garantit la sécurité des ouvriers par l'emploi de passerelles et filets de sécurité.

Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes

Sur le plan économique, les systèmes structurels par coffrage table et banche sont beaucoup plus économiques.









En fin, l'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifiée doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humains et matériels, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Nous espérons que cette modeste étude comme une référence qui contient un minimum d'informations utiles pour faciliter les études des futures promotions.







REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

Les livres:


-  *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991.*
-  *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*.*
-  *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- *3^{eme} édition 99*.*
-  *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 ».*
-  *Règles Parasismiques Algériennes RPA 99*
-  *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.*
-  *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.*
-  *Guide pour la rédaction des mémoires fin d'études.*

A.MEDJBER/M.HAFIAN/H.AÏMER




Les mémoires de fin d'étude :

-  Dardoune Abderaouf, Tayeb Mohamed EL Amine, Mémoire fin d'étude, université de Mostaganem, Etude d'un bâtiment R+9 technique coffrage tunnel, Mostaganem-2019.
-  Talah Ahmed, Feham Ahmed, Mémoire fin d'étude, université de Tissemsilt, Etude sismique des structures en béton armé système coffrage tunnel, Tissemsilt-2019.
-  Fetati Souleyman, Fetati Tawfik, Mémoire fin d'étude, université de Saida, Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Saida 2007.
-  Ait Youcef Karima, Mémoire fin d'étude, université de Tizi-Ouzou, Étude d'un bâtiment en (R+8+sous-sols+charpente en bois) à usage d'habitation, commercial et de service, contreventée par voiles et portiques avec l'application de ETABS, Tizi-Ouazou-2012.

Site d'internet :

-  <https://bouzid-haytham.blogspot.com>

Outils informatiques

-  Logiciel AUTOCAD
-  Logiciel ETABS
-  Logiciel EXCEL