



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique
Centre Universitaire El-wancharissi de Tissemsilt



Institut de Sciences et de la Technologie
Département des Sciences de la nature et de la vie

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

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Présenté par : **TALAH Ahmed**

FEHAM Ahmed

Thème

Etude sismique des structures en béton armé système coffrage tunnel

Soutenu le, 23/09/2020

Devant le Jury :

DJEFFAL Houcine	Président	M.C.B.	CU-Tissemsilt
OUAZIR Mansour	Encadreur	M.C.B.	CU-Tissemsilt
BOURAADA Fouad	Examineur	M.C.B.	CU-Tissemsilt

Année universitaire : 2019-2020

Liste des Symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- AS : Aire d'une section d'acier tendue
- ASC : Aire d'une section d'acier comprimée
- At : Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
- Ar : Armatures de répartition
- B : Aire d'une section de béton
- Br : Section réduite du poteau
- Bc : 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
- Eij : 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)
- fe : Limite d'élasticité de l'acier
- fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours
- ftj : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours
- fbu : 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
- Lf : Longueur de flambement
- Mser : Moment fléchissant de calcul de service
- Mu : Moment fléchissant de calcul ultime
- MR : Moment renversant
- MS : 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

T_1 et T_2 : 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 (alpha)

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élanement mécanique λ des poteaux

λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (lambda)

γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (gamma)

γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature, Facteur de correction d'amortissement (eta)

ν : Coefficient de poisson (nu)

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (xi)

ρ : Poids volumique, rapport de la section d'acier sur celle du béton (rho)

σ : Contrainte normale (sigma)

$\bar{\sigma}_c$: Contrainte admissible du béton comprimé

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus

σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés

τ : Contrainte tangente (tau)

$\bar{\tau}$: Contrainte tangente admissible

Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale (phi)

Φ_t : Diamètre d'une armature transversale

TABLE DES MATIERES

Liste des Figures	01
Liste des Tableaux	03
Liste des Symboles	05
Table des matières	07
Avant-propos	10
Introduction Générale	11
Chapitre I. Présentation de la technique du coffrage tunnel	14
I.1 introduction.....	15
I.2 Définition.....	15
I.3 Les accessoires du coffrage tunnel.....	17
I.4 La préparation du coffrage tunnel.....	20
I.5 Stabilité du coffrage tunnel	20
I.6 Chauffage du béton.....	21
I.7. Domaine d'application.....	22
I.8 Avantages et inconvénients	23
I.9. Conclusion.....	23
Chapitre II. Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	24
II.1. Présentation du projet	25
II.1.1 Introduction	25
II.1.2 Caractéristiques de la structure	25
II.1.3 Données du site	25
II.1.4 Caractéristique techniques.....	27
II.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	29
II.2.1 Le Béton.....	29
II.2.2 Composition du béton utilisée dans notre projet	32
II.2.3 Résistance du béton	32
II.2.4 Les aciers utilisés en béton armé.....	34
II.2.5 Caractéristique de l'acier.....	35
II.3. Conclusion.....	36
Chapitre III. Pré-dimensionnement des éléments résistant et calcul des éléments Secondaires	37
III.1. Introduction	38
III.2. Système coffrage tunnel.....	38
III.2.1. Pré-dimensionnement des planchers.....	38
III.2.2. Pré-dimensionnement des voiles.....	40
III.2.3. Descente des charges	41
III.2.4 Etude du plancher dalle pleine.....	42
III.2.5 Étude des escaliers.....	58
III.3. Système portique.....	65

III.3.1 Dimensionnement du plancher corps creux	65
III.3.2 Dimensionnement des poutrelles	65
III.3.3 Les charges permanentes et d'exploitation	66
III.3.4 Les combinaisons d'actions	67
III.3.5 Pré-dimensionnement Des Poutres	67
III.3.6 Pré dimensionnement des poteaux :.....	68
III.4. Conclusion.....	73
Chapitre IV. Etude Sismique	74
IV.1. Introduction	75
IV.2. Calcul sismique.....	75
IV.2.1 Condition d'application pour chaque Méthode.....	76
IV.2.2 Choix de la méthode de calcul	77
IV.2.3 Modélisation de la structure.....	77
IV.2.4 Méthode statique équivalente	78
IV.2.5 méthode d'analyse dynamique modale spectrale.....	79
IV.3. Partie(01) Système coffrage tunnel.....	80
IV.3.1 Application de La méthode :.....	80
IV.3.2 Modélisation de la structure :.....	83
IV.3.3 Nombre de modes à considérer.....	84
IV.3.4 Calcul dynamique des forces sismique	84
IV.3.5 Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale	84
IV.3.6 Vérification de la condition des résultantes des forces sismique	85
IV.3.7 Modélisation Etabs.....	86
IV.3.8 Résultats de l'analyse dynamique.....	88
IV.4. Partie(02) (système portiques auto-stable).....	94
IV.4.1 Application de La méthode :.....	94
IV.4.2 Modélisation de la structure :.....	97
IV.4.3 Nombre de modes à considérer.....	98
IV.4.4 Calcul dynamique des forces sismique	98
IV.4.5 Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale	98
IV.4.6 Vérification de la condition des résultantes des forces sismique	98
IV.4.7 Modélisation Etabs	100
IV.4.8 Résultats de l'analyse dynamique.....	102
VI.5. Conclusion	107
Chapitre V. Calcul des éléments de contreventement et fondations	108
V.1. Introduction	109
V1.a. les éléments de contreventements :.....	109
V1.b. les fondations	109
V.2. Calcul des contreventements.....	110

V.2.1.calcul des murs voiles porteurs (système coffrage tunnel).....	110
V.2.2 Ferrailage des voiles	113
V.2.3.Exemple de calcul d'un trumeau	116
V.2.4. Exemple de calcul d'un linteau	119
V.2.5. Tableau de résultats de ferrailage des voiles	124
V.2.6 Tableaux de ferrailage adopté pour chaque voile	126
V.2.7.Conclusion sur la partie éléments de contreventement	127
V.3. Calcul des fondations.....	128
V.3.1 Calcul de radier	128
V.3.2 Pré dimensionnement du radier	129
V.3.3 Vérification des contraintes ELS.....	130
V.3.4 Vérification des contraintes ELU.....	130
V.3.5 La longueur élastique	130
V.3.6 Calcul des contraintes	131
V.3.7 Evaluation des charges pour le calcul du radier	131
V.3.8 Ferrailage du radier	132
V.3.9 Tableau de calcul de ferrailage.....	133
V.4. Etude du voile périphérique	135
V.4.1. Introduction	135
V.4.2. Dimensionnement du voile.....	135
V.4.3. Evaluation des efforts agissants sur le voile.....	135
V.4.4Détermination des sollicitations	136
V.5.Conclusion sur la partie fondations.....	139
Chapitre VI. Etude de comparaison entre les deux types de structures.....	140
VI.1. Introduction	141
VI.2. Aspects techniques :.....	141
VI.2.1 comportement dynamique	141
a) Modes de vibrations.....	141
b) périodes.....	142
c) Participation massique	143
d)-Excentricité	144
e)-Répartition de L'effort tranchant à la base V dynamique.....	146
f)-Poids de la structure	146
g)-Déplacements latéraux inter étages	147
h)-Effet P- Δ	149
VI.3.Aspects économiques:.....	151
VI.3.1 Délai de réalisation :.....	151
VI.4)-Conclusions :.....	152
Conclusion Générale	153
Références bibliographiques.....	155

Avant propos

Du premier temps jusqu'ici l'actuel présent à travers toutes les civilisations, se réfugie est le premier souci de l'être humain, et restera l'une des occupations préliminaires et privilégiées et on disant; tant qu'il y aura des hommes, il y aura des constructions.

Actuellement, la construction des bâtiments connaît un essor et développement considérable dans tous les pays, s'en adoptent à une évolution des techniques des mœurs. Placer sous le signe d'une évolution des techniques, la formation du professionnel ne doit s'arrêtera à l'acquisition ou à la limitation du passé, mais sur une réflexion et une analyse technique conforme à une technologie de pointe sure et éprouvée.

Introduction générale

Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en termes de sécurité sont obtenus en respectant les principes de conception. Le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique. En outre, la sécurité est en général mieux assurée dans une structure bien conçue et calculée de manière approchée que dans une structure mal conçue pour laquelle des calculs compliqués sont effectués. Les règlements parasismiques encouragent le concepteur à adopter des dispositions de conception en général favorables à un bon comportement de la structure.

L'objectif global du projet de construction parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie. Le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique.

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 autostable 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 à pénalisé ce type de système structurel (limitation en hauteur) suite à l'apparition de la nouvelle version 2003 des RPA.

Outre la limitation des niveaux pour les constructions en portiques auto stable dans les zones de forte sismicité, étant donné leur flexibilité latérale importante par rapport aux systèmes en voiles, les codes parasismiques, dont les RPA 99-V2003 exigent que ces

systèmes soient conçus de manière à ce que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, de façon à éviter un mécanisme de ruine prématuré en préservant la stabilité des éléments porteurs.

On assure la vérification de cette condition, si on vérifie que, pour chaque orientation de l'action sismique, on respecte le concept de « poutres faibles-poteaux forts ».

Mais il est toujours utile de savoir que le contreventement des structures assuré par des voiles en béton armé, présente un avantage, vu que leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques et de multiples raisons d'ordre sécuritaires et économiques.

A présent, et après le séisme du 21 mai 2003 qui a touché 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+5 ou R+6. 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 principale de ce travail est de présenter les résultats de calcul sismique entre deux méthodes de systèmes structurels pour les structures en béton armé.

Dans le premier chapitre, nous présentons le principe de système de contreventement par des voiles porteurs (système coffrage tunnel) 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 chapitre sera consacré pour le pré-dimensionnement des éléments résistants et le calcul des éléments secondaires.

Le quatrième chapitre sera répartie en deux parties, la 1^{ère} partie pour le calcul sismique de système structurels de coffrage tunnel et la 2^{ème} partie pour le calcul sismique du même bâtiment de R+5 avec un système structurels portique auto stable.

Le cinquième chapitre sera consacré au calcul des éléments de contreventement et le calcul des fondations.

Dans le sixième chapitre nous présentons une comparaison des résultats obtenue de calcul sismique entres les deux systèmes de structures coffrage tunnel et portique auto stable.

Et enfin une conclusion général réunis toutes les constatations et les résultats obtenue à travers cette étude.

Chapitre I

P

*présentation de la technique du coffrage
tunnel*

I.1 introduction :

Une propriété essentielle du béton est son aptitude à épouser la forme dans laquelle on le coule lorsqu'il est encore à l'état frais.

Sur chantier, les formes utilisées pour le moulage du béton sont les coffrages. Pour les ouvrages verticaux, tels que murs, voiles verticaux, poteaux, ces coffrages appelés banches ont donné lieu à l'expression « béton banche », qui désigne le béton coulé dans des banches.

Le coffrage constitue l'outil essentiel en matière de réalisation d'ouvrages en béton. Il a beaucoup évolué ces dernières années pour mieux s'adapter à des besoins de plus en plus complexes et variés.

Grâce aux coffrages, le béton coulé in situ demeure pour beaucoup d'ouvrages une solution économique et parfois la seule utilisable lorsque le volume de la réalisation est très important ou lorsque les éléments à réaliser ne sont pas suffisamment répétitifs pour justifier leur préfabrication.

I.2 - Définition :

Le système de coffrage de tunnel 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.

Il est composé de demi-coquilles (1-2), (un panneau vertical et un panneau horizontal) qui s'assemblent pour constituer un tunnel (fig I.1).

Des contrefiches articulées (3) relient panneaux horizontal et vertical. Elles permettent le réglage de la planéité de la dalle et facilitent les opérations de décoffrage.

Le panneau vertical est équipé de dispositifs de réglage de translation (4) et d'une triangulation de stabilité avec roulette (5). Le panneau horizontal peut recevoir des bandes additionnelles (6) permettant une multitude de solutions dimensionnelles, d'où un grand nombre de réemplois sur des opérations différentes.

Un panneau de fond (7) peut équiper les demi-coquilles pour couler un mur de contreventement en même temps que les voiles et la dalle.

Son originalité est marquée par la disposition horizontale des poutres de panneaux, ceci permet de multiples décalages horizontaux.



Fig I.1 : Photo du système coffrage tunnel

I.2.1 Les caractéristiques standards :

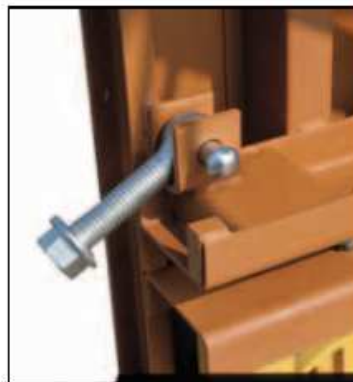
- Largeur de trames: de 2,40 m à 6,00 m.
- Panneau horizontal Type 1 de 1,20 à 1,60 m.
- Panneau horizontal Type 2 de 1,80 à 2,40 m.
- Panneau horizontal Type 3 de 2,40 à 3,00 m.
- Modification des largeurs de travées : Par mise en place d'une bande additionnelle de 0,05 à 0,60 m de largeur.

- Longueur de colis : Jusqu'à 12,50 m en fonction des moyens de levage disponibles.
- Longueur de base : 1,25 m.
- Poids moyen : 100 Kg/m².
- Résistance à la pression des bétons : 6 T/m²
- Résultats atteints: Montage, en moyenne 1,94 H/m² de coffrage, grue comprise.
- Matériel prêt au bétonnage, protections en place. Utilisation, en moyenne 0,25 à 0,30 H/m².
- Manutention : Elingage ; Triangle de décoffrage.
- Transport : 180 m² par plateau de camion.

I.3 Les accessoires du coffrage tunnel :



Ensemble roulette de translation et verin de mise à niveau



Tige de liaison entre panneaux



Roulette de triangulation et verin de mise à l'aplomb



Contrefiche articulée facilitant le décoffrage



Bande additionnelle



Coffrage d'amorce du voile supérieur

Fig I.2 : Accessoires du système coffrage tunnel

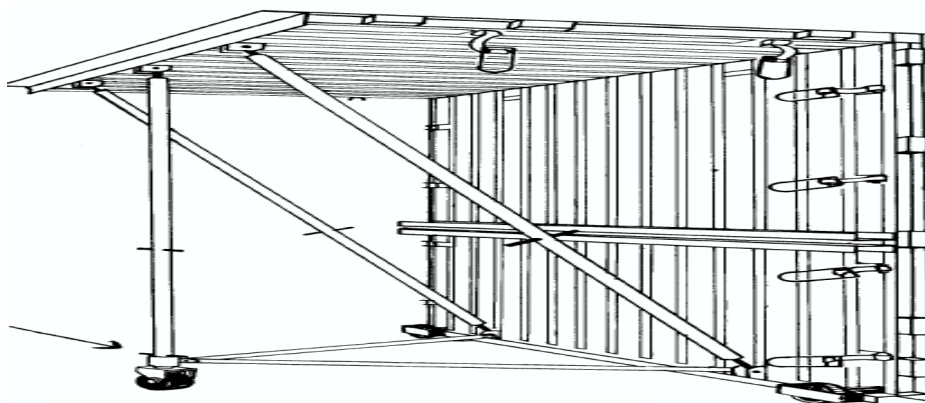


Fig I.3: schéma de demi-coquille

a) 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 (Fig I.3), quand il s'agit de couler une chambre entouré de trois voiles.

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.

Le décoffrage par demi-coquille permet de maintenir la dalle constamment étayée

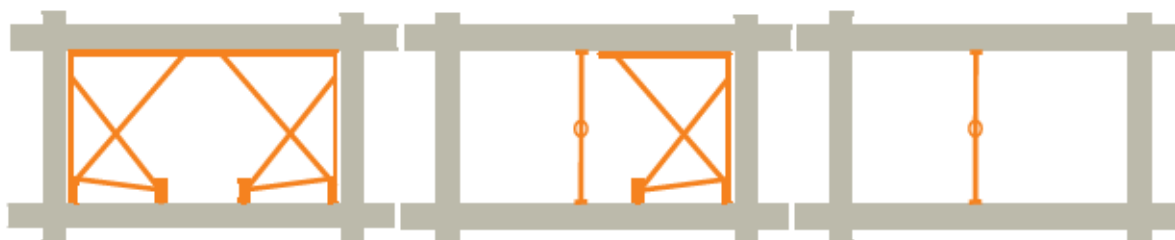


Fig I.4: Le décoffrage par demi-coquille

A la base du panneau verticale deux vérins à vice permettent le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues servent

à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure I.4.

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

b) Passerelle de décoffrage:

Ce sont des passerelles de grande largeur, supérieure à la longueur d'un élément de coffrage, installées en bordure d'une des façades du bâtiment et servant à dégager les tunnels de leur alvéole après décoffrage. Lorsque ceux-ci sont manutentionnés à l'aide d'élingues ou de palonniers spéciaux, l'emploi de ces passerelles est indispensable. Lorsque l'on utilise une fourche de levage, leur installation facilite le travail et accroît considérablement la sécurité du personnel, au point que certaines entreprises n'hésitent pas à équiper les deux faces du bâtiment.

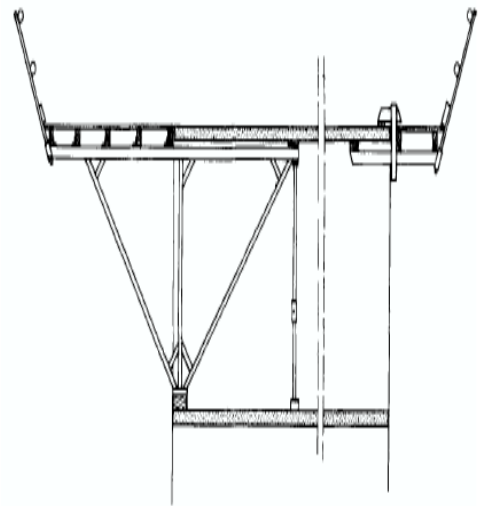


Fig I. 5 : Passerelles de décoffrage

c) Passerelle de circulation :

Ce sont des passerelles de 0,70 m à 0,80 m de largeur, uniquement destinées à la circulation du personnel et placées sur la face du bâtiment opposée à celle où sont installées les passerelles de décoffrage. Elles ne doivent donc en aucun cas servir à entreposer du matériel.

En général leur système de fixation au gros œuvre est constitué par une fourche métallique qui vient se coincer dans la dalle de plancher. Il est recommandé d'intercaler entre la partie supérieure de la fourche et le dessus de la dalle une cale en bois qui répartit les pressions et évite le poinçonnement d'un béton trop

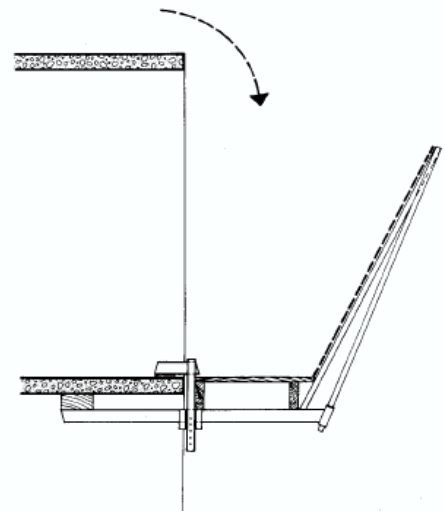


Fig I. 6 : Passerelles de circulation

frais pouvant entraîner la chute de la passerelle. Il est souhaitable que la surface de travail constituée par la partie supérieure du coffrage soit protégée par un garde-corps afin d'éviter les chutes du personnel occupé aux travaux de ferrailage et de bétonnage de la dalle. Ce garde-corps peut se poser facilement à l'aide d'un dispositif spécial fixé sur les

joues de coffrage de la dalle. Si ce mode de protection n'est pas utilisé, la passerelle placée au niveau inférieur doit être munie de garde-corps suffisamment hauts et de filets ou de grillages afin qu'ils puissent jouer le rôle de surface de recueil (fig. I.6).

I.4 La préparations des coffrages tunnel:

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

a) 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.

b) 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.

c) 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.

d) 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.5 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 (fig. 3).



FigI.7. Un aperçu du technique coffrage tunnel sur chantier

I.6 - Chauffage du béton :

Très souvent il est nécessaire de chauffer pendant la nuit la dalle coulée dans la journée pour respecter l'acadence prévue. Ce chauffage peut être correctement réalisé en utilisant l'électricité, le propane, ou l'eau chaude circulant dans des tuyauteries incorporées aux coffrages.

Dans le premier cas, la très basse tension peut être utilisée, mais les transformateurs se trouvent cependant à proximité des lieux de travail. La présence d'appareils alimentés en basse tension dans des endroits particulièrement exposés exige donc une installation électrique conforme aux normes technique, en particulier en ce qui concerne les câbles d'alimentation et la protection contre les contacts directs et indirects.

Dans le second cas, en plus du respect des règles générales de sécurité concernant les installations de gaz, il est recommandé de munir l'installation d'un détendeur de sécurité interrompant la distribution de gaz dans le cas où une rupture de canalisation ou une fuite importante se produit sur le réseau en aval de ce dispositif de sécurité.

L'utilisation d'appareil au fuel, qui amène un dépôt de suie sur les coffrages et occasionne parfois un déversement de mazout sur les dalles lors de leur alimentation est à déconseiller.

I.7 Domaine d'application :

- Le coffrage tunnel convient bien pour exécuter des bâtiments très répétitifs, notamment si ce sont des bâtiments en bande à refends porteurs, généralement à usage d'habitation.
- Il convient aussi pour réaliser des tours, mais l'organisation du chantier est plus difficile.
- Dans les endroits avec dénivelé, l'excavation doit être faite au préalable afin de sortir du tunnel à l'aide d'une grue à tour. Les rideaux du tunnel sont destinés à éviter les pertes de chaleur après l'ouverture des fours. Dans le tunnel, la pompe à béton ne doit pas battre trop haut. Bien que les systèmes de coffrage de tunnel soient fixés avec des cônes, les couvertures en béton peuvent endommager ou changer leur emplacement dans les tuyaux électriques et les espaces réservoirs. Cela provoque également une ségrégation dans le béton. Avant de couler du béton, vous devez prendre soin de la propreté du moule pour la dernière fois (en fait, vous devez le vérifier avant de fixer le fer).
- Avant la mise en place des systèmes de coffrage du tunnel, environ 10 cm. L'essieu est coulé, le point auquel vous devez faire attention lors de cette coulée est de savoir si l'essieu est de niveau et la douceur des pousses provenant de l'étage inférieur. Cet essieu est nécessaire pour retirer le moule. Une fois le moule placé, un contrôle de niveau (technicien de cartographie) doit être effectué. Le projet doit être strictement suivi lors de la tuyauterie. Et une attention particulière doit être portée aux vibrations là où les tuyaux sont très étanches. À l'intérieur des systèmes de coffrage du tunnel, les télescopes sont abaissés et le moule est lâché et retiré à l'aide de ses roues.

I.8 Avantages et inconvénients:

1)Avantage :

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

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.

I.9 Conclusion :

Les systèmes de coffrage de tunnel sont très avantageux par leur rapidité et leur réutilisabilité ; cependant, il existe de nombreux inconvénients. L'expérience des systèmes de coffrage de tunnel de leurs équipes est très importante. Les rôles des mécaniciens, des électriciens, des moules et des forgerons sont très importants. Dans les moules de tunnel, en particulier en hiver, deux séries d'échantillons doivent être prélevées, une série d'échantillons doit être sur le terrain et l'autre dans le tunnel et le lendemain, il convient de décider si le moule sera prélevé ou non. Il est généralement pris comme une estimation en fonction des conditions météorologiques et des supports de télescope sont définitivement placés sous celles-ci.

Chapitre II

P

*présentation du projet et caractéristiques
des matériaux*

II.1 Présentation du projet :

II.1.1 Introduction:

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en **R+5** (Rez de chaussé + 5 étages) à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Tissemsilt, il fait partie d'un projet de **400** logements AADL.

II.1.2 Caractéristiques de la structure :

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtimentH = 18,24
- Hauteur de RDC.....h = 3,04m.
- Hauteur d'étage couranthe = 3,04m

Dimensions en plans :

- Longueur totale..... = 23,55m.
- Largeur totale..... = 22,40m

II.1.3 Données du site :

>Le bâtiment est implanté dans une zone classée par **les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003** comme zone de moyenne sismicité (**zone II-a**)

L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**

>Le site est considéré comme **site rocheux (S1)**

>Contrainte admissible du $\sigma_{sol} = 2,50$ bars.

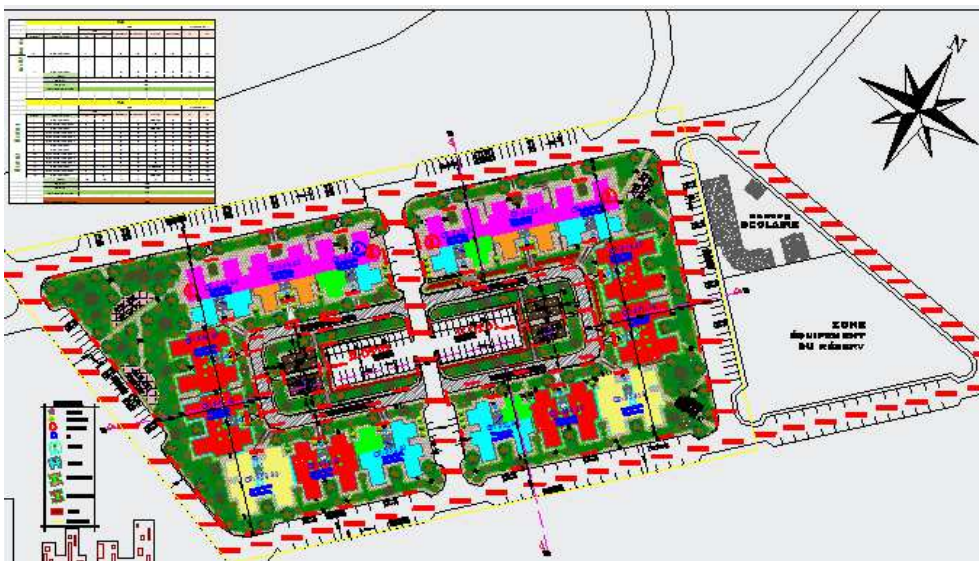


Fig. II.1 .Plan de masse

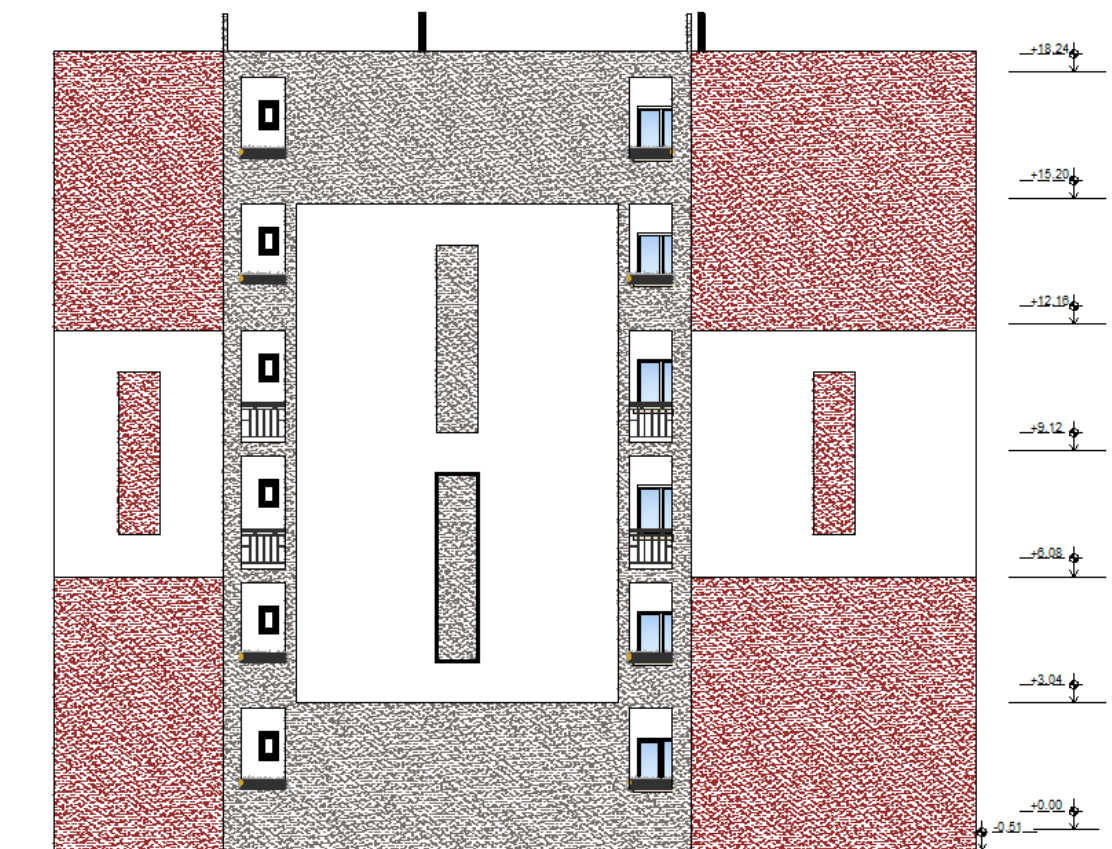


Fig II.2: Façade laterale

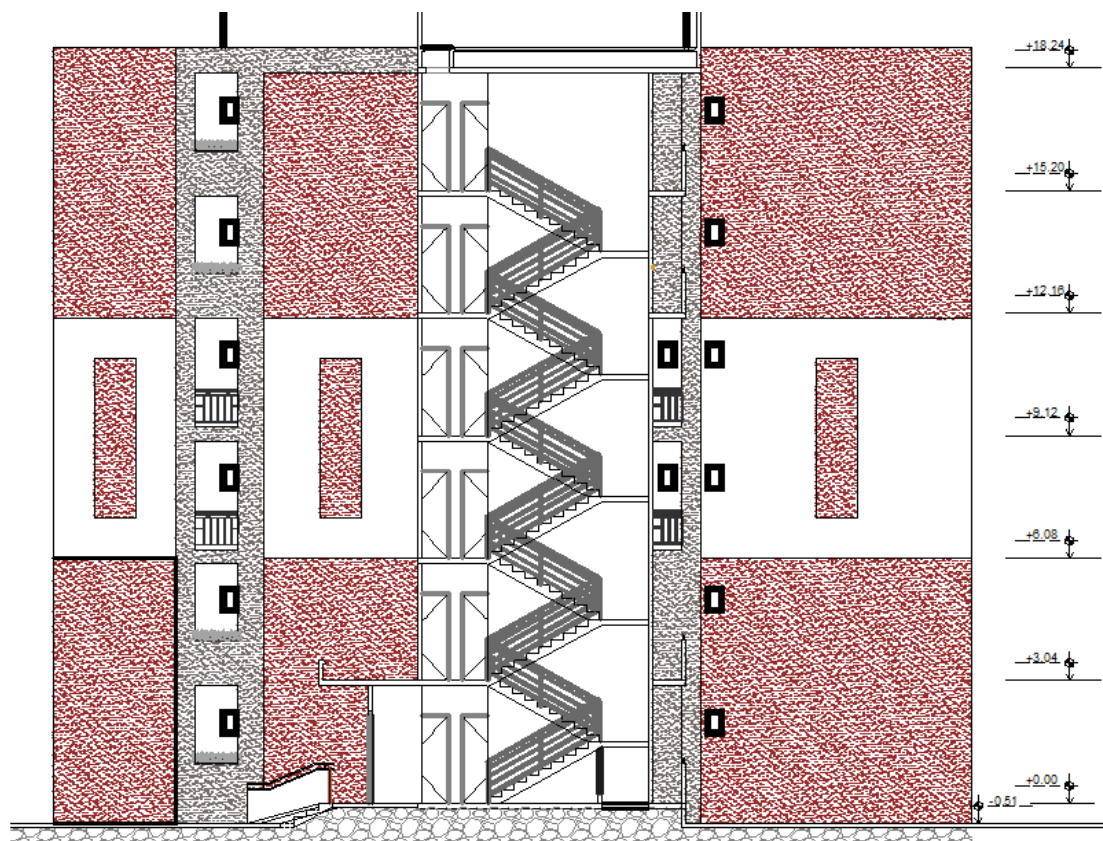


Fig II.3: Coupe

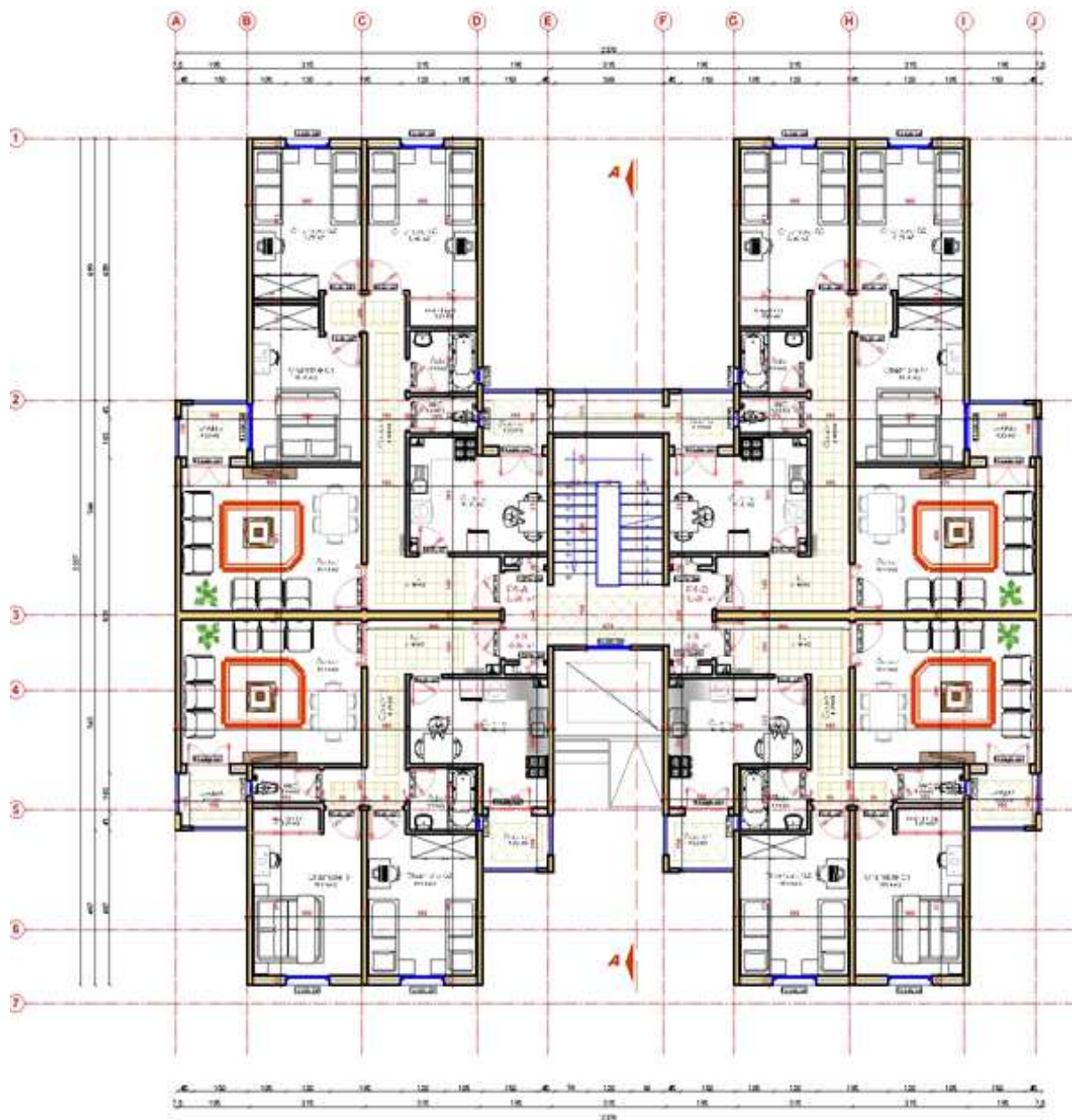


Fig II.4: plan étage courant

II.1.4 Caractéristique techniques :

La structure du bâtiment étudié est composé de portique et voiles porteurs dans les deux sens au plans et assurent par la même occasion son contreventement.

D'après le **RPA 99/version 2003** et le système de contreventement adopté, les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

L'ouvrage comporte une terrasse inaccessible, l'écoulement des eaux pluviales sera

facilité par une forme de pente, et un système d'étanchéité conçu à cet effet. Il comporte aussi :

a) Les planchers :

- Un seul type de plancher a été adopté pour ce projet et c'est un plancher a dalle pleine.

b) Les escaliers :

- Un seul type d'escalier a été adopté : escalier a pailasse porteuse

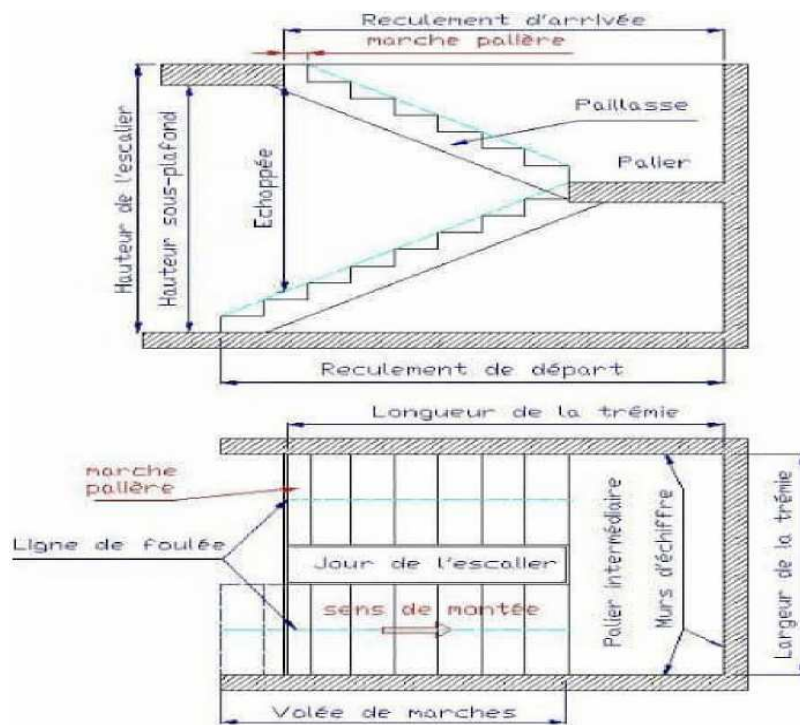


Fig II.5: Schéma de l'escalier

c) L'acrotère :

- Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.
- Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, donc on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :

Fig II.1: Schéma de l'escalier

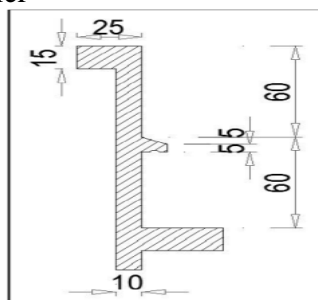


Fig II.6: Schéma de l'acrotère

e) Façades :

Les façades seront composées de parois en briques creuses de 15 cm d'épaisseur, comme indiqué sur la **figure II.4**. Les parois seront couvertes d'une couche d'enduit de 1.5cm d'épaisseur à l'intérieur et d'une couche de mortier de 1.5 cm d'épaisseur à l'extérieur.

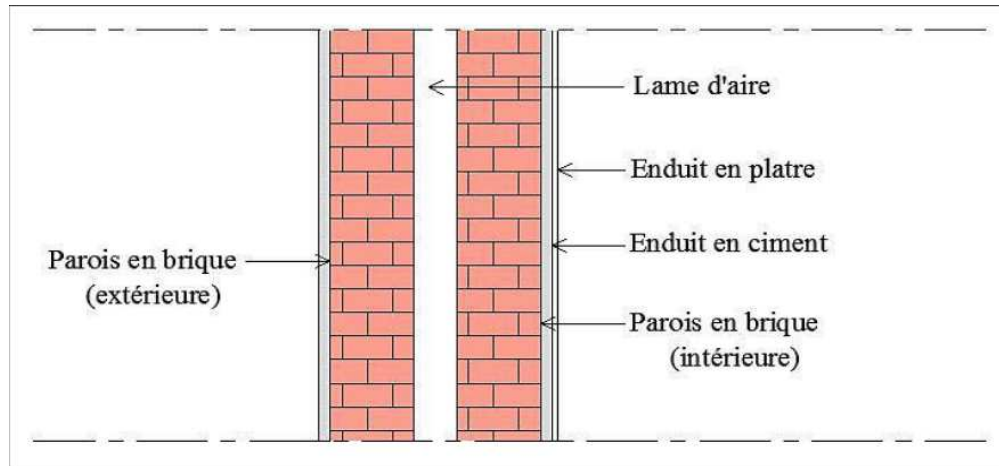


Fig II.7 : Coupe transversale d'un mur de façade

II.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

II.2.1 Le Béton :

Le béton comme les roches naturelles, est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (graviers, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume, argile), c'est-à-dire une matière susceptible d'en agglomérer d'autres ainsi que des adjuvants qui modifient les propriétés physiques et chimiques du mélange. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à l'homogénéité variable, qui peut, selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie.

a) Liant hydraulique :

Un **liant hydraulique** est un liant qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme hydraulité. Il est utilisé dans la construction et dans l'industrie routière afin de répartir la pression uniformément sur toute la surface des particules.

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière inorganique finement

moulue qui, gachée avec de l'eau forme une pâte faisant prise et durcit, et qui après durcissement conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau.

Il existe aussi d'autres liants hydrauliques comme les chaux hydraulique naturelles et artificielles.

❖ Principales catégories de ciments :

Il existe cinq catégories de ciments désignés par les notations suivantes :

- Le Ciment de portland (**CPA - CEM I**)
- Le Ciment de portland composé (**CPJ - CEM II**)
- Le ciment de haut fourneau (**CHF - CEM II**)
- Le ciment de laitier au clinker (**CLK - CEM IV**)
- Le ciment au laitier et aux cendres (**CLC - CEM V**)

❖ Les classes de résistances des ciments courants :

Les ciments courants sont classés d'après la norme NA 442 en classes de résistance. On distingue la résistance normale et la résistance au jeune âge. La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique en compression déterminée conformément à la norme NA 234 à 28 jours d'âge et exprimée en N/mm^2 (ou MPa).

Il existe trois classes de résistance normale à 28 jours, désigné par leur valeur caractéristique inférieure : classe 32.5 / classe 42.5 / classe 52.5

Les classes de résistance élevées au jeune âge sont désignées par : 32.5R ; 42.5R ; 52.5R.

b) Les granulats (gravier et sable) :

Issus de roches dures ou meubles qui une fois agglomérés par le ciment constituent le squelette du béton. Ils sont constitués par un ensemble de grains minéraux appelés fines, sables et gravillons suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm.

Les granulats sont caractérisés par leur granulométrie qui consiste à déterminer la distribution des différents diamètres des grains qui composent le granulats et sont classés en fonction de leur dimension : 0/5, 3/8, 5/15, 15/25.

Pour le gravier on obtiendra par calibrage les dimensions suivantes : (3/8mm), (8/15mm) et (15/25mm).

A noter que la classe des granulats doit être choisie de telle sorte que la dimension du plus gros grain puisse se frayer un passage entre les armatures et les parois du coffrage mais plus

important encore, ils doivent être de bonne qualité et exempts d'impuretés.

c) L'eau de gâchage:

La qualité de l'eau de gâchage peut avoir une influence directe sur la prise, le développement des résistances du béton et peut aussi avoir un rôle inverse, si elle n'est pas de qualité en favorisant la corrosion des armatures.

L'eau de gâchage ne doit pas contenir de matière en suspension, de débris végétaux, etc. Elle doit être incolore et inodore, en cas de doute il faut demander une analyse chimique.

d) Les adjuvants pour bétons :

L'état durci. Selon la norme EN NF 934-2, un adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur à 5 % des éléments fins (ciment). Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Le principal adjuvant utilisé dans notre ouvrage est :

SIKAVISCOCRETE TEMPO 10 :

Présentation

SIKA VISCOCRETE TEMPO 10 est un super plastifiant/haut réducteur d'eau polyvalent de nouvelle génération non chloré, à base de copolymère acrylique.

Domaines d'application

- Il convient pour la confection de béton en préfabrication, béton sur chantier et béton prêt à l'emploi. SIKA VISCOCRETE

TEMPO 10 est utilisé pour béton en cas de temps de transport ou délai de mise en œuvre prolongés.

- Il permet la fabrication de :
 - Bétons plastiques à très fluides,
 - Bétons à faibles rapports E/C avec ou sans fumée de silice,
 - Bétons avec réduction d'eau maximale (jusqu'à 30 %)
 - Bétons avec air entraîné

Caractères généraux : SIKA VISCOCRETE TEMPO 10 combine plusieurs mécanismes d'action.

Par adsorption à la surface et le cloisonnement des fines pendant le processus d'hydratation les propriétés suivantes sont atteintes:

- Réduction d'eau extrêmement importante (donc étanchéité et résistances élevées)
- Fluidité élevée (donc moins de travail pour la mise en œuvre et le compactage)
- Evolution plus rapide des résistances à court terme, permet le décoffrage le lendemain du coulage même par temps frais.
- Etanchéité fortement améliorée
- Meilleures caractéristiques de fluage et de retrait
- Carbonatation du béton ralentie

SIKA VISCOCRETE TEMPO 10 ne contient ni chlorures ni autres substances susceptibles de provoquer ou de favoriser la corrosion de l'acier, et peut donc être utilisé sans restrictions pour la construction d'ouvrages en béton armé et précontraint.

Plage de dosage : 0,1 à 5,0% du poids du liant ou du ciment selon la fluidité et les performances recherchées

Mise en œuvre

Préparation du mélange SIKA VISCOCRETE TEMPO 10 est ajouté, soit, en même temps que l'eau de gâchage, soit en différé dans le béton préalablement mouillé avec une fraction de l'eau de gâchage.

II.2.2 Composition du béton utilisée dans notre projet :

La composition du béton est illustrée dans le tableau ci dessous :

Composants du béton	Dosage
Ciment (CPJ-CEM II/ A42.5)	350 kg/m ³
Gravier	400 Kg/m ³ du 3/8mm
	394 Kg/m ³ du 8/15mm
	394 Kg/m ³ du 15/25mm
Sable	503kg/m ³
L'eau de gâchage	de 194 à 200 L/m ³
Adjuvant (SIKA VISCOCRETE TEMPO 10)	3,3%

Tableau II.1 La composition du béton

II.2.3 Résistance du béton :

a) Résistance caractéristique a la compression a 28 jours:

Pour l'établissement des projets, le béton est défini par la valeur sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours (j = 28) dite valeur caractéristique requise et notée f_{c28} . Ce dernier est obtenu à partir d'une exploitation statistique des résultats d'essais de

compression axiale sur des éprouvettes cylindrique de béton prélevé lors du coulage (section de 200 cm^2 , hauteur 32 cm, diamètre 16cm). Cette essai est connu sous le nom « essai d'écrasement de béton ».

D'après les règles du **C.B.A 93 article A2.1.1** On peut admettre que pour $j = 28$, la résistance (f_{cj}) des bétons non traités thermiquement suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{Cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{Cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{C28} \quad \text{pour } f_{C28} \geq 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Remarque

Il faut noter que le béton utilisé dans notre projet est adjuventé et traiter thermiquement pour certain éléments (voiles, dalles pleines), en revanche pour d'autres éléments comme les escaliers, l'article mentionné précédemment sera valable.

A noté que nos calculs, s'effectueront avec un $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ (valeur moyenne de f_{c28}).

b) Résistance caractéristique a la traction a j jours

D'après les règles du (**C.B.A 93 article A2.1.1.2**), la valeur conventionnelle notée f_{ij} (en MPa) par la relation suivante :

$$\text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\text{donc nous aurons (avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa) : } f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

c) Module de déformation longitudinale du béton :

– **Le module de déformation longitudinale instantanée :**

D'après les règles du (**C.B.A 93, A2.1.2**), le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, est donnée par :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} = 11000 (25)^{1/3} = 32164,1965 \text{ Mpa}$$

– **Module de déformation longitudinale différée :**

D'après les règles du (C.B.A 93, A2.1.2), le module de déformation longitudinale différée E_{vj} Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 10721,398 \text{ Mpa}$$

d) Contraintes limites de compression :

D'après les règles du (C.B.A 93, A.4.3.4), la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$; pour les cas courants (E.L.U).

$\gamma_b = 1,15$; pour les situations accidentelles.

$\theta = 1$; Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24H.

$\theta = 0,9$; Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1H et 24H.

$\theta = 0,85$; Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est inférieur à 1H

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée d'après

$$(C.B.A 93, A.4.5.2) : \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

e) Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A.5.1.2.1) :

-Fissuration peu-nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) ;$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ Mpa}) ;$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{Mpa} \right)$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 ; 4\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5\text{Mpa}$$

II.2.4 Les aciers utilisés en béton armé :

-Acier a haute adhérence (H.A) :

Acier de nuance **FeE 400** et **FeE 500** pour les armatures longitudinales et les armatures transversales des diamètres sont les suivants : 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 et 20.

-Les treillis soudés en panneaux (TS) :

Armatures prêtes à l'emploi, formé de fils tréfilés d'aciers doux cranté (nervuré) assemblés rigidement en maille carrés ou rectangulaires par soudure électrique.

Les sections d'acier et mailles utilisées :

- TS 5 (150× 200) \longrightarrow Acier TS HA FE500
- TS 4 (200× 200) \longrightarrow Acier TS HA FE500

II.2.5 Caractéristique de l'acier:

a) Le module de déformation longitudinal de l'acier:

$$E_s = 200,000 \text{ MPa} = 2 \times 10^6 \text{ bars}$$

b) La contrainte de traction:

- ELU : d'après le (C.B.A 93 A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec :}$$

f_e Limite d'élasticité de l'acier

γ_s Coefficient de sécurité ayant pour valeur :

- $\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles
- $\gamma_s = 1,15$ cas de situations durable et transitoire

- ELS :d'après le (C.B.A 93 A.4.5.3)

- Fissuration préjudiciable $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot ftj} \right)$
- Fissuration très préjudiciable $\sigma_s = \min (0,5 f_e , 90 \cdot \sqrt{\eta \cdot ftj})$

Avec :

η : Coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \Longrightarrow \text{les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \quad \Longrightarrow \text{haute adhérence (H.A)} \end{array} \right.$$

II.3 Conclusion :

Dans notre projet, nous avons utilisé pour le ferrailage des dalles pleines les treillis soudés (nervuré) en panneaux, ce qui peut représenter un gain de temps considérable pour les délais de réalisation et plus spécialement pour la technique coffrage tunnel. Nous avons utilisé également pour nos cadres, épingles et étriers, un acier à haute adhérence (FeE500) nervuré. Pour le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotères), nous avons utilisé un acier à haute adhérence (FeE400).

Pour le béton nous avons utilisé un béton à une résistance à la compression de 25Mpa avec l'utilisation des adjuvants d'accélérateurs de prise et les super-plastifiants pour assurer un béton fluide auto plaçant lors de coulage et avoir une résistance à la compression élevée à jeune âge afin de procéder au décoffrage du tunnel avant 24h.

Chapitre III

*Pré-dimensionnement des éléments
résistants et calcul des éléments
secondaires*

III.1 Introduction :

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

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

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

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 système coffrage tunnel

III.2.1 Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une surface plane et horizontale, assurant la séparation entre les différents niveaux consécutifs. Ses principales fonctions se résument essentiellement en termes de :

- **Résistance** : Transmettre les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs.
- **Confort** : Isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, un seul type de plancher va être utilisé : c'est une dalle pleine.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après.

III.2.1.1 Condition de résistance au feu

- $e = 7$ cm pour 1 heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour 2 heures de coupe-feu.
- $e = 17.5$ cm pour 4 heures de coupe-feu.

Dans notre projet on prend **$e = 14$ cm.**

III.2.1.2 Isolation phonique

Selon les règles de calcul du béton armé CBA93, l'épaisseur du plancher, si nous voulons obtenir une bonne isolation acoustique, doit être supérieure ou égale à 14 cm.

Ainsi dans notre cas on prend **e = 14 cm**.

III.2.1.3 Limitation de flèche

- Si $\frac{l_x}{l_y} < 0.4$: la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera

comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.

- Si $\frac{l_x}{l_y} > 0.4$: la dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on

pré dimensionne les planchers.

Avec :

l_x : petite portée du plancher.

l_y : grande portée du plancher.

Dans notre cas on prend le panneau qui a la plus petite dimension suivants « x » et la plus grande suivant « y » pour dimensions, $l_x = 3,00$ m et $l_y = 12,45$ m

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{12,45} = 0,24 < 0,4 \rightarrow$ Donc la dalle porte suivant une direction ainsi elle s'appuie sur 2

appuis.

Pour une dalle s'appuyant sur 2 appuis, l'épaisseur du plancher doit obéir à la loi suivante :

Tel que l_x et l_y sont les dimensions du plus grand panneau

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_y}{30}$$

$$\frac{3,00}{35} \leq e \leq \frac{12,45}{30}$$

$$0,085 \leq e \leq 0,415$$

soit **e=10cm**

On a : $e = \max \{10 \text{ cm} ; 14 \text{ cm}\}$

Donc **e=14 cm**

III.2.1.4 Conclusion

Après le pré dimensionnement des planchers, nous arrivons aux conclusions suivantes :
Une épaisseur $e = 14$ cm.

III.2.2. Pré-dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est régi par l'article 7.7.1 du RPA99, ils servent à contreventer le bâtiment d'une part en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

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

Selon le RPA99/2003 article 7.7.1 un élément est considéré comme voile seulement dans le cas où il vérifie la condition $L \geq 4e$

L : largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : épaisseur du voile.

Selon ce même article, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e », et des conditions de rigidité aux extrémités et l'épaisseur minimale est fixée à 15 cm.

h_e : hauteur libre d'étage.

Dans notre projet on a la hauteur d'étage égale à : $h_e = 2,90$ m

(Les premiers cas ne sont pas recommandés, donc on optera pour le 3^{ème} cas) $e \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow e \geq 0,145$ m

Donc on adoptera deux choix : $e = 15$ cm \rightarrow suivant le sens y

$e = 20$ cm \rightarrow suivant le sens x

- **Voile périphérique :**

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

On adoptera : $e = 15$ cm

III.2.3 Descente de charges :

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

III.2.3.1 Les charges permanentes et d'exploitation:

a) Planchers terrasse (inaccessible) :

Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Charge [t/m ²]
Protection lourde e=0,05m	0,050	1,600	0,080
Etanchéité multicouches papierkraft			0,010
Isolation thermique e=0,04m	0,040	0,300	0,012
Forme de pente en béton e _m =0,115m	0,115	2,200	0,253
film polyane par vapeur			0,001
Dalle pleine en béton armé	0,14	2,500	0,350
Enduit en plâtre sous plafond ép. 0,015m	0,015	1,000	0,015
Charge totale G =			0,727
Surcharge d'exploitation Q =			0,100

Tableaux III.1 charge et surcharge du plancher terrasse

b) Planchers étage courant

Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Charge [t/m ²]
Carrelage granito e=0,025m	0,030	2,000	0,060
Mortier de pose e=0,02m	0,035	2,000	0,070
Lit de sable e=0,02m	0,035	2,000	0,070
Dalle pleine en béton armé	0,14	2,500	0,350
Cloisons légères			0,100
Enduit en plâtre ép. 0,015m:	0,015	1,000	0,015
Charge totale G =			0,665
Surcharge d'exploitation Q =			0,150

Tableaux III.2 charge et surcharge du plancher étage courant

III.2.3.2 Les combinaisons d'action :

a) Planchers terrasse (inaccessible) :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 0,727 + 1,5 \times 0,100$$

$$P_u = 1,1314 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 0,727 + 0,100$$

$$P_{\text{ser}} = 0,827 \text{ t/m}^2$$

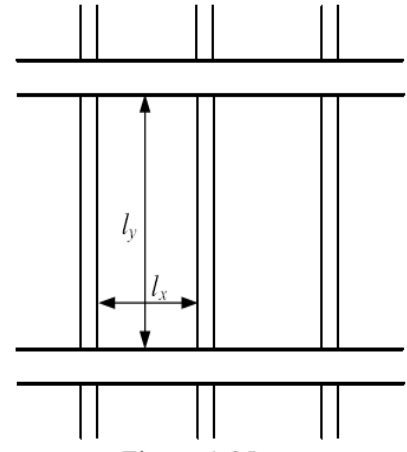
b) Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 0,665 + 1,5 \times 0,150$$

$$P_u = 1,12275 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 0,665 + 0,150$$

$$P_{\text{ser}} = 0,815 \text{ t/m}^2$$



III.2.4 Etude du plancher dalle pleine

III.2.4.1 Principe de calcul : Fig III.1 schéma d'un panneau

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 **1,25 M_0** dans les deux directions :

$$M_t + \frac{(M_w + M_e)}{2} \leq 1,25 M_0$$

M_t : Moment en travée.

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

M_0 : Moment pour une dalle simplement appuyée.

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

En effet, la sécurité à la rupture de la dalle pourra être assurée par une redistribution

des moments entre moments sur appuis et moments en travée. La marge de **0,25M₀** permet de réduire la fissuration qui serait dû à une insuffisance d'acier sur appui ou en travée par rapport à la solution obtenue par un calcul exact (programme aux éléments finis par exemple).

III.2.4.2 Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport : $(\alpha = \frac{Lx}{Ly})$,

On distingue deux cas :

III.2.4.3 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Lx}{Ly} < 0,4 \\ \text{La charge est uniformément chargée.} \end{array} \right.$$

Remarque :

- Les moments fléchissant sont évalués en prenant en compte la flexion uniquement suivant la petite dimension Lx .
- Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur **(b = 1m)** et de hauteur **(h0)** et de portée **(Lx)**.
- Les armatures **(Ax)** calculées sont parallèles à **(Lx)** et suivant le sens de **(Ly)**, on place des armatures de répartition **(Ay)**.

En outre si, comme cela se présente généralement, la dalle est bordée le long des petits côtés par des appuis dont elle est solidaire, on dispose le long de ces petits côtés des chapeaux, c'est-à-dire des armatures placées à la partie supérieure de la dalle, dont la section, par unité de longueur, est au moins égale à celle des chapeaux prévus pour les grands côtés. La longueur de ces chapeaux est sensiblement égale à celle des chapeaux placés sur les grands côtés.

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

⇒ Moment en travée : $M_t = \frac{qL^2_x}{10} = 0,8M_0$

⇒ Moment en appuis : $M_a = -\frac{qL^2_x}{16} = -0,5M_0$; avec : $M_0 = \frac{qL^2_x}{8}$

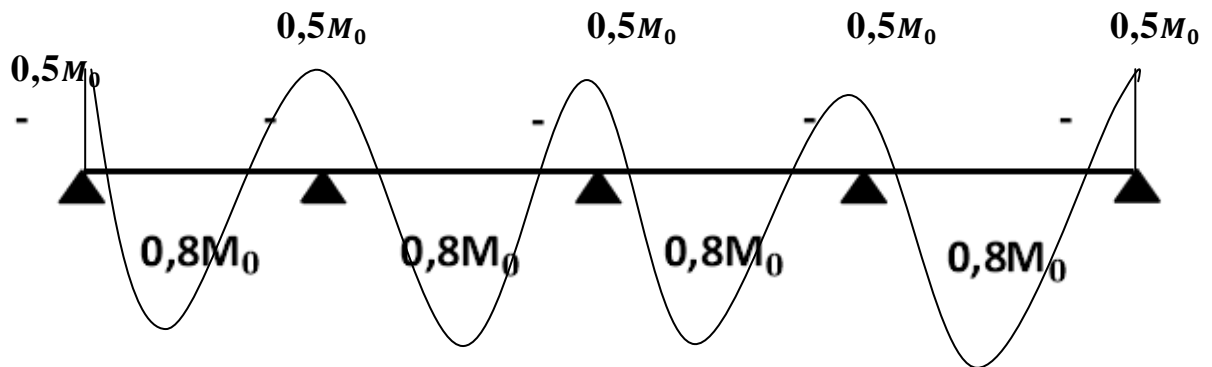


Fig III.2 schéma des moments

III .2.4.4 Dalle portant dans deux directions :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \\ \text{La charge est uniformément chargée.} \end{array} \right.$$

Ou la dalle est soumise à une charge concentrée.

Remarque :

D'après l'article (A.8.2, 32) du BAEL 91modif 99, Les dalles rectangulaires encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s'y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M de, respectivement, **0,85M₀** et **0,75M₀**. Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de **40%** et **50%** des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.

Dans le cas d'une dalle portant sur deux direction et reposant librement sur son pourtour, les moments fléchissant en travée (**M_x** et **M_y**) doivent être affectés d'un coefficient réducteur

(noté μ_x et μ_y) déterminé en fonction de $(\alpha ; \nu)$.

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

ν : coefficient de poisson

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

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

Les conditions d'appuis :

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

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

Suivant le sens (x) :

- $M_{t_x} = 0,75M_x$ (en travée)
- $M_{a_x} = -0,50M_x$ (en appuis)

Suivant le sens (y) :

- $M_{t_y} = 0,75M_y$ (en travée)
- $M_{a_y} = -0,50M_y$ (en appuis)

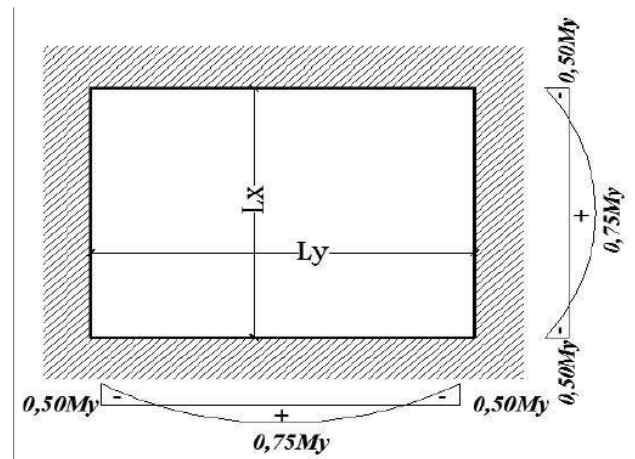


Fig III.3 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis

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

Suivant le sens (x) :

- $M_{t_x} = 0,85M_x$ (en travée)
- $M_{a_x} = -0,30M_x$ (en appuis de rive)
- $M_{a_x} = -0,50M_x$ (en appuis intermédiaire)

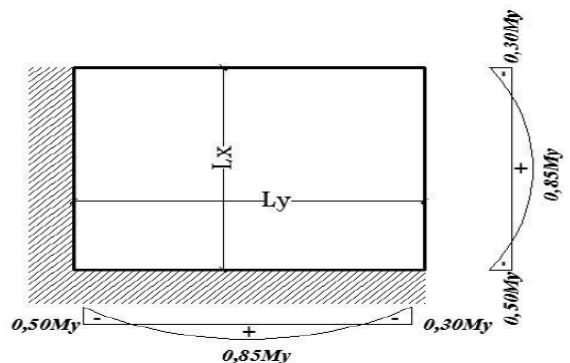


Fig III.4 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis

Suivant le sens (y) :

- $M_{t_y} = 0,85M_y$ (en travée)
- $M_{ax} = - 0,30M_x$ (en appuis de rive)
- $M_{ax} = - 0,50M_x$ (en appuis intermédiaire)

III.2.2.5 Les étapes de calcul :

Distribution des panneaux de la dalle sur le plan :

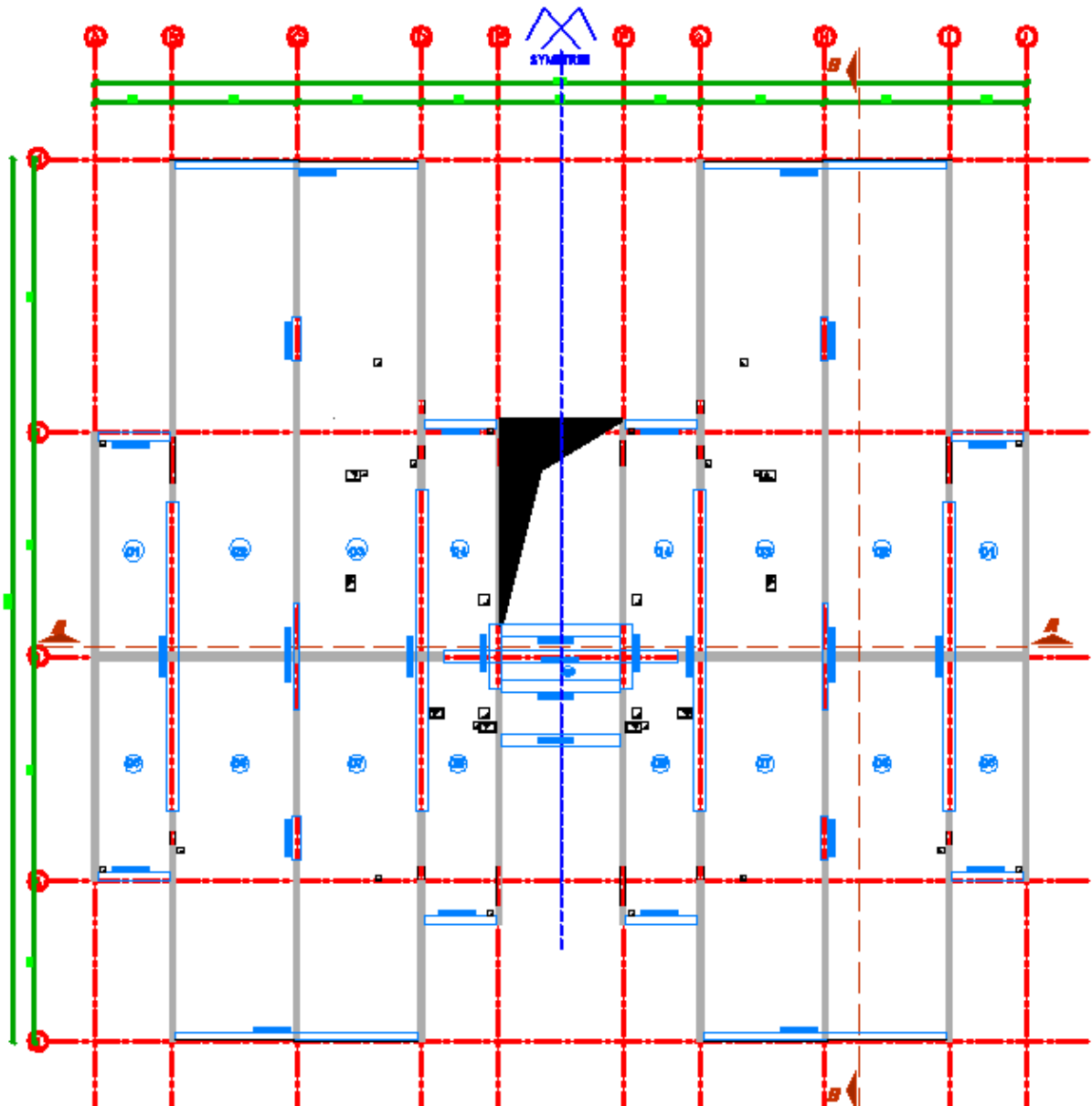


Fig III.5: distribution des panneaux de la dalle

III.2.4.6 Détermination du sens porteur des panneaux de la dalle :

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	$\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4$
01	1,80	5,55	0,32	OK
02	3,00	12,45	0,24	OK
03	3,00	12,45	0,24	OK
04	1,80	5,85	0,30	OK
05	1,80	5,85	0,30	OK
06	3,00	12,45	0,24	OK
07	3,00	12,45	0,24	OK
08	1,80	5,55	0,32	OK
09	1,80	5,55	0,32	OK
10	3,00	9,62	0,31	OK
11	3,00	9,62	0,31	OK
12	1,80	6,65	0,27	OK
13	1,80	6,65	0,27	OK
14	3,00	9,62	0,31	OK
15	3,00	9,62	0,31	OK
16	1,80	5,55	0,32	OK

Tableau III.3.Détermination du sens porteur des panneaux des dalles

D'après le tableau ci-dessus, on constate que le rapport des portées successives ($\alpha = \frac{L_x}{L_y}$) est inférieur à 0,4, Donc notre plancher se porte que dans un sens (le sens L_x).

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 coté 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 .

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).

$$\Phi_{max} \leq \frac{h_d}{10}; \text{ avec } h_d = 14 \text{ cm} \quad \Phi_{max} \leq \frac{14}{10} = 14 \text{ mm}$$

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 = 1cm**

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).

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \quad \Longrightarrow \quad C_x = (10 + \frac{8}{2}) = 14 \text{ mm} \\ C_y = a + \frac{\phi}{2} + \phi C_y = (10 + \frac{8}{2} + 8) = 22 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 14 - 1,4 = 12,6 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 14 - 2,2 = 11,8 \text{ cm}$$

III.2.4.7 Calcul des sollicitations :

❖ **Combinaisons fondamentales :**

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

-Plancher terrasse (inaccessible): $G = 0,727 \text{ t/m}^2$ $Q = 0,100 \text{ t/m}^2$

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 0,727 + 1,5 \times 0,100$$

$$\mathbf{P_u = 1,1314 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 0,727 + 0,100$$

$$\mathbf{P_{\text{ser}} = 0,827 \text{ t/m}^2}$$

--Plancher étage courant: $G = 0,665 \text{ t/m}^2$ $Q = 0,150 \text{ t/m}^2$

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 0,665 + 1,5 \times 0,150$$

$$\mathbf{P_u = 1,12275 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 0,665 + 0,150$$

$$\mathbf{P_{\text{ser}} = 0,815 \text{ t/m}^2}$$

❖ **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 **(6)**, et on adopte le calcul pour les autres panneaux.

Panneau dalle (6) : ($L_x= 3,00$ m ; $L_y= 12,45$ m)

A noté que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau **(6)** est considéré comme étant encasté au niveau de ces appuis.

-Plancher terrasse (inaccessible) :

Pour une bande de **1,00m**

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8} \text{ELS} : M_0 = 0,9303 \text{ t.m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} : M_0 = 1,2728 \text{ t.m} \\ \text{ELS} : M_0 = 0,9303 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

$$\text{Travée} : M_t = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8M_0 \text{ELS} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} : M_t = 1,0182 \text{ t.m} \\ \text{ELS} : M_t = 0,7443 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

$$\text{Appuis} : M_a = \frac{qL_x^2}{16} = 0,5M_0 \text{ELS} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} : M_a = 0,6364 \text{ t.m} \\ \text{ELS} : M_a = 0,4615 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

- Plancher étage courant :

Pour une bande de **1,00m**

$$M_0 = \frac{qL_x^2}{8} \text{ELS} : M_0 = 0,9168 \text{ t.m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} : M_0 = 1,2630 \text{ t.m} \\ \text{ELS} : M_0 = 0,9168 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

$$\text{Travée} : M_t = 1,0104 \text{ t.m} \quad \left. \begin{array}{l} \text{ELU} : M_t = 1,0104 \text{ t.m} \\ \text{ELS} : M_t = 0,7334 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

$$\text{Travée} : M_t = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8M_0$$

▪ Appuis : $M_a = \frac{qL^2x}{16} = 0,5M_0$ ELS : $M_a = 0,4584$ t.m

ELU : $M_a = 0,6315$ t.m

III.2.4.8 Détermination des armatures :

a-Plancher terrasse (inaccessible) :

ELU : $M_t = 1,0182$ t.m

➤ En Travée ELS : $M_t = 0,7343$ t.m

❖ Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

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

$$\mu = \frac{10182}{14,2 \cdot 1 \cdot 126^2} = 0,045 \mu < \mu_{\text{lim}} = 0,2 \Rightarrow \text{(Acier FeE500)} A'_t \text{ n'existe pas} \Rightarrow$$

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

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

$$\alpha = 0,057$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,977$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10182}{435 \cdot 0,977 \cdot 12,6} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA A.4.2.1)

$$A_{txmin} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_{txmin} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = \text{Max} (A_{txcal} ; A_{txmin}) = \text{Max} (1,10 ; 0,84) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \text{min} (3h_d ; 33\text{cm}) = \text{min} (3 \times 14 ; 33\text{cm})$$

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

4) Choix des Armatures :

$$A_{tx} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} = (6T5 ; e = 15 \text{ cm})$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS5 de mailles (150 × 200) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

❖ **Etat limite de service (ELS) :**

Avant de passer au calcul à l'ELS ou pas, il faut avant tout effectuer certaines vérifications qui sont relatives à la contrainte maximale du béton comprimé σ_b , à 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 situé 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 : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

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

$$M_t = 0,7443 \text{ t.m} = 7,443 \text{ kNm}$$

• **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Avec :

A_s : La section des armatures tendues = $1,17 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

A'_s : La section des armatures comprimées n'existe pas.

$$y = \frac{15 \times 1,17}{100} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12,6 \times 1,17}{7,5 \times (1,17)^2}} - 1 \right] = 2,87 \text{ cm.}$$

• **Inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2] = \frac{100 \times 2,87^3}{3} + 15 \cdot [1,17 \times (12,6 - 2,87)^2] = 5076,68 \text{ cm}^4.$$

$$\kappa = \frac{M_t}{I} = \frac{7,443 \times 10^6}{5076,68 \times 10^4} = 0,146 \Rightarrow \sigma_b = K.y = 0,146 \times 28,7 = 4,20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4,20 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à **ELU** sont maintenues.

$$\text{ELU : } M_a = 0,6364 \text{ t.m}$$
$$\text{➤ En appui ELS : } M_a = 0,4615 \text{ t.m}$$

❖ Etat limite ultime (ELU) :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

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

$$\mu = \frac{6364}{14,2 \cdot 100 \cdot 12,6^2} = 0,028 \implies \mu < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \implies A'_a \text{ n'existe pas}$$

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

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

$$\alpha = 0,035$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6364}{435 \cdot 0,985 \cdot 12,6} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA A.4.2.1)

$$A_{amin} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 14 \text{ cm} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \text{Max}(A_{acal} ; A_{amin}) = \text{Max}(1,17 ; 0,84) \text{ cm}^2/\text{ml} \implies A_a = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min(3hd ; 33\text{cm}) = \min(3 \times 14 ; 33\text{cm})$$

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

4) Choix des Armatures :

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} = (3\text{T}8 ; e = 30 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (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 : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

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

$$M_a = 0,4615 \text{ t.m} = 4,615 \text{ kNm}$$

• **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15.(A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5.(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 1,50}{100} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12,6 \times 1,50}{7,5 \times (1,50)^2}} - 1 \right] = 2,87 \text{ cm.}$$

• **Inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.[A_s.(d-y)^2 + A'_s.(y-d')^2] = \frac{100 \times 2,87^3}{3} + 15.[1,50 \times (12,6 - 2,87)^2] = 5076,68 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{7,443 \times 10^6}{5076,68 \times 10^4} = 0,146 \Rightarrow \sigma_b = K.y = 0,146 \times 28,7 = 4,20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4,20 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à **ELU** sont maintenues.

b-Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } M_t = 0,5851 \text{ t.m}$$

$$\text{En Travée ELS : } M_t = 0,4184 \text{ t.m}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

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

$$\mu = \frac{5851}{14,2 \cdot 1 \cdot 126^2} = 0,025 \quad \implies \mu < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \quad A'_t \text{ n'est pas}$$

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

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

$$\alpha = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,894$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5851}{435 \cdot 0,894 \cdot 12,6} = 1,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA A.4.2.1)

$$A_{txmin} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 14 \quad A_{txmin} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = \text{Max} (A_{txcal} ; A_{txmin}) = \text{Max} (1,19 ; 0,84) \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{tx} = 0,89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 14 ; 33\text{cm})$$

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

4) Choix des Armatures :

$$A_{tx} = 1,17 \text{ cm}^2/\text{ml} = (6T5 ; e = 15 \text{ cm})$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS5 de mailles (150 × 200) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

❖ **Etat limite de service (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 effectuer 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 : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

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

$$M_t = 0,4184 \text{ t.m} = 4.184 \text{ kNm}$$

• **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15.(A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b.(d.A_s + d'.A'_s)}{7,5.(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 1,17}{100} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12,6 \times 3,02}{7,5 \times 1,17^2}} - 1 \right] = 2,87 \text{ cm.}$$

• **Inertie :**

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15.[A_s.(d-y)^2 + A'_s.(y-d')^2] = \frac{100 \times 2,87^3}{3} + 15.[1,17 \times (12,6 - 2,87)^2] = 5076,68 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{4.184 \times 10^6}{5076,68 \times 10^4} = 0,08 \Rightarrow \sigma_b = K.y = 0,082 \times 28,7 = 2,36 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 2,36 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à **ELU** sont maintenues.

$$\text{ELU : } M_a = 0,3657 \text{ t.m}$$

➤ **En appui**

$$\text{ELS : } M_a = 0,2615 \text{ t.m}$$

❖ **Etat limite ultime (ELU) :**

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

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

$$\mu = \frac{3657}{14,2 \times 1 \times 12,6^2} = 0,016 \quad \Longrightarrow \quad \mu < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} A'_a \text{ n'existe pas}$$

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

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

$$\alpha = 0,020$$

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

$$A_{tx} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3657}{435 \times 0,991 \times 12,6} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA A.4.2.1)

$$A_{amin} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 14 A_{amin} = \mathbf{0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_a = \text{Max}(A_{acal}; A_{amin}) \text{Max}(0,67; 0,84) \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_a = \mathbf{0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

3) Espacement maximal des armatures :

$$e \leq \text{min}(3hd; 33\text{cm}) = \text{min}(3 \times 14; 33\text{cm})$$

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

4) Choix des Armatures :

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml} = (3T8; e = 20 \text{ cm})$$

❖ **Etat limite de service (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 : $\sigma_b \leq 0,6 f_{c28}$

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

$$M_a = 0,2615 \text{ t.m} = 2,615 \text{ kNm}$$

• **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \cdot (A_s + A'_s)}{b} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7,5 \cdot (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = \frac{15 \times 1,50}{100} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 12,6 \times 3,02}{7,5 \times (1,50)^2}} - 1 \right] = 2,87 \text{ cm.}$$

• **Inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2] = \frac{100 \times 2,87^3}{3} + 15 \cdot [1,50 \times (12,6 - 2,87)^2] = 5076,68 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_t}{I} = \frac{2,615 \times 10^6}{5076,68 \times 10^4} = 0,051 \Rightarrow \sigma_b = K \cdot y = 0,051 \times 28,7 = 1,57 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \mathbf{1,57 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_b} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à **ELU** sont maintenues.

6) Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant :

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

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

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

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

a-plancher terrasse : $P_u = 1,1314 \text{ t/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 6) : ($L_x = 3,00 \text{ m}$; $L_y = 12,45 \text{ m}$)

$$T_x = \frac{1,1314 \times 3,00}{2} \times \frac{12,45^4}{3,00^4 + 12,45^4} = 1,691 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1,1314 \times 12,45}{2} \times \frac{3,00^4}{3,00^4 + 12,45^4} = 0,023 \text{ t/ml}$$

Donc $T_{\max} = 1,691 \text{ t/ml}$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{16910}{100 \times 12,6 \times 100} = 0,13 \text{ Mpa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ (Sans reprise de bétonnage)} \\ \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa} \end{array} \right\}$$

b-plancher étage courant : $P_u = 0,6502 \text{ t/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 6) : ($L_x = 3,00 \text{ m}$; $L_y = 12,45 \text{ m}$)

$$T_x = \frac{1,1314 \times 3,00}{2} \times \frac{12,45^4}{3,00^4 + 12,45^4} = 1,691 \text{ t/ml}$$

$$T_y = \frac{1,1314 \times 12,45}{2} \times \frac{3,00^4}{3,00^4 + 12,45^4} = 0,023 \text{ t/ml}$$

Donc $T_{\max} = 1,691 \text{ t/ml}$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_{\max}}{b \times d \times 100} = \frac{16910}{100 \times 12,6 \times 100} = 0,13 \text{ Mpa} \\ \tau_u &< \bar{\tau}_u \text{ (Sans reprise de bétonnage)} \\ \bar{\tau}_u &= 0,05 \times f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ Mpa} \end{aligned} \right\}$$

III.2.5 ÉTUDE DES ESCALIER

III.2.5.1 INTRODUCTION :

L'escalier est considéré comme un élément essentiel qui permet la circulation entre différents niveaux d'une structure.

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- L'esthétique.
- Facilité à gravir sans qui implique la conservation de la cadence d'un pas, cette conservation est obtenue par l'application d'une relation entre la hauteur de la marche et le giron, c'est la relation de BLONDEL :

$$\mathbf{0,60 \text{ m} < g+2h < 0,64 \text{ m}}$$

Avec :

h : hauteur de la marche.

g : giron « distance entre les deux contres marches ».

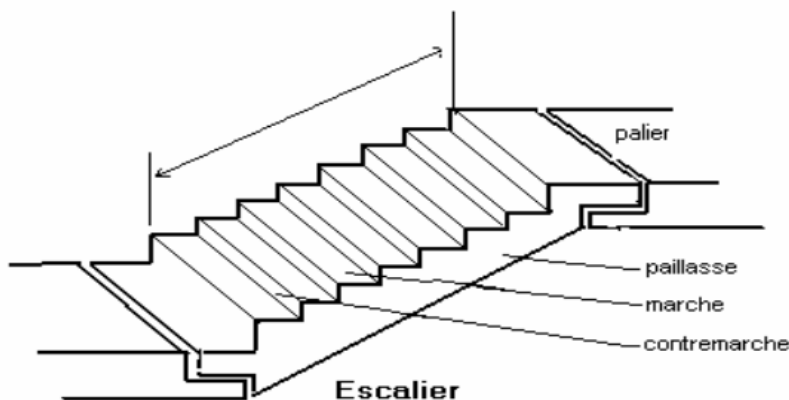


Fig III.6: Différentes élément d'un escalier.

La limite inférieure **0,60** correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure **0,64** correspond à des locaux publics.

- **h** le plus courant varie de **13** à **17**.
- **g** le plus courant varie de **26** à **36** (**30** en moyenne).

Soit **H** la hauteur à monter (hauteur libre sous plafonds + épaisseur de plancher fini).

h : Hauteur de la marche : **h = 17** cm.

H : hauteur etage courant et R.D.C : **H = 304** cm.

Nombre de contremarches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{304}{17} \Rightarrow n = 18$$

La largeur **g** de la marche :

$$60 \leq g+2h \leq 64 \Rightarrow 60 - 34 \leq g \leq 64 - 34 \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte :

- **g = 30** cm : largeur de la marche.
- **h = 17** cm : hauteur de la marche.

Longueur de la ligne de foulée : Elle représente le parcours d'une descente d'escaliers avoisinant la rompe du côté de jour. La longueur de la ligne de foulée sera :

L=g*(n-1) avec n : le nombre de contre marche par volée.

- Dans cette étude on ne prend qu'un exemple (**type I**).

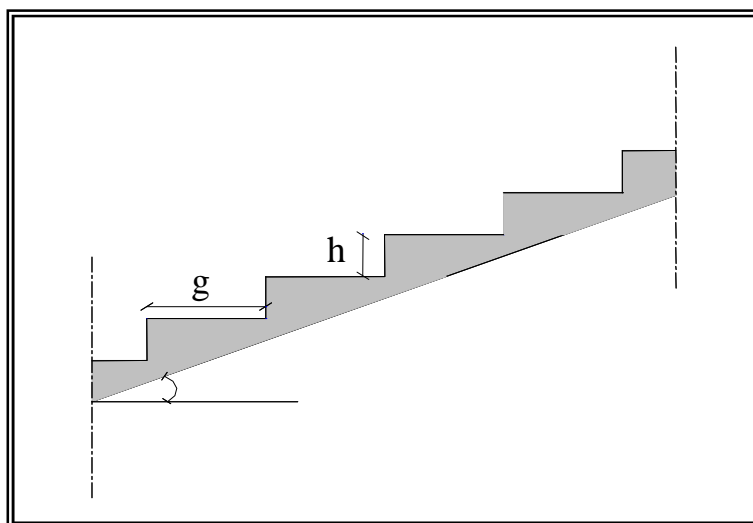


Fig III.7 :schéma statique d'escalier

Epaisseur de la paillasse

On prend la moyenne de la longueur (paliers + paillasse) :

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,643 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

- longueur de la paillasse : $L_p = l' + L_{\text{palier}}$

$$l' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 29,59} = 3,10 \text{ m}$$

$$L_p = 3,10 + 1,30 = 4,40 \text{ m}$$

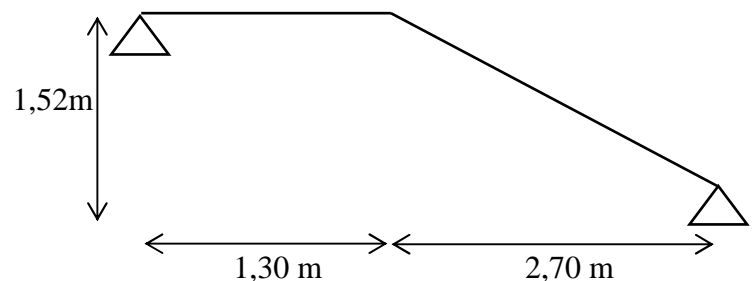
-Condition de résistance:

$$\frac{L_p}{30} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L_p}{20} \text{ Avec : } L_p = 440 \text{ cm, } \alpha = 29,53^\circ$$

$$\Rightarrow \frac{440}{30} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{440}{20}$$

$$\Rightarrow 14,66 \text{ cm} \leq e_{\text{paillasse}} \leq 22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$$



III.2.5.2. Evaluation des charges et des surcharges :

a) Volées :

Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Charge [t/m ²]
Revêtement horizontal	0,030	2,000	0,060
Revêtement vertical (x0,17/0,30)	0,030	2,000	0,034
Mortier de pose	0,020	2,000	0,040
Poids des marches (/2)	0,170	2,200	0,187
Poids de la paillasse (/0,866)	0,150	2,500	0,433
Enduit ciment sous paillasse (/0,866)	0,020	2,000	0,046
Charge totale G=			0,800
Surcharge d'exploitation Q=			0,250

Tableau III.4. Descente des charges de la volée

b) palier :

Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Charge [t/m ²]
Revêtement horizontal	0,030	2,000	0,060
Mortier de pose	0,020	2,000	0,040
Poids du palier	0,150	2,500	0,433
Enduit ciment sous palier	0,020	2,000	0,046
Charge totale G=			0,579
Surcharge d'exploitation Q=			0,250

Tableau III.5 : Descente des charges du palier.

III.2.3.3 Combinaison des charges :

a) Volées :

$$q_{U1} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 1,455 \text{ t/ml}$$

$$q_{ser1} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 1,05 \text{ t/ml}$$

b) Palier :

$$q_{U2} = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1 \text{ m} = 1,156 \text{ t/ml}$$

$$q_{ser2} = (G + Q) \cdot 1 \text{ m} = 0,829 \text{ t/ml}$$

III.2.5.3 Calcul du moment maximal en travée et efforts tranchants à l'E.L.U :

On prend la plus grande valeur des charges et surcharge entre le palier et la volée

a) Détermination des réactions :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (1,455 \cdot 4,40) = 6,402 \text{ t}$$

$$R_A = 3,201 \text{ t} \quad \text{et} \quad R_B = 3,201 \text{ t}$$

b) Détermination du moment fléchissant et effort tranchant :

$$\sum \frac{f}{y} = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 6,402 \text{ t}$$

$$T = 3,201 \text{ t}$$

-Moment max :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,455 \cdot 4,40^2}{8} = 3,521 \text{ t.m}$$

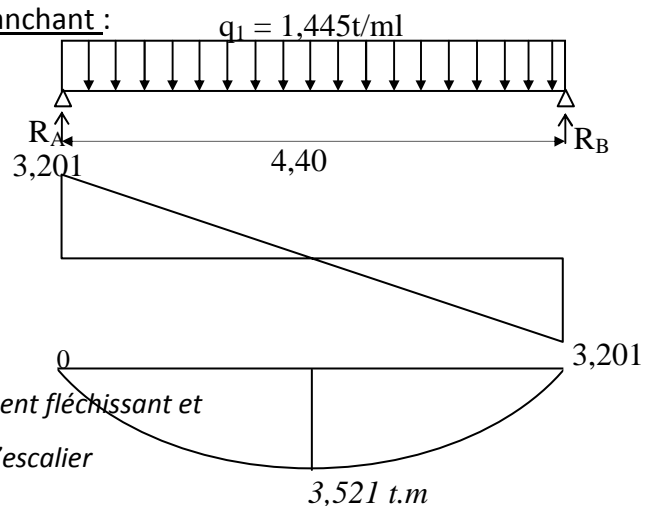


Fig III.8: Diagramme des Moment fléchissant et efforts tranchants de l'escalier

-Moment en travée et appuis :

$$M_t = 0,8 M_0 = 2,816 \text{ tm}$$

$$M_a = 0,2 M_0 = 0,704 \text{ tm}$$

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$1 \rightarrow M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \text{Max} ((1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05 M_0)$$

$$2 \rightarrow M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 ; \alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} = 0,274$$

$$\alpha = \frac{0,250}{0,800 + 0,250} = 0,238$$

$$\left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,238}{2} \right) M_0 = 0,63 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,07 M_0 \\ M_t \geq 0,63 M_0 \end{array} \right. \quad \text{C'est vérifier}$$

III.2.5.4 Ferrailage de l'escalier :

Tableau III.6 : Ferrailage de l'escalier

Caractéristiques	h =15cm	b=120cm	fe=400 Mpa	$\sigma_s=348$ MPa	D travée=0,9.h=10,8 cm		
					/	M (t.m)	μ
Travées	2,816	0,131	0,929	6,2	8T10=6,29 st=15cm	1,7	4t8/ml =2,01 cm ² St=25 cm
Appuis	0,704	0,045	0,976	2,38	4T10=3,14cm ² st=15cm	0,785	4t8/ml =2,01 cm ² St=25cm

III.2.5.5 Les vérifications : Tableau III.7 : les vérifications

Conditions	Vérification	
a. Condition de non fragilité	En travée $A_{\min}=0,23b.d.f_{t28}/F_e=1,30 \text{ cm}^2$	A=6,29 cm ² A>Amin Condition vérifiée
b. justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{3.201}{100 \times 10,8} \times 10 = 0,2 \text{ MPa}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$	$\tau_u > \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée
c. vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{F_e} (T_u + \frac{M_a}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (27,14 \times 10^{-3} + \frac{10.20.10^{-3}}{0,9 \times 0,108}) = 2,59 \text{ cm}^2$ A ≥ 2,59 cm ²	A=3,14 cm ² A=3,14 > A=2,59 cm ² Condition vérifiée

III.2.5.6 Vérification des contraintes à l'E.L.S:

$M_{tser} = 2,05 \text{ t.m} ; A_s = 6,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **En travée :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 64.95y - 701.46 = 0 \Rightarrow y = 3,15 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 4842.89\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,05 \times 10^3}{4842.89} \times 3.15 = 11.86\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11.86\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée

▪ **Sur appui :**

$$M_{aser} = 0,704 \text{ tm}, As = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times As(d-y) = 0$$

$$50y^2 + 25.35y - 319,41 = 0 \Rightarrow y = 2,28\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15As(d-y)^2 = 3094,91\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{0,704 \times 10^3}{3094,91} \times 2.28 = 5.37\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5,37\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée

III.2.5.7 Vérification de La flèche : (selon le B.A.E.L 91)

Condition	Vérification	
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30}$	0,034 > 0,033	Condition vérifiée
$A_s/b.d \geq 2/f_e$	0,034 > 0,005	Condition vérifiée

III.3. Système portique

III.3.1 Dimensionnement du plancher corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique

$$\text{suivante : } \frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a : L = 315cm d'où $12.6 < h_t < 29.5$

Donc l'épaisseur de : $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Tel que } h_t = d + e \begin{cases} e = 16 \text{ cm} \\ d = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on adopte une épaisseur de : 16cm ; On prend : $h = (16+4) \text{ cm}$

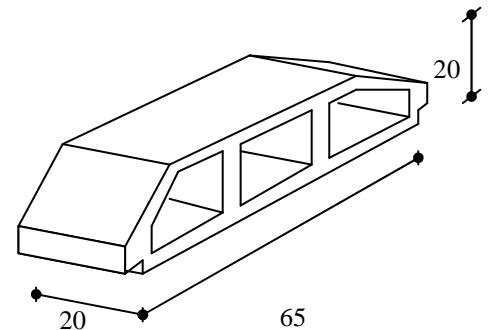


Fig III.09: Corps Creux.

III.3.2 Dimensionnement des poutrelles :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

Notre plancher a corps creux se compose d'une dalle de compression de 4cm et d'hourdis de 16cm

$$\text{donc } h_t = 20 \text{ cm avec } \begin{cases} h_0 = 4 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \\ b = 65 \text{ cm}$$

Le calcul de la largeur « b » se fait à partir des conditions imposée par B.A.E.L 91

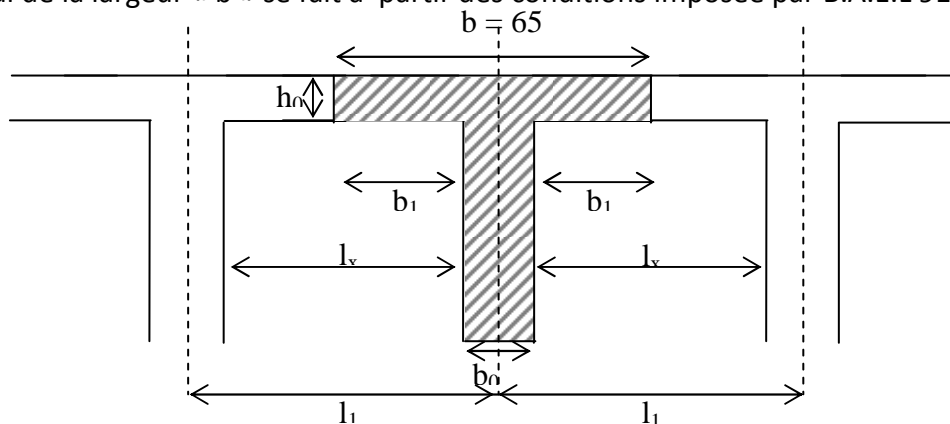


Fig III.10: dimension des poutrelles

$$\frac{l_x}{2} = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{l_y}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Et satisfaire la condition : $6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0$

$24 \leq b_1 \leq 32 \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$ vérifier

Donc $b = 2b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

III.3.3. Les charges permanentes et d'exploitation:

a) Planchers terrasse (inaccessible) :

Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Charge [t/m ²]
Protection lourde e=0,05m	0,050	1,600	0,080
Etanchéité multicouches papier kraft			0,010
Isolation thermique e=0,04m	0,040	0,300	0,012
Forme de pente en béton e _m =0,08m	0,115	2,200	0,253
film polyane			0,001
par vapeur			0,005
plancher corps creux	0,20	1,400	0,28
Enduite en plâtre sous plafond ép. 0,015m	0,015	1,000	0,015
Charge totale G =			0,658
Surcharge d'exploitation Q =			0,100

Tableau III.8 : Descente des charges plancher terrasse (portiques).

b) Planchers étage courant

Désignation	Epaisseur	Poids volumique	Charge [t/m ²]
Carrelage granito e=0,025m	0,030	2,000	0,060
Mortier de pose e=0,02m	0,035	2,000	0,070
Lit de sable e=0,02m	0,035	2,000	0,070
plancher corps creux	0,20	1,400	0,28
Cloisons légères			0,100
Enduite en plâtre ép. 0,015m:	0,015	1,000	0,015
Charge totale G =			0,595
Surcharge d'exploitation Q =			0,150

Tableau III.9 : Descente des charges plancher étage courant (portiques).

III.3.4 Les combinaisons d'action :

a) Planchers terrasse (inaccessible) :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 0,658 + 1,5 \times 0,100$$

$$P_u = 1,07475 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 0,658 + 0,100$$

$$P_{\text{ser}} = 0,758 \text{ t/m}^2$$

b) Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow P_u = 1,35 \times 0,595 + 1,5 \times 0,150$$

$$P_u = 1,02825 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \rightarrow P_{\text{ser}} = 0,595 + 0,150$$

$$P_{\text{ser}} = 0,745 \text{ t/m}^2$$

III.3.5. Pré-dimensionnement Des Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnements sont basés sur les deux étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon l'RPA 99 V 2003

▪ **Selon les formules empiriques**

- la hauteur h de la poutre doit être $L/16 \leq h \leq L/10$
- La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

▪ **Selon RPA99V2003**

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 25 \text{ cm}$

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

1 Poutres principales : $L_{\max} = 512 \text{ cm}$

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 512 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 51,2 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

2 poutres secondaires : $L_{\max} = 315 \text{ cm}$.

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 315 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 19,68 \text{ cm} \leq h_t \leq 31,5 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ 9 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1 \leq 4 \text{ cm} ; \text{ Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

On adopte les dimensions suivantes :

- La section des Poutres principales est :(35x45)
- La section des Poutres secondaires est :(35x40)

III.3.6 Pré dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles.d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1- Respecter les critères de résistance.
- 2- Vérifier les conditions de RPA 99.

a) Détermination de (a) :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$
$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

Donc on remplaçant par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{l_f}{0.289a} = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50$$

Avec :

λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = 0,7 L₀.

L_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

b) Détermination de (b) :

Selon le BAEL on a :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du poteau ; $B_r = (a - 2)(b - 2) [cm]^2$

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,8\% B_r$; Parce que Zone IIa (**RPA 7.4.2.1**)

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

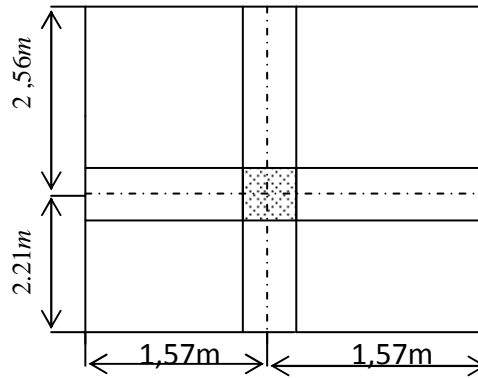
γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

f_e : nuance de l'acier. $f_e = 400$ MPA.

α : Facteur réducteur de Nu, il est en fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda^2}{35} \right) \right]}$$

$f_{c28} = 25$ MPA ; $f_e = 400$ MPA ; $\gamma_b = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$;



FigIII.11 : La surface afférente du poteau

$$S=4,77 \times 3,15=15,025 \text{ m}^2$$

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 3,04}{i};$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}; \quad B = a \times b; \quad I = \frac{b \times a^3}{12}$$

On a : $L_0 = 3,04 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,04 = 212,8 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{212,8}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{212,8}{0,289 \times 50} = 14,72 \text{ cm}$$

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

b) Détermination de « b » :

-Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :

Tableau III.10. efforts normal sollicitant les poteaux

niveau	elements	G	surface	G f	Q	surface 2	Qf
18.24	Plancher terrasse	7.27	15.025	109.2317	1	15.025	15.025
	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0		0	0	0	0

	Gt			130.6292			
	Qt						15.025
15.20							
	Plancher E C	6.65	15.025	99.9162	1.5	15.025	22.5375
	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,04	9,37125			
	Gt			132.1066			
	Qt						22.5375
	revenant 18.24			130.6292			15.025
	total			262.7361			37.5625
12.16							
	Plancher E C	6.65	15.025	99.9162	1.5	15.025	22.5375
	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,04	9,37125			
	Gt			132.1066			
	Qt						22.5375
	revenant 15.12			262.7361			37.5625
	total			394.8427			60.01
9.12							
	Plancher E C	6.65	15.025	99.9162	1.5	15.025	22.5375
	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,04	9,37125			
	Gt			132.1066			
	Qt						22.5375
	revenant 12.16			394.8427			60.01
	total			526.9493			82.5475
6.08							
	Plancher E C	6.65	15.025	99.9162	1.5	15.025	22.5375

	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,04	9,37125			
	GT			132.1066			
	Qt						22.5375
	revenant 9.12			526.9493			82.5475
	total			659.0559			105.085
3.04							
	Plancher E C	6.65	15.025	99.9162	1.5	15.025	22.5375
	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,04	9,37125			
	Gt			132.1066			
	Qt						22.5375
	revenant 6.08			659.0559			105.085
	total			791.1625			127.6225
6							
	Plancher E C	6.65	15.025	99.9162	1.5	15.025	22.5375
	poutre p	3	4.77	14.31			
	poutre s	2.25	3.15	7.0875			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,04	9,37125			
	Gt			132.1066			
	Qt						22.5375
	revenant 3.04			791.1625			127.6225
	total			923.2691			150.16

$$N_q = 1.1 \times 150.16 = 165,176 \text{ KN}$$

$$\text{l'effort normal } N_u : N_u = 1.35N_g + 1.5N_q = 1618,818 \text{ KN}$$

$$Br = (40 - 2)(b - 2) = 38(b - 2) [cm]^2$$

$$As = 0.8\% \times Br = 0,008 \times [38(b - 2)] = 0,304(b - 2)[cm]^2 \quad 0.8 \% \text{ carzone Ila}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.40}{35}\right)^2} = 0.896$$

$$1618,818 \leq 0.896 \left[\frac{38(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.231(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1618,818 (b - 2) \rightarrow b \geq \frac{1618,818}{53,58} = 30,07 \text{ cm}$$

On prend : b =40 cm.

-Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a,b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a,b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{304}{20} = 15.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : a = b = 40 cm

III.4. Conclusion

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré-dimensionnement des éléments, nous présentons dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant les deux systèmes structuraux :

- Système coffrage tunnel :
 - Dalle pleine :14cm.
 - Voile sens (x-x) :20 cm.
 - Voile sens (y-y) : 15 cm.
 - Paillasse Escalier : 15cm.
 - Palier de repos :15 cm .
- Système portique :
 - Plancher Corps creux :(16+4) 20cm.
 - Poutre principale : b = 30 cm ; h = 40 cm.
 - Poutre secondaire : b = 30 cm ; h = 30 cm.
 - Poteaux :40x40 cm².

Chapitre IV

Etude Sismique de la structure

IV) ETUDE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

IV.1) Introduction :

Nous présentons une étude sismique comparative entre deux modèles de conception de structure, **Le 1er modèle** de structure en R+5, située en zone IIa en système coffrage tunnel, conçu avec des murs voiles porteurs avec plancher dalle pleine, **le 2ème modèle**, pour la même structure, conçu avec un système des portiques auto stables poteaux-poutres.

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 mouvements des plaques tectoniques.

Ces mouvements 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.

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.

IV.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 calcul d'ouvrage en zone sismique à adopter :

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

IV.2.1 Condition d'application pour chaque Méthode :**a) La méthode statique équivalente :**

Elle est utilisée si :

- 1) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (**prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA.99v2003**) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (1), les conditions complémentaires suivantes :

➤ **Zone I :**

- tous groupes.

➤ **Zone IIa :**

- 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 IIb et III :**

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

b) La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

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

c) La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes :

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

IV.2.2 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 ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article

3.5 du règlement RPA99/2003.

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**.

IV.2.3 Modélisation de la structure étudiée :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le logiciel de calcul par éléments finis ETABS est utilisé.

a) Description du logiciel ETABS :

ETABS (**Extended 3D Analysis of Building Systems**) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI..etc). De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

b) Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

c) Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ [RPA99/version 2003], (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique modale spectrale.

IV.2.4. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.2.5. Méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3 Partie (1) système coffrage tunnel

Pour cette 2^{ème} partie nous présentons une étude sismique d'un bâtiment en R+5 qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation avec un système structurel coffrage tunnel contreventée par des voiles porteurs, dimensionnés au chapitre III.

IV.3.1 Application de La méthode :

a) Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

b) Classification du site :

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux (**Catégorie S₁**).

c) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : (D)

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

Périodes caractéristiques T₁ ; T₂ :

Pour un site type S₁ : **T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.3 s**

d) Coefficient de correction d'amortissement (η) :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,764 \dots (\xi = 10\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Puisque notre structure est composée exclusivement de voiles en Béton armé

Donc $\xi = 10\%$ et (**$\eta = 0.764$**).

e) Période fondamentale (T) :

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

$$T = C_T h_n^{3/4} \dots (4.6)$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) \Rightarrow **h_N = 18.24m**

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 \Rightarrow **C_T = 0,050**

$$T = 0,050 \times (18.24)^{3/4} \Rightarrow T = \mathbf{0.441 \text{ Sec}}$$

Remarque :

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

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D} \dots 4.7) \quad \text{Avec :}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 18.24 \text{ m}$$

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

D'où :

$$* \quad T_x = 0.09 h_n / \sqrt{D_x} \quad \text{avec} \quad D_x = 23.55 \text{ m} \quad \Rightarrow T_x = 0.338 \text{ s}$$

$$* T_Y = 0.09 h_n / \sqrt{D_Y} \quad \text{avec} \quad L_Y = 22.40 \text{ m} \quad \Rightarrow T_Y = 0.347 \text{ s}$$

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux

Valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7) donc :

$$\begin{cases} T(x) = \min(T; T_x) \Rightarrow T(x) = \min(0,441; 0,338) & \left\{ \begin{array}{l} T(x) = 0,338 \text{ sec} \\ T(y) = 0,347 \text{ sec} \end{array} \right. \\ T(y) = \min(T; T_y) \Rightarrow T(y) = \min(0,441; 0,347) \end{cases}$$

$$\text{On a :} \quad T_2 = 0.30 \text{ sec} \leq T_x = 0.338 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$T_2 = 0.30 \text{ sec} \leq T_y = 0.347 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$$

$$\text{Donc :} \quad D_x = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.763$$

$$D_y = 2.5\eta (T_2/T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.733$$

f) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération **A** est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, dans notre cas **A= 0.15**

g) Coefficient de comportement (R) :

Le contreventement par des voiles porteurs (**R =3.5**).

h) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : **Q = 1 + ∑ P_q**

D'où **P_q** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4 du RPA 99/version 2003 on aura donc :

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	0.05	0.05
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	0,1	0,1
	0,25	0,25

Tableau IV.a facteur de qualité Q

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0.25 = 1,25$$

Alors $Q = 1,25$

i) Calcul du poids totale de la structure « W » :

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

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec

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 : **$W = 26631,90 \text{ KN}$**

IV.3.2 Modélisation de la structure :

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 un seul (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3.3 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.

IV.3.4.Calcul dynamique des forces sismique :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

IV.3.5. 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 représenté 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 suivant :

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

IV.3.6 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.

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

➤ Calcul de V (statique) :

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,763 \times 1,25}{3.5} \times 26631,90 \Rightarrow V_x = 2515,29 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,733 \times 1,25}{3.5} \times 26631,90 \Rightarrow V_y = 2472,49 \text{ KN}$$

➤ Calcul de V (dynamique) :

La résultante des forces sismiques à la base V (dyn) est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation : **VDx = 2981,47 KN**

$$\mathbf{VDy = 2996,50 \text{ KN}}$$

Vérification :

$$\mathbf{VDx = 2981,47 \text{ KN}} > 0.8V_x = \mathbf{2012.23 \text{ KN}} \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\mathbf{VDy = 2996,50 \text{ KN}} > 0.8V_y = \mathbf{1997.99 \text{ KN}} \dots \text{Condition vérifié}$$

IV.3.7 Modélisation ETABS :

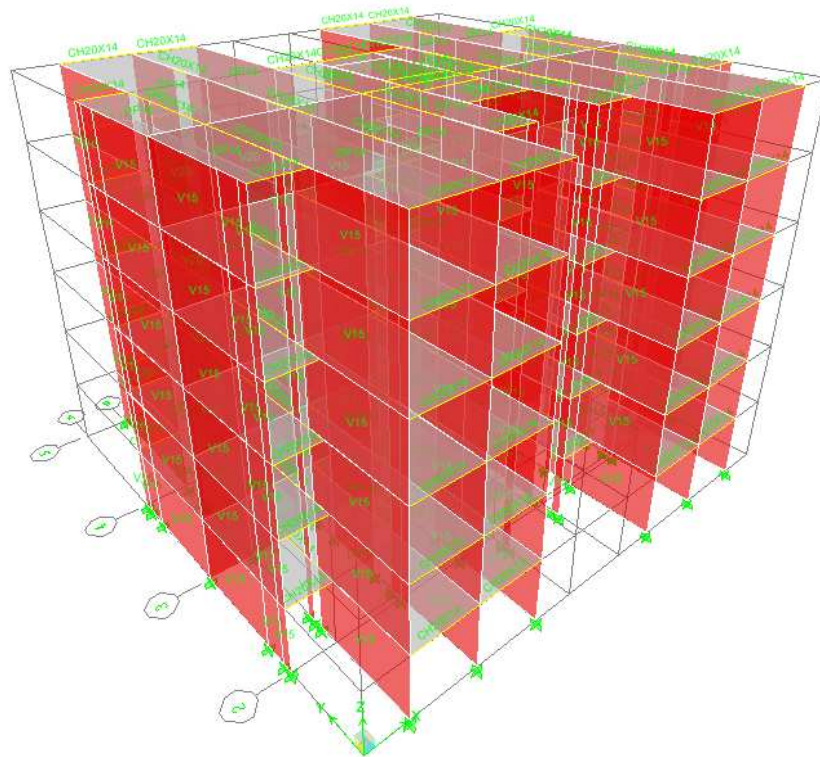


Fig.IV.1 : image 3D de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS

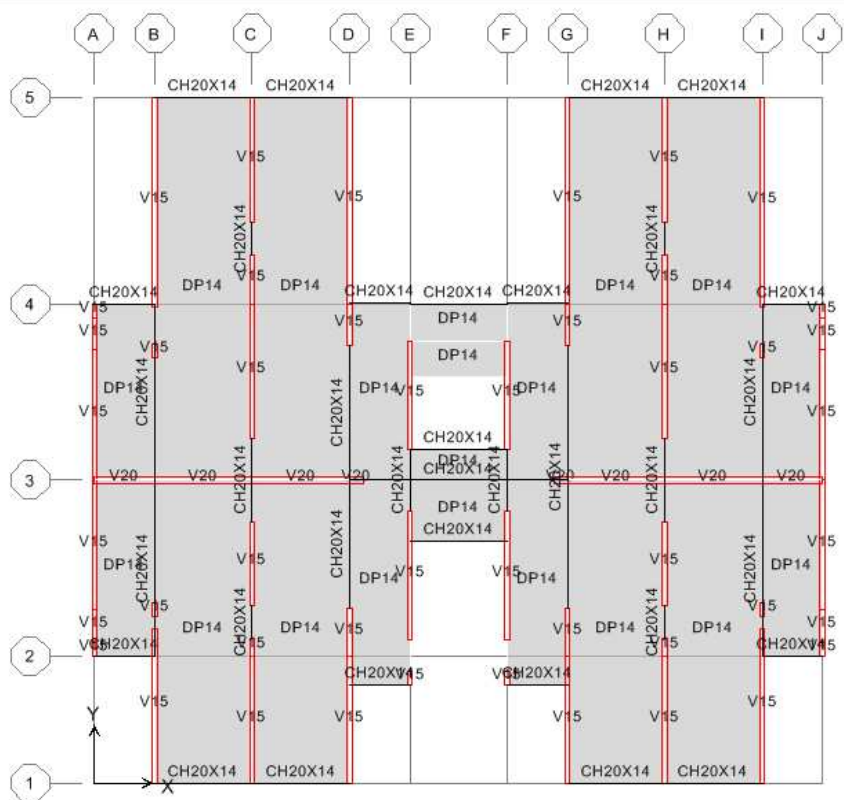


Fig.IV.2: image vue en plan de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS

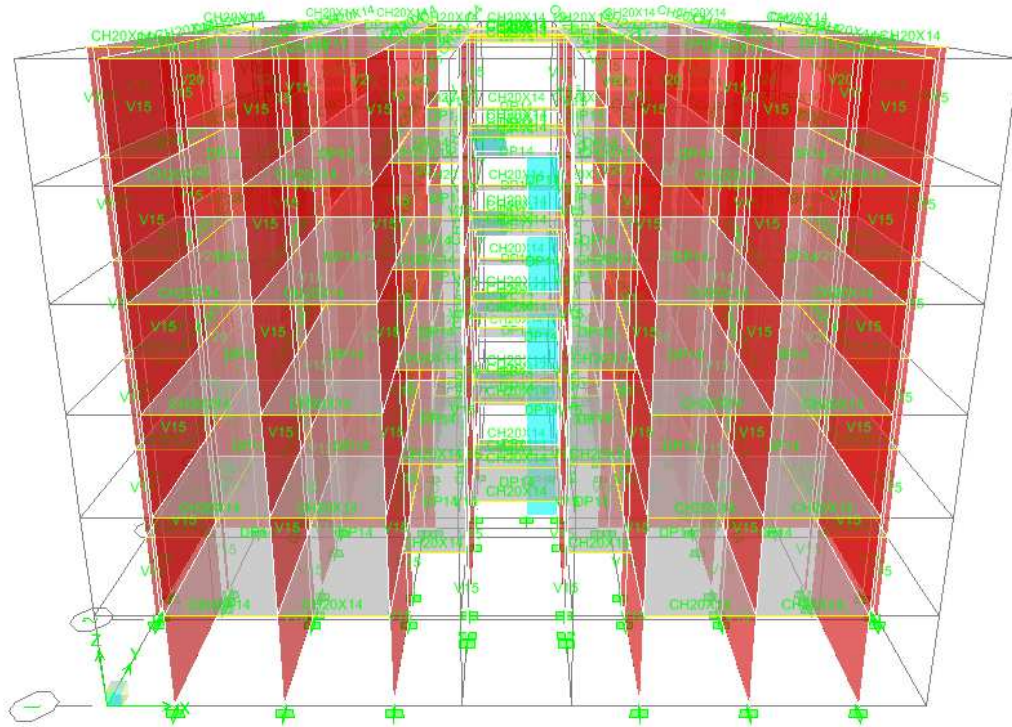


Fig.IV.3 : image 3D de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS

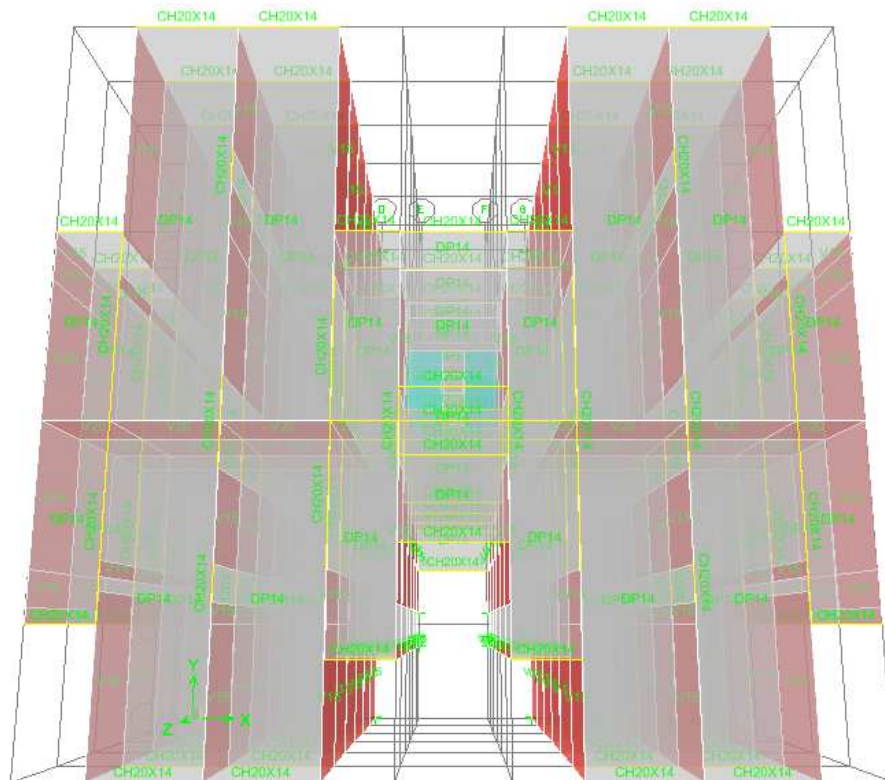


Fig.IV.4 : image 3D de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS

IV.3.8) Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :**a) Périodes et facteurs de participation massique :**

Mode	Période (seconde)	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		UX	UY	ΣUX	ΣUY
1	0,222	76,359	0,0002	76,359	0,00
2	0,155	0,147	0,0028	76,506	0,00
3	0,134	0,0002	73,06	76,506	73,063
4	0,095	0,00	0,06	76,503	73,13
5	0,095	0,00	0,014	76,503	73,14
6	0,095	0,00	0,005	76,503	73,14
7	0,095	0,00	0,0017	76,503	73,14
8	0,095	0,00	0,0004	76,503	73,14
9	0,022	0,00	0,204	76,503	73,35
10	0,064	17,22	0,0001	93,724	73,35
11	0,041	0,079	0,0	93,796	73,35
12	0,035	0,0004	18,74	93,796	92,09

Tableau IV.1 : Périodes et facteur de participation modale (coffrage tunnel)➤ **Interprétation des résultats :**

1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimée $T_{dyn} = 0,222$ sec.

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

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{amp}$$

$T_{dyn}(x) = 0,222 \text{ sec} < 1,3 \times 0,338 \text{ sec}$ condition vérifiée

$T_{dyn}(y) = 0,134 \text{ sec} < 1,3 \times 0,347 \text{ sec}$ condition vérifiée

2) Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (xx)

3) Le deuxième mode est un mode de rotation suivant le sens (zz).

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

5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 10^{ème} mode pour le sens (xx) et au 12^{ème} mode pour le sens (yy).

Remarque :

La structure présente une rigidité importante aux séismes

b) Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :

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

V_i étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau (i).

elle passe par le centre de gravité (**CM_i**) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i.

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

$$X_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j x_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad Y_{CM_i} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

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

➤ **Centre de rigidité :**

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

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

Cette opération comme le montre le tableau ci-dessous.

Etage	Position du centre de masse		Position du centre de Rigidité		Excentricité	
	X _{CMi} (m)	Y _{CMi} (m)	X _{CRi} (m)	Y _{CRi} (m)	e _x (m)	e _y (m)
RDC	11,771	10,834	11,774	9,95	-0,003	0,884
1 ^{er}	11,771	10,869	11,771	10,024	0,00	0,845
2 ^{ème}	11,771	10,869	11,767	10,147	0,004	0,722
3 ^{ème}	11,771	10,869	11,763	10,273	0,008	0,596
4 ^{ème}	11,771	10,869	11,761	10,379	0,010	0,490
5 ^{ème}	11,770	10,859	11,761	10,447	0,009	0,412

Tableau IV.2 : caractéristiques massiques et géométriques (coffrage tunnel)

c) 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 (**CMi**) et les centre de rigidité (**CRi**) à chaque étage.

Cette excentricité résultant de la non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issu des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion "**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

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

D'après l'article 4. 3. 7 du RPA99/2003, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à $0,05 \pm L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On effectuera par la suite les calculs suivants :

$e_x \text{ accidentelle} = 0,05 \times L_x \Rightarrow e_x \text{ accidentelle} = 0,05 \times 23,55\text{m} = 1,18 \text{ m}$

$e_y \text{ accidentelle} = 0,05 \times L_y \Rightarrow e_y \text{ accidentelle} = 0,05 \times 22,40\text{m} = 1,12 \text{ m}$

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

d) Calcul et vérification des déplacements des planchers :

➤ **Déplacement maximum absolu de chaque niveau :**

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 :

Niveau	Déplacements horizontaux maximum absolu (δ_{ek})	
	Sens x-x (mm)	Sens y-y (mm)
5 ^{ème}	2,396	0,918
4 ^{ème}	2,016	0,754
3 ^{ème}	1,585	0,575
2 ^{ème}	1,128	0,392
1 ^{ère}	0,678	0,220
RDC	0,280	0,080

Tableau IV.3 : Déplacement horizontal de chaque niveau (coffrage tunnel)

➤ **Calcul des déplacements latéraux inter étages :**

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

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

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

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

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

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

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

Niveau	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)
5 ^{ème}	2,396	8,386	1,330	0,918	3,213	0,574
4 ^{ème}	2,016	7,056	1,508	0,754	2,639	0,626
3 ^{ème}	1,585	5,548	1,600	0,575	2,013	0,641
2 ^{ème}	1,128	3,948	1,575	0,392	1,372	0,602
1 ^{ère}	0,678	2,373	1,393	0,220	0,770	0,490
RDC	0,280	0,980	0,980	0,080	0,280	0,280

Tableau IV.4 : Déplacements latéraux inter étages (coffrage tunnel)

➤ **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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \Leftrightarrow \Delta = 0,01 \times h_e = 3,04 \text{ cm ; donc la condition est vérifiée}$$

e) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet P- Δ (P-delta) représente la tendance au renversement de la construction.

Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article **5.9 du RPA99/2003**, les effets du 2^o ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$\text{« K » } P_K = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K₋₁".

h_k : hauteur de l'étage "K".

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_k}$$

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

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

Niveau	Pk (KN)	hk (m)	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
			Δ_k^x (m)	V_k^x	θ_x	Δ_k^y (m)	V_k^y	θ_y
5 ^{ème}	3878,540	3,04	0,001330	838,82	0,00202	0,000574	891,55	0,000821
4 ^{ème}	8418,730	3,04	0,001508	1579,12	0,00264	0,000626	1638,51	0,00106
3 ^{ème}	12958,920	3,04	0,001600	2111,72	0,00323	0,000641	2157,90	0,00127
2 ^{ème}	17499,109	3,04	0,001575	2517,60	0,00360	0,000602	2555,90	0,00135
1 ^{ère}	22039,299	3,04	0,001393	2821,10	0,00358	0,000490	2852,14	0,00125
RDC	26631,901	3,04	0,000980	2981,47	0,00288	0,000280	2996,50	0,000819

Tableau IV.5 : Calcul du coefficient θ (coffrage tunnel)

Conclusion :

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

IV.4 Partie (2) système portiques auto-stable

Pour cette 2^{ème} partie nous présentons une étude sismique sur le même bâtiment avec un système structurel portiques auto stables « poteaux-poutres », dimensionnés au chapitre III avec les mêmes hypothèses de calcul sismique de la 1^{ère} partie qui est concernée par l'étude sismique par le système structurel coffrage tunnel.

IV.4.1 Application de La méthode :

a) Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

b) Classification du site :

Selon le **RPA99V2003** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux (**Catégorie S₁**).

c) Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen : (D)

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

Périodes caractéristiques T_1 ; T_2 :

Pour un site type S1 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.3 \text{ s}$

d) Coefficient de correction d'amortissement (η) :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,935 \geq 0.70 \quad \text{avec} \quad (\xi = 6\%)$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Puisque notre structure est composée par des portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide

Donc $\xi = 6\%$ et ($\eta = 0.935$).

e) Période fondamentale (T) :

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

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad \dots \quad (4.6)$$

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

(N) $\Rightarrow h_n = 18.24\text{m}$

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

$\Rightarrow C_T = 0,075$

$T = 0,075 \times (18.24)^{3/4} \Rightarrow T = 0.662 \text{ Sec}$

En fin, d'après (4.2) :

On a : $T_2 = 0.30 \text{ sec} \leq T = 0.662 \text{ sec} \leq 3.0 \text{ sec}$

Donc : $D = 2.5\eta (T_2/T_x)^{2/3} \Rightarrow D = 1.379$

f) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, dans notre cas $A = 0.15$

g) Coefficient de comportement (R) :

Le système de contreventement de notre structure est constitué par des portiques auto stable sans remplissages en maçonnerie rigide (**R =3.5**)

h) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **Q** est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4 du RPA 99/version 2003 on aura donc :

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	0.05	0.05
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	0,1	0,1
	0,25	0,25

$$Q = \max \{Q_x, Q_y\}$$

$$Q_x = 1 + 0.25 = 1,25$$

$$Q_y = 1 + 0.25 = 1,25$$

Alors Q = 1,25

i) Calcul du poids totale de la structure « W » :

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

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec

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 : **$W = 20655,058 \text{ KN}$**

IV.4.2 Modélisation de la structure :

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 un seul (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.4.3 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.

IV.4.4. Calcul dynamique des forces sismique :

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

IV.4.5. 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 représenté 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 suivant :

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

IV.4.6 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.

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

➤ **Calcul de V (statique) :**

$$V_s = \frac{A.D .Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,379 \times 1,25}{5} \times 20655,058 \Rightarrow V_s = 1068,12 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de V (dynamique) :**

La résultante des forces sismiques à la base V (dyn) est donnée par le logiciel de calcul «

ETABS» que nous avons utilisé pour notre modélisation : **VDx = 900,20 KN**

$$\mathbf{VDy = 992,96 KN}$$

Vérification :

$$\mathbf{VDx = 900,20 KN} > 0.8V_s = \mathbf{854,496 KN} \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\mathbf{VDy = 992,96 KN} > 0.8V_s = \mathbf{854,496 KN} \dots \text{Condition vérifié}$$

IV.4.7 Modélisation ETABS :

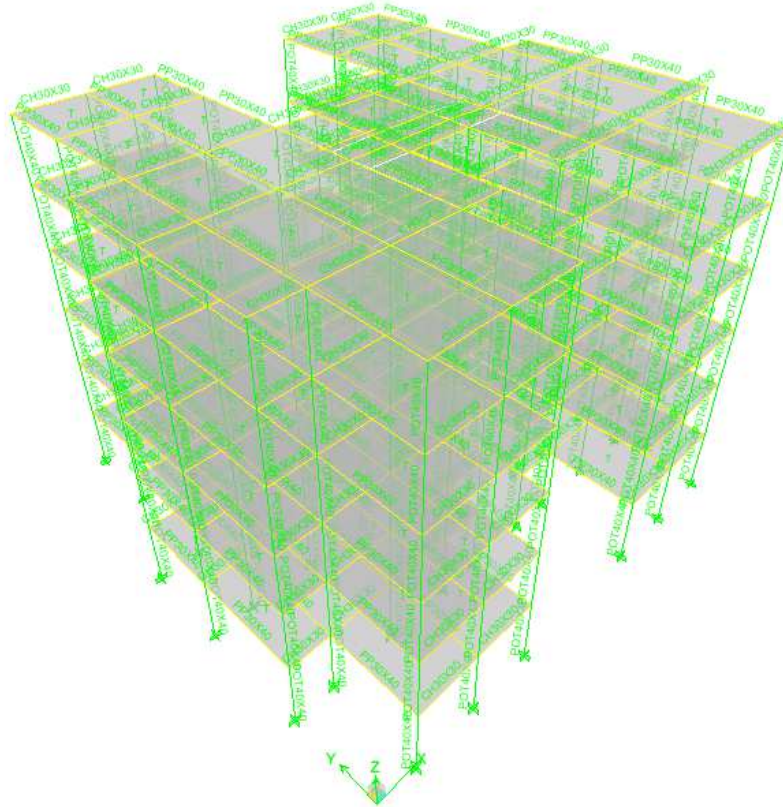


Fig.IV.5 : image 3D de la structure (portique) sur ETABS

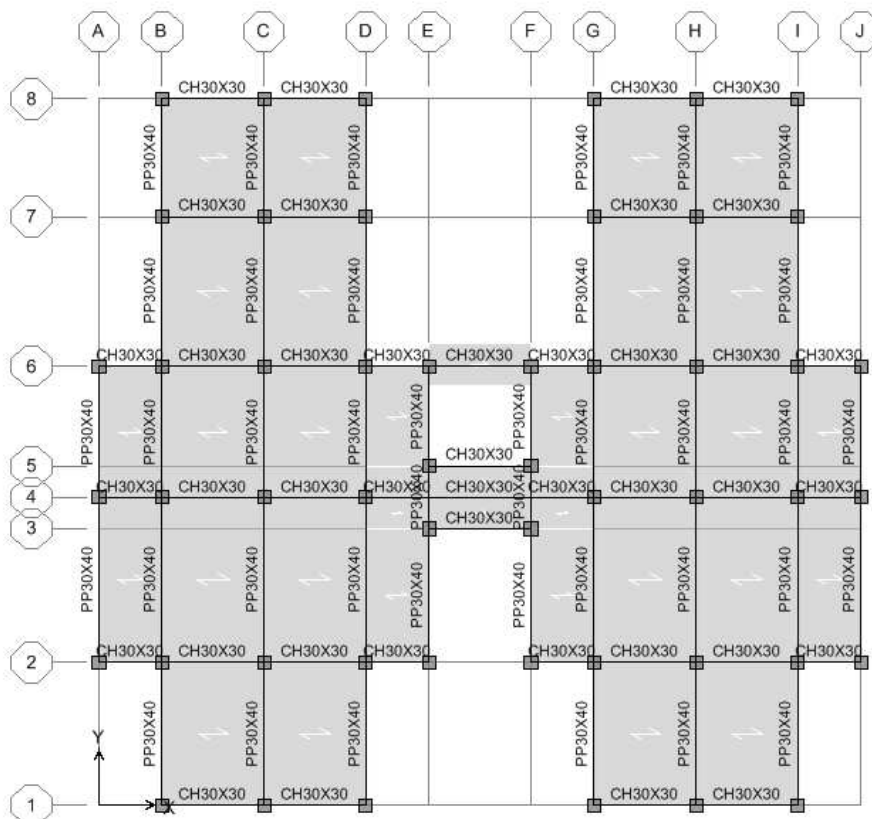


Fig.IV.6: image vue en plan de la structure (portique) sur ETABS

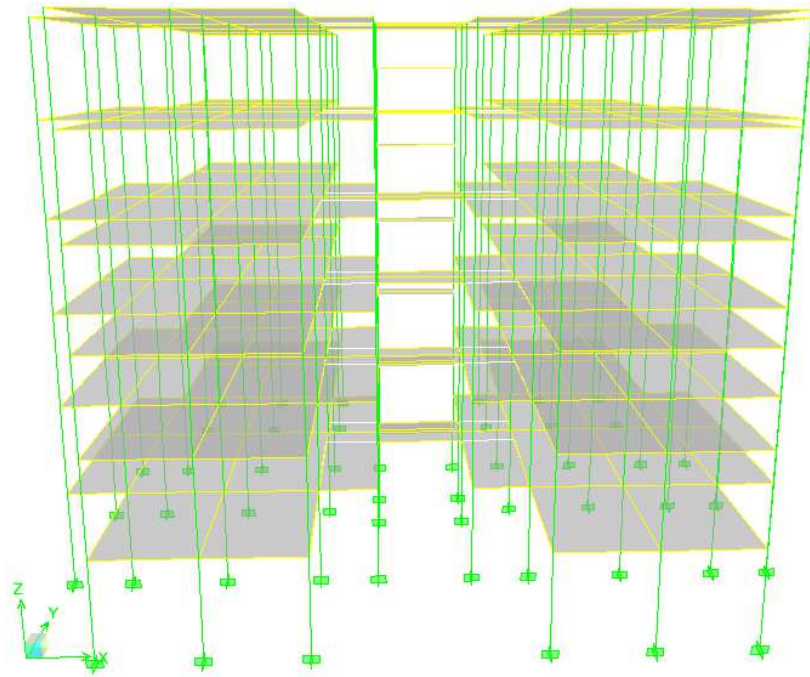


Fig.IV.7 : image 3D de la structure (portique) sur ETABS

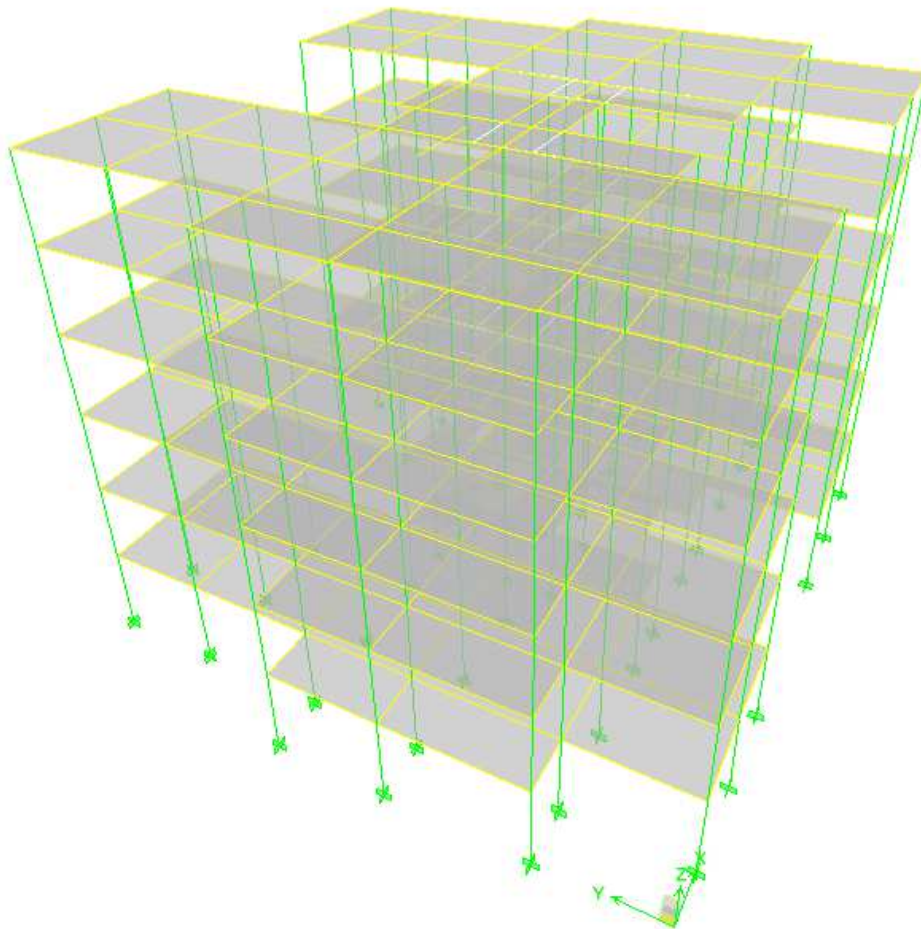


Fig.IV.8 : image 3D de la structure (portique) sur ETABS

IV.4.8) Résultats de l'analyse dynamique par ETABS :a) Périodes et facteurs de participation massique :

b)

Mode	Période (seconde)	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		U _x	U _y	ΣUX	ΣUY
1	0,811	80,9417	0,00	80,941	0,00
2	0,726	0,0003	0,00028	80,942	0,0028
3	0,701	0,00	82,234	80,942	82,237
4	0,254	10,856	0,00	91,797	82,237
5	0,230	0,0001	0,0004	91,798	82,237
6	0,224	0,00	10,366	91,798	92,603
7	0,137	4,291	0,00	96,088	92,603
8	0,127	0,001	0,0009	96,089	92,604
9	0,126	0,00	3,975	96,089	96,579
10	0,089	2,297	0,00	98,387	96,579
11	0,085	0,00	2,057	98,387	98,635
12	0,083	0,0079	0,00	99,395	98,635

Tableau IV.6 : Périodes et facteur de participation modale (portiques)➤ Interprétation des résultats :

1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimée **T_{dyn} = 0,811 sec.**

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

$$T_{dyn} < 1,3 \times T_{amp}$$

T_{dyn}(x) = 0,811sec < 1,3 × 0,662 = 0,861sec condition vérifiée

T_{dyn}(y) = 0,701 sec < 1,3 × 0,622 = 0,861sec condition vérifiée

2) Le premier mode est un mode de translation suivant le sens (xx)

3) Le deuxième mode est un mode de rotation suivant le sens (zz).

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

5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 4^{ème} mode pour le sens (xx) et au 6^{ème} mode pour le sens (yy).

Remarque :

La structure présente une flexibilité aux séismes, mais la rigidité est insuffisante vis à vis aux séismes à cause de la valeur importante de la période et l'absence des voiles de contreventement.

c) Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :

➤ **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 (**CMj**) 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 (**CMi**) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage i.

Le centre de gravité des masses (**CMi**) est exprimé par les coordonnées **XCMi** et **YCMi** suivants :

$$X_{CMi} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j x_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad Y_{CMi} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

La position du centre de masse (**CMi**) 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 ...

➤ **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 (**CRi**) des éléments structuraux verticaux du niveau i.

La position du centre de rigidité (**CRi**) 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 (**CRi**). 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.

Etage	Position du centre de masse		Position du centre de rigidité		Excentricité	
	X_{CMi} (m)	Y_{CMi} (m)	X_{CRi} (m)	Y_{CRi} (m)	e_x (m)	e_y (m)
RDC	11,772	10,572	11,775	10,681	-0,003	-0,109
1 ^{er}	11,775	10,572	11,775	10,612	0,00	-0,04
2 ^{ème}	11,772	10,572	11,775	10,592	-0,003	-0,02
3 ^{ème}	11,775	10,572	11,775	10,590	0,00	-0,018
4 ^{ème}	11,775	10,572	11,775	10,597	0,00	-0,025
5 ^{ème}	11,788	10,591	11,775	10,605	0,013	-0,014

Tableau IV.7 : caractéristiques massiques et géométriques (portiques)

d) 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 (**CMi**) et les centre de rigidité (**CRi**) à chaque étage.

Cette excentricité résultant de la non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

Il existe aussi une autre forme de torsion, issu des incertitudes et phénomènes additionnels divers qu'on appellera par la suite torsion "**accidentelle**" et qui est traduite par une **excentricité accidentelle**, additionnelle à l'excentricité structurale.

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

D'après l'article 4. 3. 7 du RPA99/2003, l'excentricité accidentelle (additionnelle) est égale à $0,05 \pm L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action

sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.
On effectuera par la suite les calculs suivants :

$$e_x \text{ accidentelle} = 0,05 \times L_x \quad \Rightarrow \quad e_x \text{ accidentelle} = 0,05 \times 23,55\text{m} = 1,18 \text{ m}$$

$$e_y \text{ accidentelle} = 0,05 \times L_y \quad \Rightarrow \quad e_y \text{ accidentelle} = 0,05 \times 22,40\text{m} = 1,12 \text{ m}$$

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

e) Calcul et vérification des déplacements des planchers :

➤ **Déplacement maximum absolu de chaque niveau :**

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 :

Niveau	Déplacements horizontaux maximum absolu (δ_{ek})	
	Sens x-x (mm)	Sens y-y (mm)
5 ^{ème}	10,791	8,785
4 ^{ème}	9,848	8,100
3 ^{ème}	8,348	6,940
2 ^{ème}	6,349	5,356
1 ^{ère}	3,980	3,444
RDC	1,526	1,394

Tableau IV.8 : Déplacement horizontal de chaque niveau (portiques)

➤ **Calcul des déplacements latéraux inter étages :**

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

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

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

R : coefficient de comportement (R = 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 :

Niveau	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)
5 ^{ème}	10,791	53,955	6,535	8,785	43,925	3,425
4 ^{ème}	9,484	47,420	5,680	8,100	40,500	5,800
3 ^{ème}	8,348	41,740	9,995	6,940	34,700	7,920
2 ^{ème}	6,349	31,745	11,845	5,356	26,780	9,560
1 ^{ère}	3,980	19,900	12,270	3,444	17,220	10,250
RDC	1,526	7,630	7,630	1,394	6,970	6,970

Tableau IV.9 : Déplacements latéraux inter étages (portiques)

➤ **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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \Leftrightarrow \Delta = 0,01 \times h_e = 3,04 \text{ cm ; donc la condition est vérifié}$$

f) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (P-delta) représente la tendance au renversement de la construction.

Son aggravation sollicite particulièrement et de façon croissante les éléments porteurs périphériques.

D'après l'article 5.9 du RPA99/2003, les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

$$\text{« K » ... } P_K = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " K_1 ".

h_K : hauteur de l'étage "K".

Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur :

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

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

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau ci-après :

Niveau	Pk (KN)	hk (m)	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
			Δ_k^x (m)	V_k^x	θ_x	Δ_k^y (m)	V_k^y	θ_y
5ème	3376,33	3,04	0,006535	282,20	0,0257	0,003425	295,37	0,0129
4ème	6832,901	3,04	0,005680	477,80	0,0267	0,005800	514,73	0,0253
3ème	10289,069	3,04	0,009995	629,24	0,0538	0,007920	689,52	0,0389
2ème	13743,943	3,04	0,011845	750,66	0,0713	0,009560	828,73	0,0521
1ère	17200,148	3,04	0,012270	844,40	0,0822	0,010250	932,72	0,0622
RDC	20655,058	3,04	0,007630	900,21	0,0576	0,006970	992,96	0,0477

Tableau IV.10 : Calcul du coefficient θ (portiques)

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.

Chapitre V

Calcul des éléments de contreventement et de fondations

V.1. Introduction :

V1.a.les éléments de contreventements :

En génie civil, un **contreventement** est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier.

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages.

V1.b.les fondations :

On appelle **fondation** la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales.

Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

Il existe plusieurs types des fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

V.2. Calcul des contreventements :

V.2.1.calcul des murs voiles porteurs (système coffrage tunnel) :

V.2.1.a.Définition :

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 horizontales du 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.

V.2.1.b.principe :

Avant de procéder au calcul béton armé (ferraillage), il est bien logique d'essayer d'analyser:

- Le mode de fonctionnement d'un voile
- à quoi, un voile peut être sollicité ?
- comment, un voile peut assurer son rôle de contreventement ?

Les voiles peuvent être assimilés à des consoles verticales soumises à une sollicitation de flexion composée avec compression, ayant un certain degré d'encastrement à la base, sur des fondations (superficielles, semi- profondes ou profondes).

La déformation prépondérante des refends est une déformation de flexion due aux moments de renversements. La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales (des planchers) est suffisant pour que, sous l'action du moment de reversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Plusieurs méthodes de calcul existent, leurs applications dépendent du modèle choisi, compte tenu de la forme du bâtiment, des dispositions et de la régularité des murs, de l'existence et de la position des ouvertures.

Dans le cas général, quand il y a plusieurs éléments de contreventement de formes et de conditions d'appuis différents, la répartition ne peut se faire que par l'emploi de l'ordinateur. Un calcul manuel est toujours possible mais il est très judicieux.

Faut-il le rappeler, la méthode des éléments finis est une des méthodes qui consiste à remplacer la structure réelle par un modèle d'analyse constitué d'un nombre réduit d'éléments ; le plancher sera modélisé en éléments finis, donc la distribution

de l'effort horizontal entre les refends sera faite en même temps que le calcul d'ensemble. Cette méthode permet de résoudre n'importe quel problème de contreventement pour autant que le découpage soit effectué judicieusement. On peut, notamment prendre en compte toutes les irrégularités dans les refends, les déformations des planchers et obtenir la répartition des forces horizontales dans les murs porteurs, quelle que soit la distribution des ouvertures.

V.2.1.c 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 prévu 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**), lesquelles 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 :

$$\mathbf{G+Q+E} \quad \text{et} \quad \mathbf{0.8G+E}$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

Les sollicitations sur les voiles :

Trois cas de flexion composé sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en dehors des armatures).

Soit on aura :

- 1- Section entièrement tendue (SPT).
- 2- Section partiellement comprimée (SPC).
- 3- 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.

V.2.2 Ferrailage des voiles :

Le ferrailage d'un voile en béton armé passe toujours par :

a) Le ferrailage des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés à la flexion composée avec un effort tranchant.

Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par l'article **7.7.1 du RPA99/2003** et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions

orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. **DTR-B.C.-2.41 "CBA 93"**).

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire ensuivant les règles du **DTR-B.C. 2.42 "Règles de conception des parois et murs en béton"**.

Le calcul se fera dans ce cas pour des bandes verticales de largeur **d** comme suite :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l'/3)$$

l' : la longueur de la zone comprimée.

h_e: la hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

On devra disposer les ferrailages suivants:

- des aciers verticaux (article **7.7.4.1 du RPA99/2003**)
- des aciers horizontaux (article **7.7.4.2 du RPA99/2003**)

b) Le ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion
- des aciers transversaux
- des aciers en partie courante (aciers de peau)

Remarque :

Il y a lieu d'effectuer quelques vérifications comme :

- Vérification au flambement :

Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme, on doit justifier au flambement quand l'élanement est limité,

on peut effectuer le calcul à la flexion composée à condition de prendre certaines précautions.

- Vérification à l'effort tranchant

Les contraintes de cisaillement dans le béton est à vérifier, d'après l'article 7.7.2 du

RPA99/2003. Il faut que : $\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{V}_u = 1,4 V_u$ calculer et $\bar{\tau}_u = 0,2.f_{c28}$

b : épaisseur du voile;

d : hauteur utile (d = 0,9.h)

h : hauteur totale de la section brute

c) règles communes :

Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, le **RPA99/2003** imposent des sections minimales d'acier, qui sont les suivantes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit : Globalement dans la section du voile : $A_{min} = 0,15\% \times b \times h$

En zone courante : $A_{min} = 0,10\% \times b \times h$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $\delta \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm})$ en zone courante.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épingles au m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ✓ 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;

- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

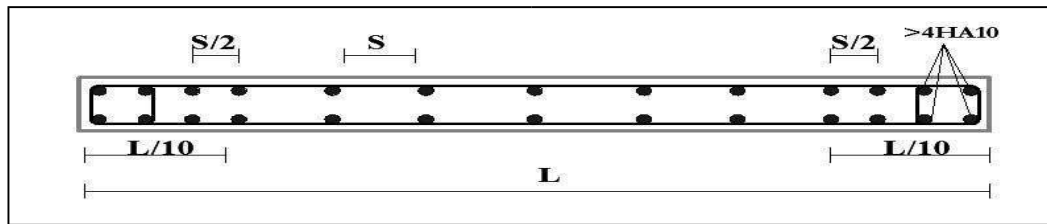


Fig V.2.1 : Disposition vertical des armatures dans les voiles

d)-La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

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)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

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:

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.

1) Armatures verticales :

Elles sont disposées 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.

2) 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 disposé 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 %.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur 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.

V.2.3. Exemple de calcul :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le voile numéro VX1 dans le sens X et VY4 dans le sens Y du RDC et le reste de calcul des voiles sera récapitulés dans un tableau.

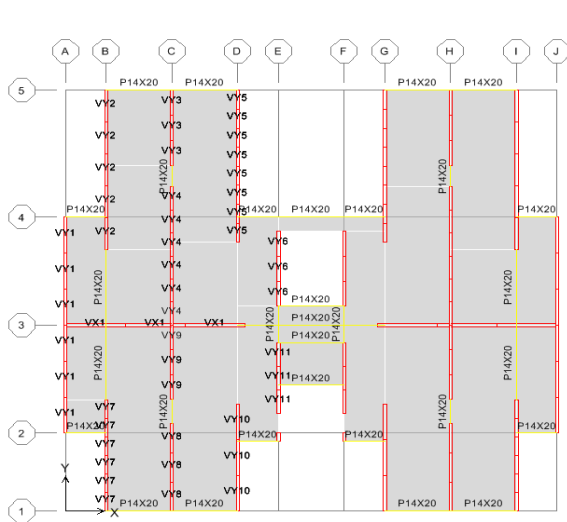


Fig V.2.2 Vue en plan –disposition des murs voiles

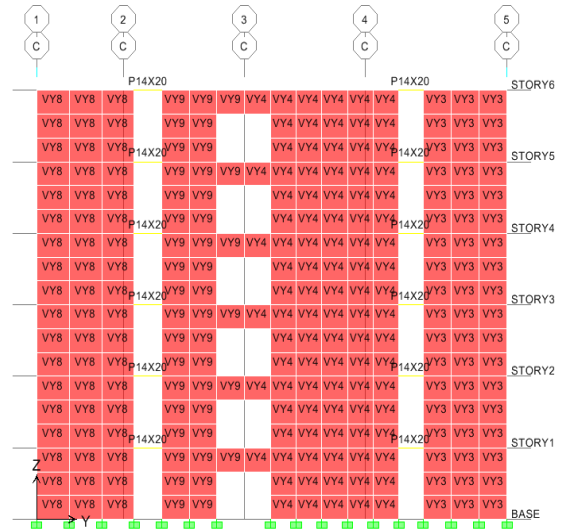


Fig V.2.3 Vue en élévation mur voile axe « C »

➤ **Calcul du voile longitudinale VX1**

DONNEES :

Voile :	VX1
----------------	------------

Longueur du voile " l " :	8.60	m
Epaisseur du voile " a " :	0.20	m
Hauteur du voile " h " :	3.04	m
Section de béton du voile " A " :	1.72	m²
L' inertie du voile " I " :	10.01	m⁴
Distance à l'axe neutre v :	4.3	m
Contrainte du béton f_{c28} :	2500	t/m²
Contrainte des aciers f_e :	50000	t/m²

Les efforts sollicitant le voile :

Story	Pier	Load	Loc	P(t)	V2(t)	V3(t)	T(t)	M2 (t.m)	M3 (t.m)
STORY1	VX1	GQEX MAX	Bottom	-137.61	140.84	0.09	-0.024	0.081	813.652
STORY1	VX1	GQEX MIN	Bottom	-375.87	-152.31	-0.64	-0.82	-0.658	-701.887
STORY1	VX1	08GEX MAX	Bottom	-62.24	142.83	0.19	0.12	0.181	794.897
STORY1	VX1	08GEX MIN	Bottom	-300.5	-150.33	-0.54	-0.676	-0.558	-720.642

Tableau V.2.1. efforts sollicitant le voile

Détermination des contraintes et calcul de ferrailage vertical :

Story	Pier	Load	σ_1	σ_2	X tendue	F	Av	Amin	% armature
STORY1	VX1	GQEX MAX	429.53	-269.52	3.32	89.36	61.25	13.26	0.92
STORY1	VX1	GQEX MIN	520.04	-82.98	1.18	9.82	48.88	4.73	2.06
STORY1	VX1	O8GEX MAX	377.65	-305.28	3.84	117.36	67.46	15.38	0.88
STORY1	VX1	O8GEX MIN	484.28	-134.86	1.87	25.26	51.35	7.49	1.37

Tableau V.2.2.contraintes et ferrillages verticale

On a (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.

Calcul de L' (la longueur tendue) :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 8.6 \times \left(\frac{82.98}{520.04 + 82.98} \right) = 1.18 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 8.6 - 1.18 = 7.42 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3.04/2, (2/3) \times 7.42) = 1.52 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

$$I' = (0.20 \times 1.18^3) / 12 = 0.02738 \text{ m}^4$$

$$v' = 1.18 / 2 = 0.59 \text{ m}$$

$$\Omega' = 0.2 \times 1.18 = 0.236 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -9.820 \text{ t}$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 1.925 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{1.925}{-9.790} = -0.1966 \text{ m} = d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section}$$

entièrement tendue). après calcul $\Rightarrow A_s = 24.44 \text{ cm}^2$

-Armatures minimales de RPA 99/03:

D'après le RPA 99/03 (Art 7.7.4.1):

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 1.18 = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/face} = 4.72 / (2 \times 1.18) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml/face.}$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 0.20 \times 8.6 = 25.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 25.8 / (2 \times 8.6) = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max(A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 24.44 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_{S \text{ cal}} = 2 \times 24.44 = 48.88 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En zone d'about : soit. } 2 \times 14 \text{ HA}12. \quad (A_s = 31.64 \text{ cm}^2)$$

$$\text{En zone courante : soit } 2 \times 4 \text{ HA}12 + 2 \times 21 \text{ HA}5 \quad (A_s = 17.44 \text{ cm}^2)$$

$$A_s \text{ adopté total} = 49.08 \text{ cm}^2 > A_{S \text{ cal}}$$

-espacement :

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \min(1.5e, 30) = 22.5 \text{ cm.}$$

$$\text{soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{En zone d'about : } S_{ta} = 10 \text{ cm.}$$

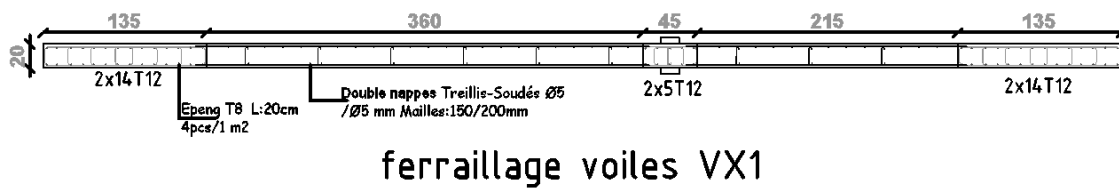


Fig V.2.4-Coupe ferrailage de voile-

b .Vérification des voiles à l'effort tranchant et les armature horizontales :**Voiles (V_{x1}) :**

$$\tau_u = 1.4 T_{cal} / b_0 d$$

$$\tau_u = (1.4 \times (0.82)) / (0.2 \times 0.9 \times 3.04) = 2.098 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \exists \tau_u = 2.098 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

-Pas de reprise de bétonnage.

$$-\alpha = 90^\circ$$

$$\frac{A_r}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_c}$$

$$S_t \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm}) \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99/V2003}).$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

$A_t = 5.165\text{ cm}^2$

$A_{t\text{ min}}(\text{RPA}) = 1.77\text{ cm}^2$

Soit: $5\text{HA}8/\text{ml}/\text{face} = 0.5 \times 5 = 2.5\text{ cm}^2$

➤ **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.

- **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/version2003, les efforts internes dus au séisme seront majorés comme suite :

$$T = 1.4 (\pi + q_{\text{max}} L/2).$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\text{max}} L^2/12).$$

- **Le ferrailage :**

Contraintes Admissibles De Cisaillement :

a. Premier cas : $\tau_b [\tau_b = 0.06 f_{c28}$

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).

1. Aciers longitudinaux : (A_l)

Ils sont donnés par la formule suivante : $A_l/M / (Z \times f_e)$ 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.

2. Aciers transversaux : A_t

Linteaux longs ($\lambda_g = L/h > 1$)

$$St [A_t \times f_e \times Z / T$$

St : 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 ($\lambda_g = L/h [1]$)

$$St [A_t f_e L / (T + A_t \sigma_s)$$

$$T = \min (T1, T2)$$

$$T2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T1 = (M_{ii} + M_{ij}) / L_{ij} \quad M_{ii} = A_l f_e Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b / \tau_b = 0.06 f_{c28}$

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 des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2 f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \text{tg } \alpha = (h - 2d)/L$$

T : calcul (sans majoration)

3. Ferrailage minimal :

a. Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_r) / 0.0015 .b.h$$

Avec :

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.

b. Armatures transversals:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t / 0.0015 .b .s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t / 0.0025 .b .s$$

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%

$$A_c / 0.002 .b .h$$

V.2.4 Exemple de calcul de linteaux :

h = **1.00** cm ; b = **15**cm ; L = **1.23** m

Dans le calcul du ferrailage du linteau,

Les efforts sollicitant le linteau :

Story	Pier	Load	Loc	P(t)	V2(t)	V3(t)	T(t)	M2(t.m)	M3(t.m)
STORY1	S1	GQEY MAX	Left	1.02	8.3	-0.01	0.008	-0.002	4.675
STORY1	S1	GQEY MAX	Right	1.02	8.77	-0.01	0.008	0.01	4.046
STORY1	S1	GQEY MIN	Left	-5.19	-5.71	-0.01	0.005	-0.005	-2.662
STORY1	S1	GQEY MIN	Right	-5.19	-5.24	-0.01	0.005	0.009	-5.78

Tableau V.2.3.efforts sollicitant le linteau

L'effort tranchant par logiciel (**ETABS**) : Vu (gauche) =87.7 kN, Vu adroit=83 kN

doit être majoré de 1,4.

$$V = 1,4 V_U$$

Soit : $V = 1,4 \times 87.7 = 122.78$ Kn

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après **RPA99/V2003**, on a :

$$\tau_b = V / b_0d ; d = 0,9 h = 0.9m$$

$$\tau_b = 0,5246 / (0.16 \times 0,801) = 0.91 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée

b . Calcul des armatures

$$f_{c28} = 0.06 \times 25 = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} < 1,5 \text{ MPa} ; \text{ donc on devra disposer :}$$

- Des aciers longitudinaux (AL, AL') qui sont calculés en flexion simple ;
- Des aciers transversaux (At) ;
- Des aciers en partie courante (Ac) ;

Calcul de (Al) :

Section minimale exigée par le RPA99/03 :

$$(Al, Al') \geq 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Calcul de (At) :

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

Condition minimale du RPA 99 :

$$At \geq 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \times 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Calcul de (Ac):

$$Ac \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage final:

- $A_l = 2.25 \text{ cm}^2$ soit : AS (4HA10) = 3.16 cm²
- $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$ soit: AS (2 HA8) = 1 cm²
- $A_c = 3 \text{ cm}^2$ soit : AS (4HA10) = 3.16 cm²

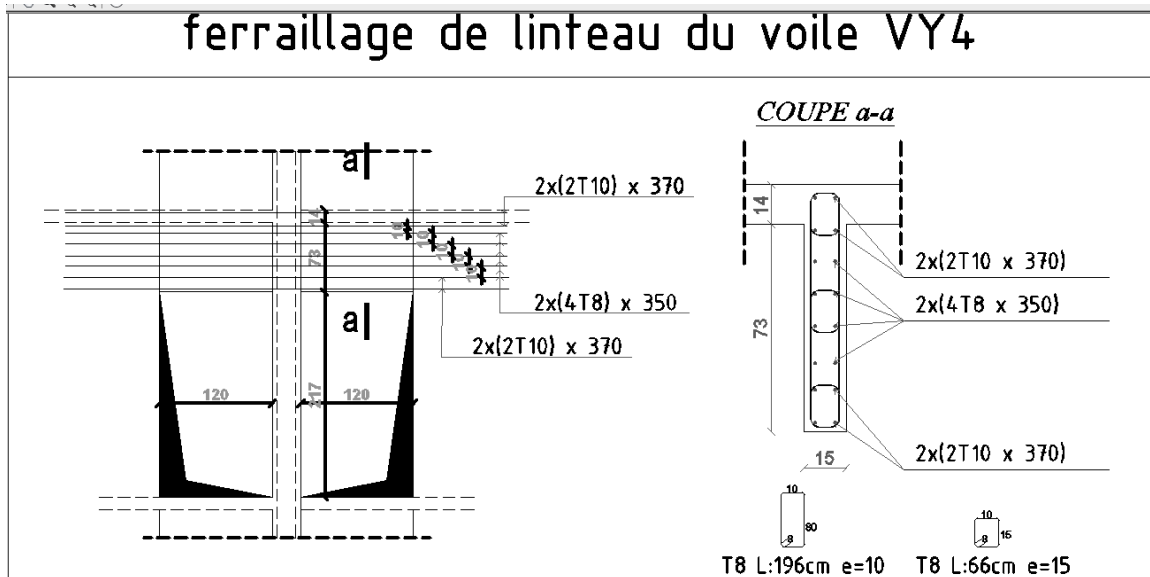


Fig V.2.5- ferrailage de linteau de voile-

V.2.5. Tableaux de résultats de ferrailages des voiles :

voiles	N(t)	M(t.m)	L(m)	e(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	Y(m)	σ1(t/m ²)	σ2(t/m ²)	Lt(m)	Nt	As
RDC												
VX1	375.87	701.887	8.60	0.20	1.72	10.60	4.30	-82.98	520.04	4.26	117.36	44.88
VY1	12.33	113.74	5.65	0.15	0.85	2.25	2.83	-127.97	157.08	2.54	24.35	4.87
VY2	312.76	731.72	8.65	0.15	1.3	8.09	4.33	-150.12	632.23	1.66	18.69	3.74
VY3	53.68	52.98	4	0.15	0.6	0.8	2	-42.99	221.93	0.65	2.01	0.42
VY4	51.51	125.83	7.45	0.15	1.12	5.17	3.73	-44.59	136.78	1.83	6.12	1.22
VY5	112.55	322.07	8.34	0.15	1.25	7.25	4.17	-95.25	275.18	2.14	15.32	3.06
VY6	69.05	53.91	4	0.15	0.6	0.8	2	-19.68	249.85	0.29	0.43	0.09
VY7	119.68	146.63	5.82	0.15	0.87	2.46	2.91	-36.06	310.25	0.61	1.64	0.33
VY8	109.67	83.13	4.62	0.15	0.69	1.23	2.31	-2.047	314.05	0.04	0.01	0
VY9	40.03	32.76	4	0.15	0.6	0.8	2	-15.18	148.62	0.37	0.42	0.08
VY10	130.06	147.51	5.85	0.15	0.87	2.46	2.91	-25.21	323.19	0.42	0.8	0.16
VY11	59.72	70.19	4.45	0.15	0.67	1.1	2.23	-52.3	231.24	0.82	3.22	0.64

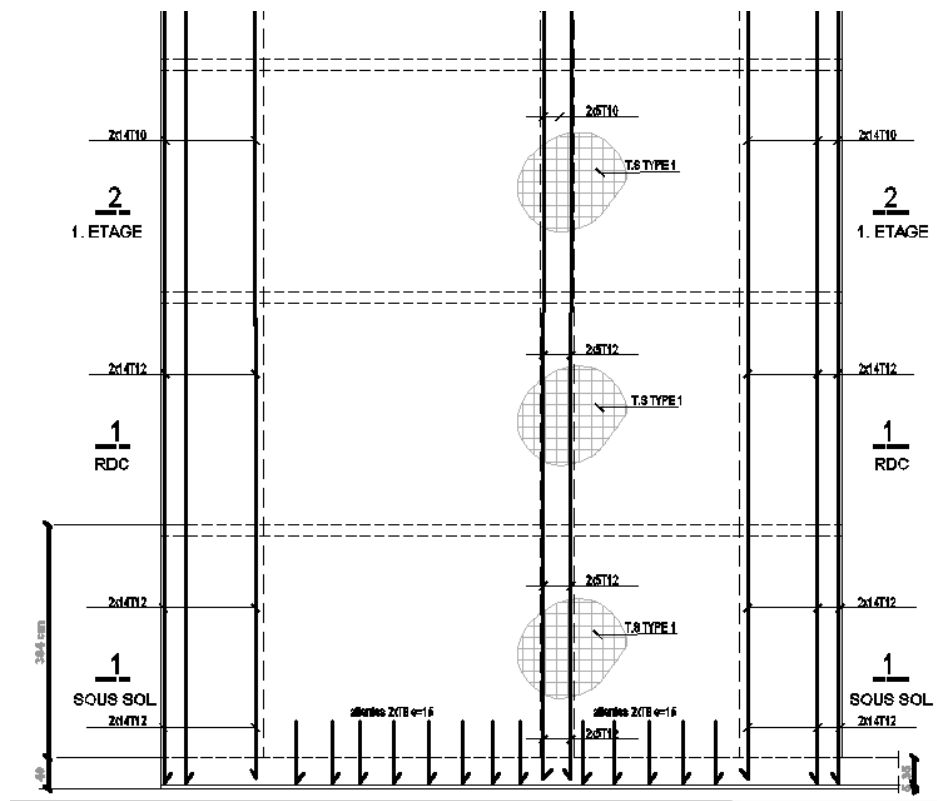
1ERE-2EME-3EME												
VX1	56.24	1030.86	8.83	0.20	1.77	11.47	4.42	-364.8	428.49	4.06	148.13	29.63
VY1	4.26	99.02	4.15	0.15	0.62	0.89	2.08	-223.13	236.82	2.01	33.69	6.74
VY2	73.89	265.88	8.65	0.15	1.3	8.09	4.33	-85.19	199.08	2.59	16.56	3.3
VY3	72.91	33.09	4	0.15	0.6	0.8	2	38.81	204.24	0.64	1.86	0.37
VY4	41.09	99.03	7.45	0.15	1.12	5.17	3.73	-34.6	108.14	1.81	4.69	0.94
VY5	95.88	248.19	8.34	0.15	1.25	7.25	4.17	-66.08	219.37	1.93	9.57	1.91
VY6	86.97	38.09	4	0.15	0.6	0.8	2	49.71	240.18	0.69	2.56	0.51
VY7	67.77	87	5.82	0.15	0.87	2.46	2.91	-25.11	180.37	0.71	1.34	0.27
VY8	57.37	44.59	4.62	0.15	0.69	1.23	2.31	-0.77	166.35	0.02	0	0
VY9	32.05	25.55	4	0.15	0.6	0.8	2	-10.46	117.3	0.33	0.26	0.05
VY10	74.94	86.89	5.82	0.15	0.87	2.46	2.91	-16.76	188.46	0.48	0.6	0.12
VY11	50.62	40.92	4.45	0.15	0.67	1.1	2.23	-6.82	158.5	0.18	0.09	0.02
4EME-5EME												
VX1	78.33	358.94	8.83	0.20	1.77	11.47	4.42	-93.75	182.46	3	28.1	5.62
VY1	13.16	45.77	4.15	0.15	0.62	0.89	2.08	-85.15	127.44	1.66	10.62	1.12
VY2	51.85	48.16	8.65	0.15	1.3	8.09	4.33	14.22	65.7	1.54	1.64	0.33
VY3	25.26	10.48	4	0.15	0.6	0.8	2	32.56	84.97	1.11	2.71	0.54
VY4	27.79	41.34	7.45	0.15	1.12	5.17	3.73	-4.92	54.66	0.62	0.23	0.05
VY5	68.41	68.14	8.34	0.15	1.25	7.25	4.17	15.5	93.87	1.18	1.37	0.27
VY6	44.4	15.96	4	0.15	0.6	0.8	2	34.1	113.9	0.92	2.36	0.47
VY7	33.45	15.52	5.82	0.15	0.87	2.46	2.91	19.99	56.65	1.52	2.28	0.46
VY8	28.19	11.61	4.62	0.15	0.69	1.23	2.31	18.92	62.43	1.07	1.52	0.3
VY9	21.16	23.06	4	0.15	0.6	0.8	2	-22.38	92.91	0.78	1.3	0.26
VY10	37.2	15.48	5.82	0.15	0.87	2.46	2.91	25.39	59.83	1.73	3.3	0.66
VY11	25.04	8.62	4.45	0.15	0.67	1.1	2.23	20.11	54.92	1.19	1.8	0.36

Tableaux V.2.4 résultats de ferrailage des voiles

V.2.6 Tableaux de ferrailage adopté pour chaque voile :

voiles	long L(m)	Epaiss Ep(m)	RDC		1ERE-2EME-3EME		4EME-5EME	
			bout de voiles	milieu du voile	bout de voiles	milieu du voile	bout de voiles	milieu du voile
VX1	8.83	0.2	2x14T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2x14T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2x14T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY1	4.15	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY2	8.65	0.15	2X8T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY3	4	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY4	7.45	0.15	2X8T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY5	8.34	0.15	2X8T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY6	4	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY7	5.82	0.15	2X8T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X8T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY8	4.62	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY9	4	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY10	5.82	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)
VY11	4.45	0.15	2X5T12	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T10	T5xT5 150*200mm (double nappes)	2X5T8	T5xT5 150*200mm (double nappes)

Tableaux V.2.5 ferrailage adopté pour chaque voile



-Fig V.2.6-Coupe longitudinale de ferrailage des voiles-

V.2.7.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.

V.3. Calcul des fondations :

V.3.1 Calcul de radier :

Généralité :

Le radier est constitué par une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment, il se présente aussi sous la forme d'un plancher renversé, composé d'un système de poutres orthogonales et d'une dalle pleine au contact du sol.

Le radier est sollicité par les réactions du sol, qui s'oppose à son poids propre et au poids de la structure.

Le calcul d'un radier s'effectuera à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes :

- **Situation durable et transitoire :** $1.35G+1.5Q$
- **Situation accidentelle :** $G+Q+E$
 $0.8G+E$
- **L'état limite de service :** $G+Q$



Fig. V.3.1 : Schéma du radier général d'un système coffrage tunnel

V.3.2 Pré dimensionnement du radier :

Le radier concerné par cette étude est constitué uniquement par les panneaux de dalle sans aucunes poutres de libages, d'où la distribution des charges sera transmise directement par le billet des voiles qui assure la rigidité du radier et joue le rôle des nervures (le cas de notre structure).

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique du sol la contrainte du sol est $\sigma_s = 2.5bars$

- ❖ Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur
- ❖ L'exigence de système structurel de coffrage tunnel un radier général pour ces fondation afin de constituer un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :
- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- ❖ Transmettre au sol de fondation la totalité des charges.
- ❖ Limiter les tassements différentiels.
- ❖ Poids apportés par le radier

Super structure G_T : La charge permanente total

Q_T : La charge d'exploitation total.

Combinaison d'action

$$\text{E.L.U : } N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 4205.57t$$

$$\text{E.L.S : } N_{ser} = G_T + Q_T = 3079.02t$$

Pré dimensionnement du radier :

La surface du radier est donné par la formule suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}, N = N_{ser} = 3079.02t$$

$$S \geq 3079.02 / 25 = 123.161m^2$$

On a une surface d'assise $S=437.29m^2$ avec un débord de 30 cm de chaque côté dans la direction Y uniquement.

$$S_{total} = 437.29m^2 > 123.16m^2$$

En doit vérifier les deux conditions :

$$\mathbf{1^{ere} : Condition : } \tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$$

$$V_u : \text{L'effort tranchant ultime } V_u = QL / 2$$

L : la longueur maximal d'une bande de 1m, L=3.15m

$$Q_u = N_u / S = 4205.57 / 437.29 = 9.62t / m^2$$

$$V_u = 9,62 \times 3,15 / 2 = 15,15t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06f_{c28} \times b} = \frac{15,15 \cdot 10^{-2}}{0,06 \cdot 25 \cdot 1} = 0,101m$$

2^{eme} : Condition :

$$L / 20 \geq d \geq L / 25 \quad L = 315cm$$

$$15,75 \geq d \geq 12,60cm$$

On opte : d=30 cm

$$h = d + c = 30 + 5 = 35cm .$$

V.3.3 Vérification des contraintes ELS :

- En tenant compte des poids propre du radier (Radier)

$$G_{rad} = \gamma_b [h_r \times S_r] = 2,5[0,35 \times 437,29] = 382.63t$$

- Le poids du remblai =0 (local technique)

$$E.L.S : N_{ser} = 3079.02 + 382.63 = 3461.65t$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{3461.65}{437.29} = 7.92t / m^2 < 25t / m^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

V.3.4 Vérification des contraintes ELU:

- En tenant compte des poids propre du radier (Radier)

$$G_{rad} = \gamma_b [h_r \times S_r] = 2,5[0,35 \times 437,29] = 382.63t$$

- Le poids du remblai =0 (sous-sol)

$$E.L.S : Nu = 4205,57 + 382.63 = 4588,20t$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{4588,20}{437.29} = 10,49t / m^2 < 25t / m^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

Inertie radier :

$$\begin{cases} Ix_G = 15672,3890m^4 \\ Iy_G = 20759,8638m^4 \end{cases}$$

V.3.5 La longueur élastique :

On ne pourra apprécier si la répartition uniforme de la contrainte peut être adopte que

grâce au calcul de la longueur élastique de la poutre, elle est donné par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

Dans notre les murs voiles joue le rôle des poutres donc calcul la longueur élastique du voile

Avec : I : l'inertie de voile $I = bh^3 / 12 = 0,15 \cdot (2.9)^3 / 12 = 0,30m^4$

E : module d'élasticité du béton $E=3216420 \text{ t/m}^2$

b : Largeur de voile $b=0,15\text{m}$

K : coefficient du raideur du sol $K=5000 \text{ t/m}^3$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,30}{5000 \times 0,15}} = 8,47\text{m}$$

$$L_{\max} = 12,55\text{m} < \frac{\pi}{2} L_e = 13,29\text{m} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Donc le radier est infiniment rigide, les moments agissants à la base du radier sont :

$$\begin{cases} M_x = 72,88\text{t.m} \\ M_y = 52,06\text{t.m} \end{cases}$$

V.3.6 Calcul des contraintes :

Sens longitudinal x

$$\begin{cases} \sigma_1^x = \frac{N_s}{S} + \frac{M_x \cdot x}{I_x} = \frac{3461,65}{437,29} + \frac{7,288 \times 11,85}{15672,3890} = 7,92\text{t/m}^2 \\ \sigma_2^x = \frac{N_s}{S} - \frac{M_x \cdot x}{I_x} = \frac{3461,65}{437,29} - \frac{7,288 \times 11,85}{15672,3890} = 7,91\text{t/m}^2 \end{cases}$$

Sens Transversal y

$$\begin{cases} \sigma_1^y = \frac{N_s}{S} + \frac{M_y \cdot y}{I_y} = \frac{3461,65}{437,29} + \frac{5,206 \times 11,10}{20759,8638} = 7,92\text{t/m}^2 \\ \sigma_2^y = \frac{N_s}{S} - \frac{M_y \cdot y}{I_y} = \frac{3461,65}{437,29} - \frac{5,206 \times 11,10}{20759,8638} = 7,91\text{t/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma (l/4)_x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4} = 7,918\text{t/m}^2 \\ \sigma (l/4)_y = \frac{3\sigma_1^y + \sigma_2^y}{4} = 7,918\text{t/m}^2 \end{cases}$$

V.3.7 Evaluation des charges pour le calcul du radier :

Poids unitaire du radier

$$\sigma_{rad} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,35 = 0,875\text{t/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{rad} = 7,918 - 0,875 = 7,043\text{t/m}^2$$

Donc la charge en (m^2) à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est

$$Q=70,43 \text{ KN/m}^2$$

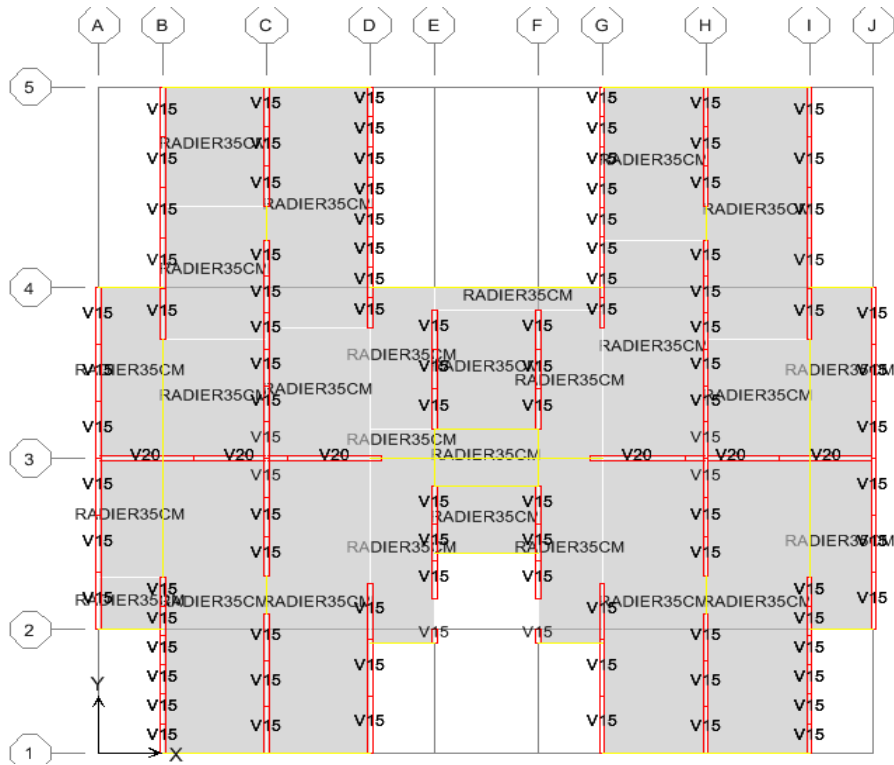


Fig V.3.2. schéma du radier dalle ep=35cm sans nervures

V.3.8 Ferrailage du radier :

Sollicitation :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.15}{12.55} = 0.25 \text{ (La dalle porte dans un seul sens) .}$$

α inférieur à 0,4, Donc notre plancher se porte que dans un seul sens (le sens L_x).

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 .

Moments retenues :

Sens(x) :

En travée : $M_t = 0.85M_{0x} = 73,80\text{KN.m}$ avec $M_{0x} = \frac{Q_u l_x^2}{8} = 86,82 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5M_{0x} = 43,41\text{KN.m}$

Ferrailage : Le ferrailage se fait sur une bonde « 1 m » de largeur et on prend le moment en travée suivant le sens « x » comme exemple de calcul :

Remarque : Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand) :

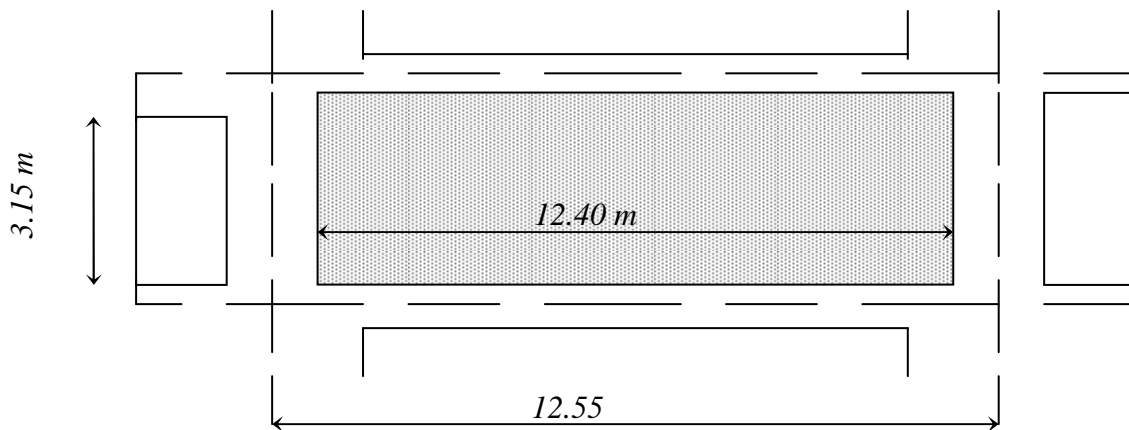


Fig V.3.3.panneau de Radier dalle calculé

V.3.9 Tableau de calcul de ferrailage :

Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	1.00	m
	Hauteur de la section	h =	0.35	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.315	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.05	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement :	moment en travée suivant « x »	$M_{tx} =$	0.0738	MN.m
	moment en appui suivant « x »	$M_{ax} =$	0.0434	MN.m

Calcul des moments réduits en travée		
Moment ultime réduit	$M_{tx} / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.0524$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armature retenue : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - 2\mu_u)$	$\alpha = 1.119$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.352 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.17 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus			
Section théorique d'acier	$M_{tx} / (Z \times f_{su})$	$A_{st} =$	6.93 cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 f_{t28} b.d / f_e$	$A_{min} =$	2.10 cm ²
Choix des sections commerciales des aciers tendus			
Choix :	7 HA 12	$A_{st} =$	7.91 cm ²

Calcul des moments réduits en appui		
Moment ultime réduit	$M_x / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.0308$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armature retenue : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - 2\mu_u)$	$\alpha = 1.173$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.369 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.167 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{tx} / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 4.03 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 f_{t28} b.d / f_e$	$A_{min} = 2.10 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des aciers tendus		
Choix :	7 HA 12	$A_{st} = 7.91 \text{ cm}^2$

Les sections	Sens « x »		Sens « y »	
	$M_t = 73.80\text{KN.m}$	$M_a = 43.41\text{KN.m}$	$M_t = 73.80\text{KN.m}$	$M_a = 43.41\text{KN.m}$
$A_{S \text{ calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	6.93	4.03	6.93	4.03
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.10	2.10	2.10	2.10
$A_{S \text{ choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	7HA 12 7.91	7 HA 12 7.91	7 HA 12 7.91	7 HA 12 7.91

Tableau V.3.1 calcul de ferrailage du radier

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

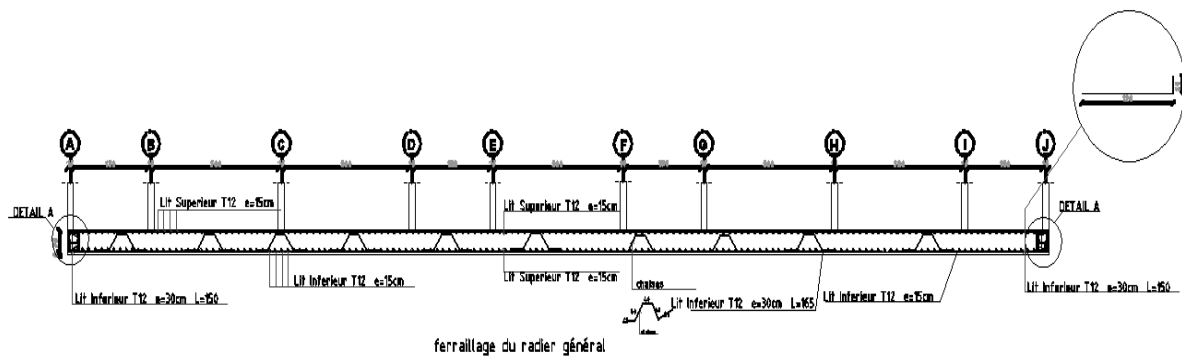


Fig.V.3.4 Ferrailage du radier générale

V.4. Etude du voile périphérique :

V.4.1. Introduction :

Le voile périphérique joue le rôle d'une ceinture continue dans la base du bâtiment. Il assure généralement un bon chaînage et une bonne stabilité du bâtiment.

V.4.2. Dimensionnement du voile

D'après la condition de RPA 99 l'épaisseur du voile est déterminée comme suit :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- On choisit : $e=16$ cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontale, et vertical).

$$A \geq 0,1\% . b . h .$$

V.4.3. Evaluation des efforts agissants sur le voile

Les charges appliquées sur le voile périphérique c'est son poids propre et la poussée des terres.

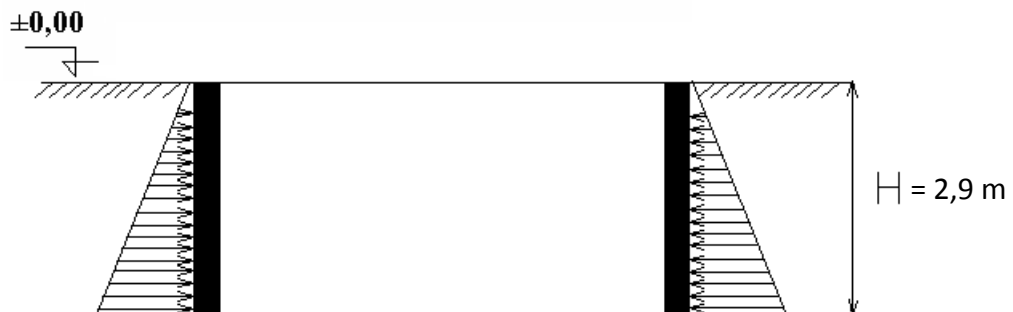


Fig V.4.1 schéma statique du voile périphérique

V.4.4-Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des voiles on prend comme hypothèse, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2Qh}{9\sqrt{3}}$$

Avec:

$$Q = \frac{p_i . h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_0$$

$$K_0 : \text{coefficient de poussée} = \text{tg}^2 \cdot \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$h = 2,9 \text{ m}$$

$$\gamma_d : \text{poids spécifique du remblai} = 1,8 \text{ t/m}^2$$

$$\phi : \text{angle de frottement} = 20^\circ$$

$$P_i = 2,56 \text{ t}$$

$$Q = 3,71 \text{ t}$$

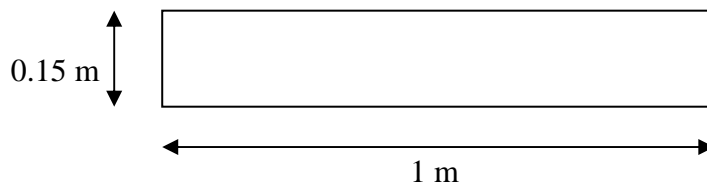
$$\text{D'où : } M = 1,38 \text{ t.m.}$$

a/ Calcul du ferrailage vertical:

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (donc le calcul sera fait à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 1,38 \text{ t} = 1,38 \times 10^{-2} \text{ MN}$$

Le ferrailage sera fait pour une bande d'une section : $S = (1,00 \times 0,15) \text{ m}^2$.



$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 16,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$x = (n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot d) / n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}$$

$$x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,15) / (15 \times 15) + 16,5$$

$$x = 0,126$$

$$z = d - \frac{x}{3} = 0,135 - \frac{0,126}{3} = 0,093$$

$$\bar{M}_I = \frac{1}{2} b x \bar{\sigma}_{bc} \cdot z$$

$$\overline{M1} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,15 \times 15 \times 0,093$$

$$\overline{M1} = 0,105 \text{ Mpa.}$$

M ser < $\overline{M1}$ \longrightarrow section sans armatures comprimées

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_{st} \cdot z}$$

$$A_s = 3,28 \text{ cm}^2$$

Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :

- Un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_l = 0,1 \% \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1 \% \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **7 HA 5+ 4HA12 / ml**

Soit une section de : **$A_s = 8,02 \text{ cm}^2$** .

Avec un espacement de : **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

Vérification la Condition de non fragilité :

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times 1 \times 0,9 \times 0,15 \times 2,1 \times 10^4 / 400 = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_s \quad \text{(vérifiée)}$$

B / Calcul du ferrailage horizontal :

Dans notre cas la portée maximum entre deux poteaux. Soit $L = 3,15 \text{ m}$.

$$P_{\text{moy}} = (P_{\text{max}} + P_{\text{min}}) / 2$$

$$P_{\text{moy}} = 1,32 \text{ t / ml}$$

$$M_o = P_{\text{moy}} \frac{L^2}{8}$$

$$M_o = 1,67 \text{ t.m}$$

M_t : Moment en travée

$M_e = M_w$ = moment aux appuis

$$M_t = 0,75 \cdot M_o$$

$$M_t = 1,25 \text{ t.m}$$

$$M_e = M_w = 0,5 \cdot M_o$$

$$M_e = M_w = 0,84 \text{ t.m.}$$

Vérification:

$M_t + (M_e + M_w) / 2 \geq 1,25 \cdot M_o$ (la condition est vérifiée).

Ferraillage en travée:

$M_t = 1,25 \text{ t.m}$

$b_0 = 1 \text{ ml}$; $h = 0,15 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 0,135 \text{ m}$

$Z = 0,093 \text{ m}$

$A_s = M_u / Z \cdot \sigma_s$

$A_s = 2,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Choix des barres : 5 HA 5 \longrightarrow soit une section : $A_s = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Ferraillage sur appuis :

$M_e = 0,84 \text{ t.m}$

$A_s = 1,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des barres : 5 HA 5 \longrightarrow soit une section : $A_s = 2,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

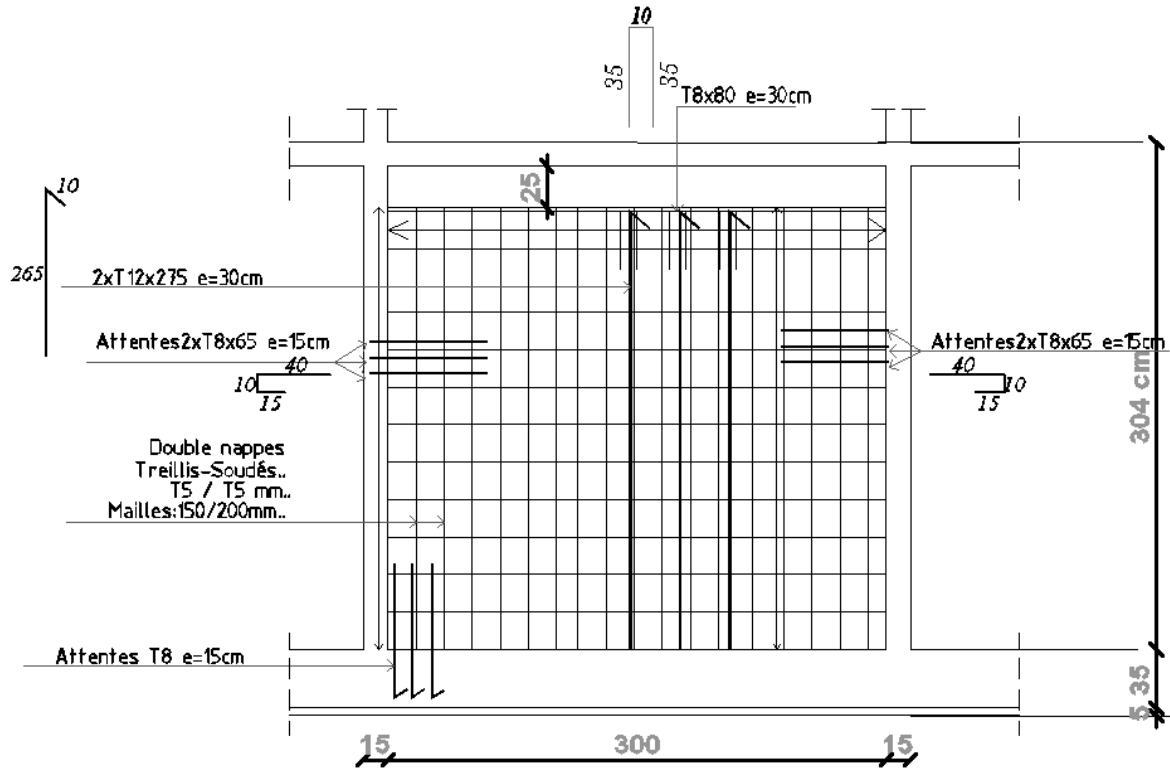


Figure V.4.2. Schéma de ferraillage du voile périphérique

V.5. Conclusion sur la partie fondations

Le sol étant l'élément de base d'une construction, l'étude des fondations est de la première importance. La connaissance du sol de fondation doit précéder toute étude de structure quelle qu'elle soit.

En effet, le sol est une donnée alors que la structure est à définir et pour une bonne partie, la conception de celle-ci sera fonction des caractéristiques du sol de fondation

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment en projet) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

CHAPITRE VI :

Étude comparative des deux systèmes structurels

VI.1 Introduction :

A la lumière des résultats d'analyses dynamique qui sont effectuées sur les deux systèmes structurels dimensionnés au chapitre III, afin d'étudiés leurs comportements dans le domaine linéaire et d'évaluer leurs performance sismique.

Au terme de ces analyses linéaires, Les histogrammes présentons ci-dessous confirme la différence existante entre les deux systèmes de structure, on a basé sur notre choix sur deux aspects.

✓ **Aspects techniques :**

Le Comportment dynamique:

- Modes de vibrations
- Participation massique
- Période
- Excentricité
- Effot tranchant à la base
- Poids de la stucture
- Deplacemnt inter étages
- Effet P- Δ

✓ **Aspects économiques:**

- Délai de réalisation

VI.2) Aspects techniques :

VI.2.1 comportement dynamique :

La modélisation de la structure par le logiciel **Etabs 9.7.4** pour les deux systèmes structurels. Pour le calcul dynamique par la méthode numérique (**logiciel de calcul**) on fait introduire un bloc de donner qui définie les données nécessaires à l'analyse dynamique des structures par spectre de réponse.

a) Modes de vibrations :

Structure Coffrage tunnel : 12 modes

Structure Portiques auto stables : 12modes

b) périodes :

La période T numérique des structures de type bâtiment constitue un paramètre majeur dans la conception et le dimensionnement des structures en zone sismique.

Mode	Période tunnel	Période portique
1	0.22226	0.810954
2	0.155604	0.725898
3	0.134693	0.70112
4	0.09563	0.253977
5	0.095615	0.229914
6	0.095612	0.224417
7	0.095612	0.137436
8	0.095611	0.126799
9	0.095353	0.125864
10	0.064982	0.08911
11	0.041005	0.084591
12	0.034992	0.083337

Tableau VI.1 résultats de la période des deux systèmes structurels

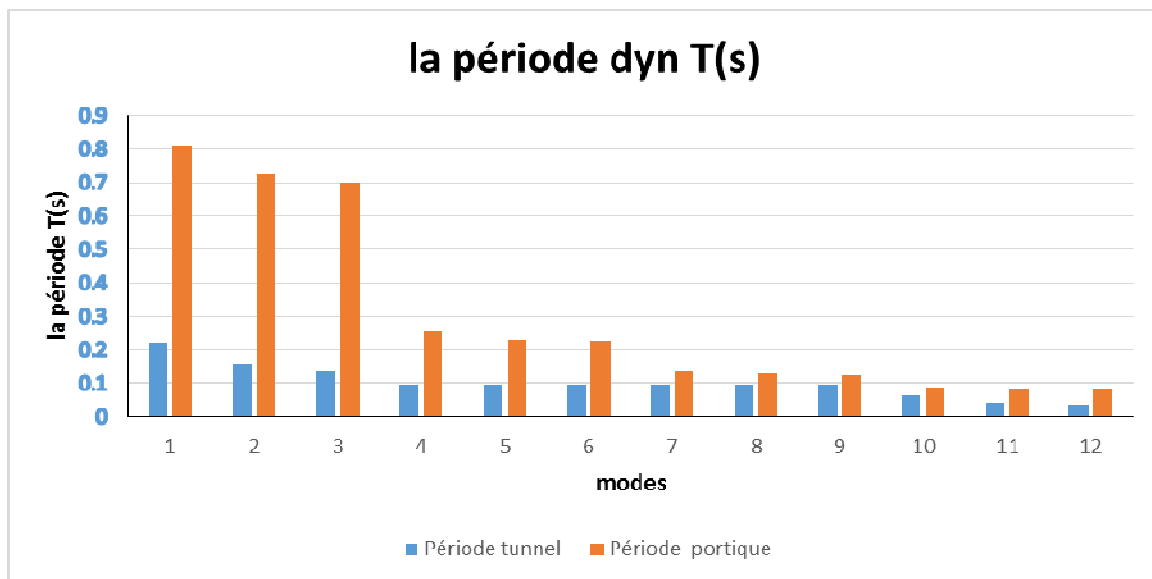


Fig VI.1 comparaison de la période des deux systèmes structurels

Structure Coffrage tunnel : $T = 0.222$ seconde.

Structure Portiques autostables : $T = 0.811$ seconde.

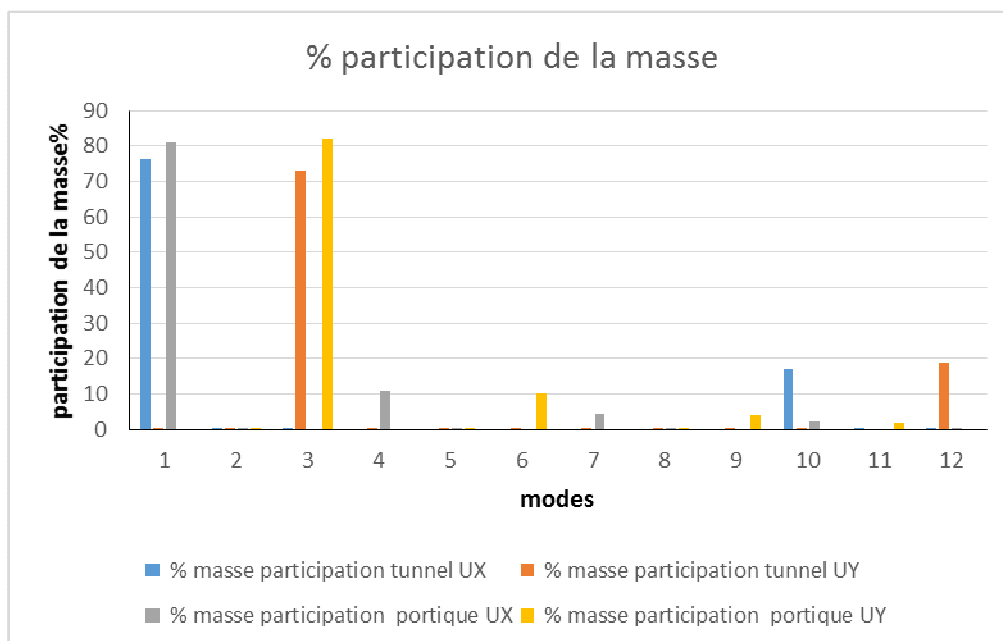
$$\frac{T_{\text{tunnel}}}{T_{\text{portique}}} = \frac{0.222}{0.811} = 0.274$$

Commentaire :

La période de la structure coffrage tunnel est inférieure de celle obtenue dans la structure portique autostable, soit une réduction de 265%.

c) Participation massique :

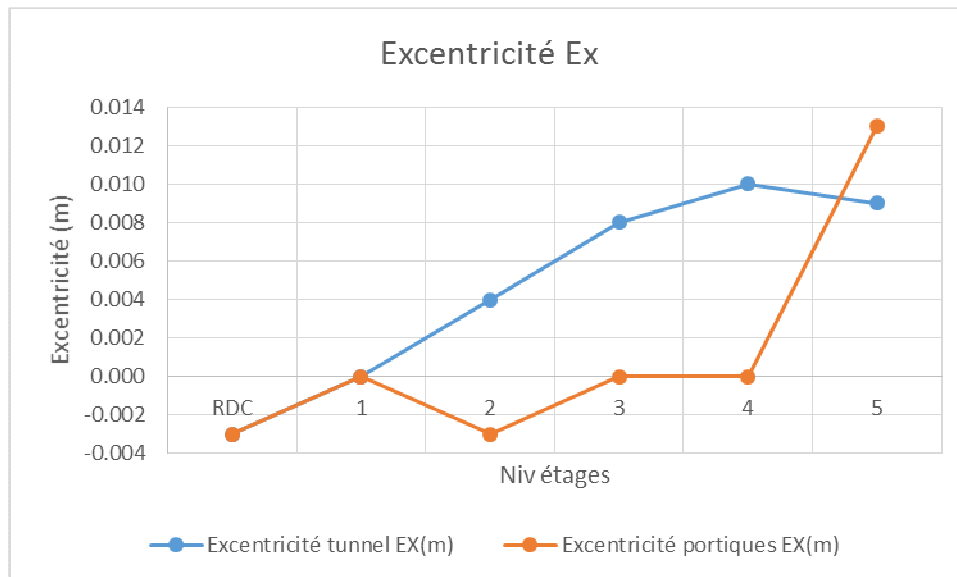
Mode	% masse participation tunnel		% masse participation portique	
	UX	UY	UX	UY
1	76.3588	0.0002	80.9417	0
2	0.1473	0.0028	0.0003	0.0028
3	0.0002	73.0601	0	82.2341
4	0	0.0633	10.8556	0
5	0	0.0139	0.0001	0.0004
6	0	0.005	0	10.3657
7	0	0.0017	4.2908	0
8	0	0.0004	0.001	0.0009
9	0	0.2037	0	3.9748
10	17.2177	0.0001	2.2973	0
11	0.0716	0	0	2.0569
12	0.0004	18.7433	0.0079	0

Tableau VI.2 la participation de la masse des deux systèmes structurels**Fig VI.2** comparaison de la participation de la masse des deux systèmes structurelsStructure Coffrage tunnel : $\Sigma U_x = 93.72\%$ $\Sigma U_y = 92.09\%$ Structure Portiques autostables : $\Sigma U_x = 90.39\%$ $\Sigma U_y = 98.63\%$ **Commentaire :**

La participation massique de système coffrage tunnel et comparable à celle obtenue par la structure portique autostable.

d)-Excentricité :**Sens X :**

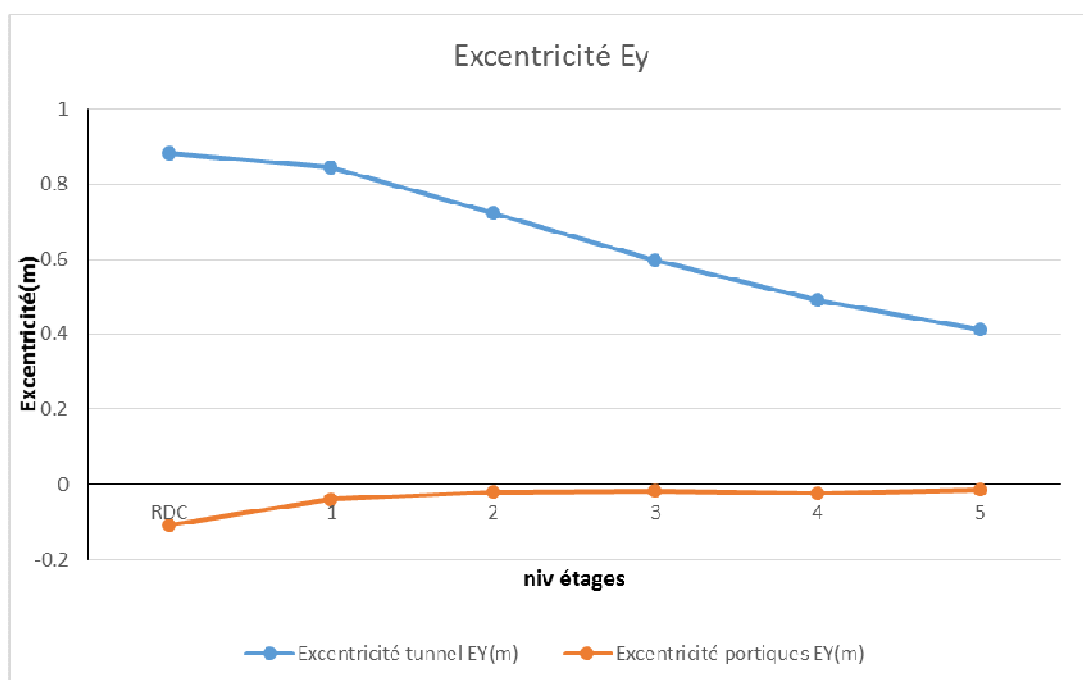
Étages	Excentricité tunnel EX(m)	Excentricité portiques EX(m)
RDC	-0.003	-0.003
1	0	0
2	0.004	-0.003
3	0.008	0
4	0.01	0
5	0	0.013

Tableau VI.3 l'excentricité sens X des deux systèmes structurels**Fig VI.3** comparaison de l'excentricité sens X des deux systèmes structurels**Commentaire :**

L'excentricité du sens Y de système structurel coffrage tunnel est inférieure à celle de système structurel portique autostable

Sens-Y :

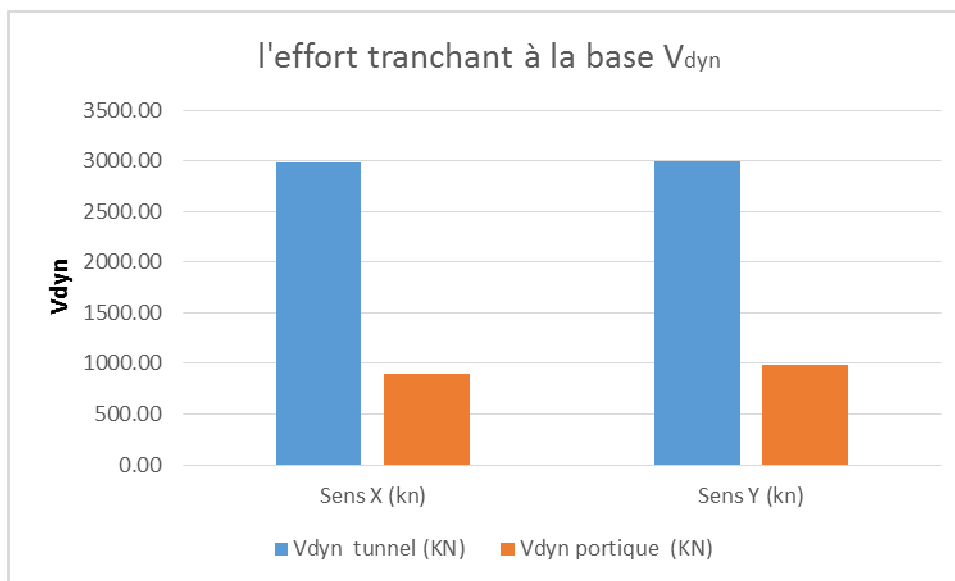
Etages	Excentricité tunnel EY(m)	Excentricité portiques EY(m)
RDC	0.884	-0.109
1	0.845	-0.04
2	0.722	-0.02
3	0.596	-0.018
4	0.490	-0.025
5	0.412	-0.014

Tableau VI.4 l'excentricité sens Y des deux systèmes structurels**Fig VI.4** comparaison de l'excentricité sens Y des deux systèmes structurels**Commentaire :**

L'excentricité du sens Y de système structurel coffrage tunnel est supérieure à celle de système structurel portique autostable

e)-Répartition de L'effort tranchant à la base V_{dyn} dynamique :

	V_{dyn} tunnel (KN)	V_{dyn} portique (KN)
Sens X (kn)	2981.47	900.20
Sens Y (kn)	2996.50	992.96

Tableau VI.5 l'effort tranchant des deux systèmes structurels**Fig VI.5** comparaison de l'effort tranchant des deux systèmes structurels**Commentaire :**

Nous constatons que les efforts tranchants à la base obtenue par le système coffrage tunnel sont plus importants que ceux résultants par le système portique auto stable, Soit une augmentation de l'ordre de 200% à 231% (tableau VI.5).

f)-Poids de la structure :

Diaphragmes	poids tunnel(kn)	poids portique(kn)
RDC	4592.60	3454.91
1	4540.19	3456.17
2	4540.19	3454.91
3	4540.19	3456.17
4	4540.19	3456.17
5	3878.54	3376.73

Tableau VI.6 poids total des deux systèmes structurels

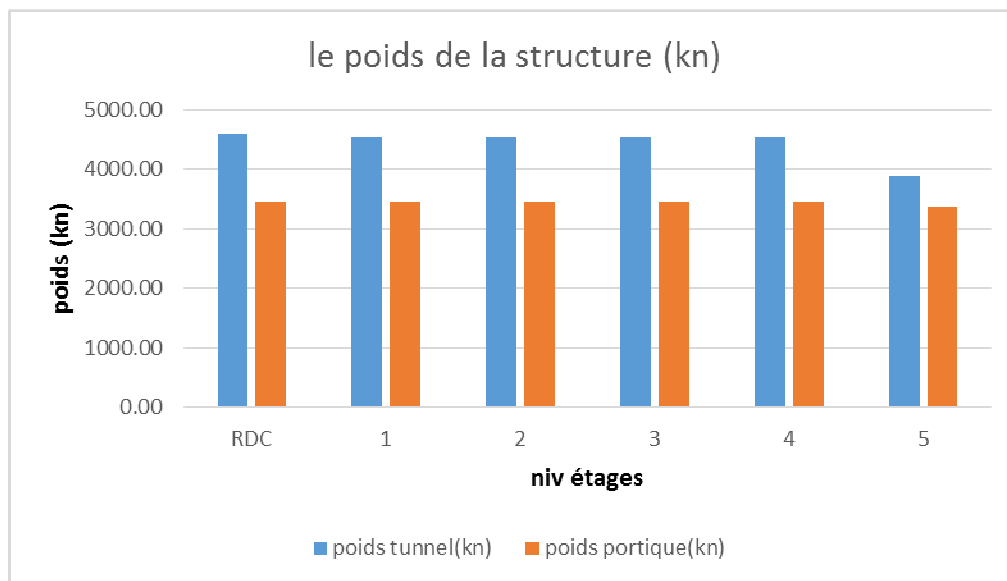


Fig VI.6 comparaison du poids total des deux systèmes structurels

$W_{\text{tunnel}} = 26630.901 \text{ KN}$

$W_{\text{portique}} = 20655,058 \text{ KN}$

$$\frac{W_{\text{tunnel}}}{W_{\text{portique}}} = \frac{26630.901}{20655.058} = 1.29$$

Commentaire:

Nous constatons que le poids total de la structure coffrage tunnel est plus important que ceux résultant par le système portique autostable, Soit une augmentation de l'ordre de 29% (tableau VI.6).

g)-Déplacements latéraux inter étages :

Les déplacements relatifs inter-étages sont reconnus comme étant un important indicateur de la performance d'un bâtiment car ils sont directement liés aux sollicitations maximales développées dans les rotules plastiques dans le système portique autostable, aux dommages causés aux éléments non-structuraux et aux effets P-delta.

Sens X :

Diaphragmes	(Δk) déplacement tunnel(mm)	(Δk) déplacement portique(mm)
5	1.330	6.535
4	1.508	5.680
3	1.600	9.995
2	1.575	11.845
1	1.393	12.270
RDC	0.980	7.630

Tableau VI.7 déplacement sens X des deux systèmes structurels

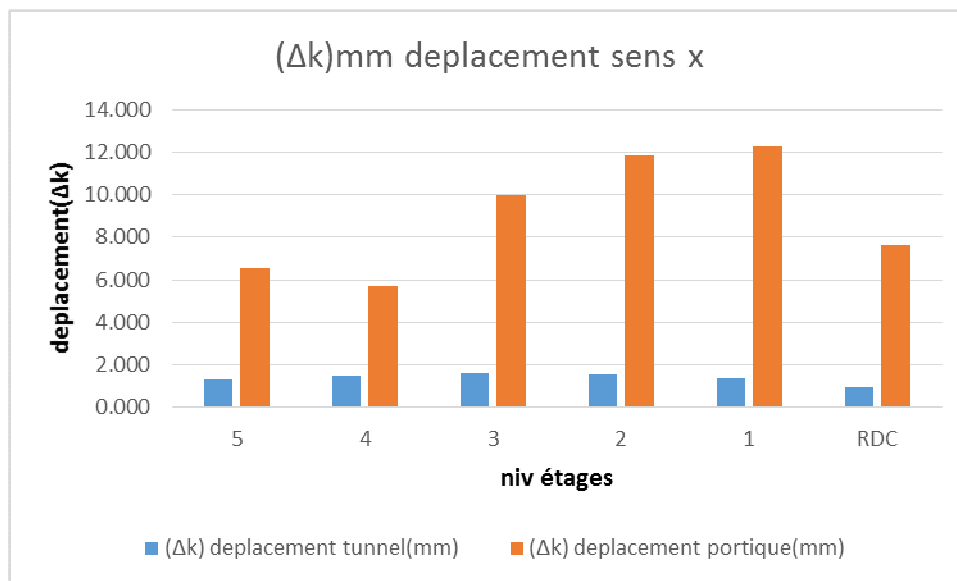


Fig VI.7 comparaison de déplacement sens X des deux systèmes structurels

Commentaire:

Nous constatons que les déplacements du sens X relatifs dus aux efforts sismiques du système coffrage tunnel sont **inférieurs** aux déplacements relatifs dus aux efforts sismiques de système portiques autostable.

Sens-Y :

Diaphragmes	(Δk) déplacement tunnel(mm)	(Δk) déplacement portique(mm)
5	0.574	3.425
4	0.626	5.800
3	0.641	7.920
2	0.602	9.560
1	0.490	10.250
RDC	0.280	6.970

Tableau VI.8 déplacement sens Y des deux systèmes structurels

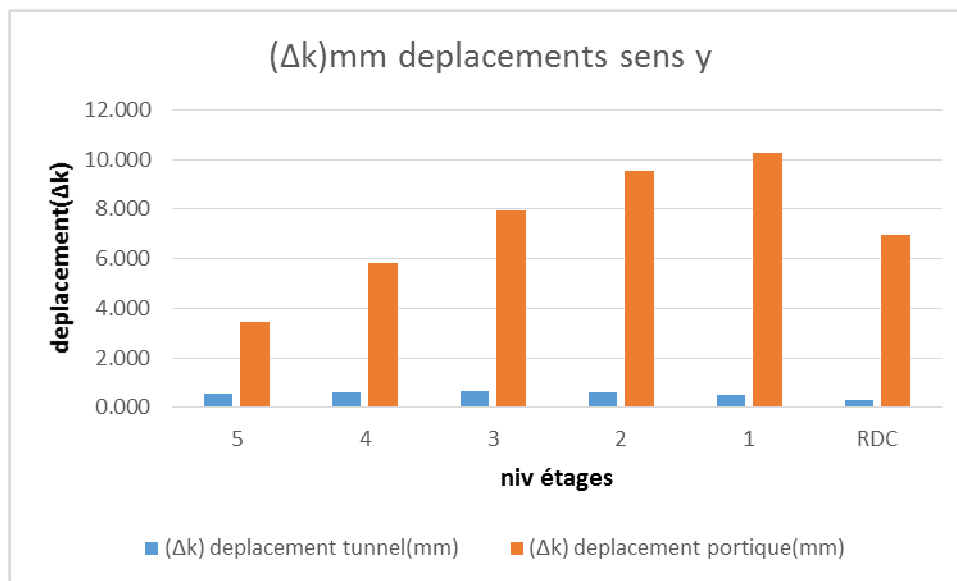


Fig VI.8 comparaison de déplacement sens Y des deux systèmes structurels

Commentaire :

Nous constatons que les déplacements du sens Y relatifs dus aux efforts sismiques du système coffrage tunnel sont **inférieurs** aux déplacements relatifs dus aux efforts sismiques de système portiques autostable.

h)-Effet P-Δ :

Sens X :

Diaphragmes	(P-Δ) tunnel	(P-Δ) portique
5	0.002020	0.0257
4	0.002640	0.0267
3	0.003230	0.0538
2	0.003600	0.0713
1	0.003580	0.0822
RDC	0.002880	0.0576

Tableau VI.9 l'effet P-Δ du sens X des deux systèmes structurels

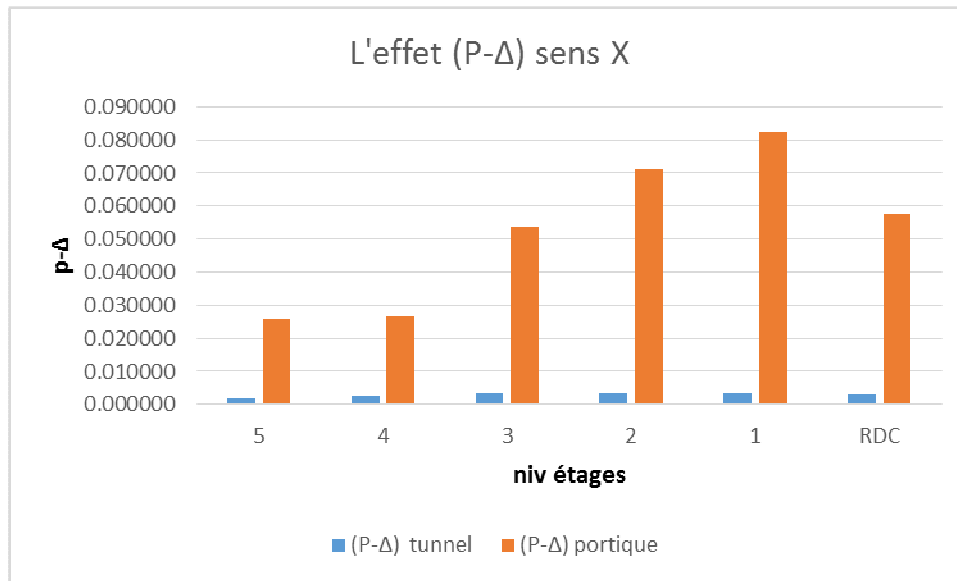


Fig VI.9 comparaison de l'effet P-Δ du sens X des deux systèmes structurels

Commentaire:

- Nous constatons que l'effet P-Δ du sens X du système coffrage tunnel sont **inférieurs** aux celle de système portiques autostable.
- Nous constatons que pour les deux bâtiments, la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets peuvent être négligés.

Sens-Y :

Diaphragmes	(P-Δ) tunnel	(P-Δ) portique
5	0.000821	0.0129
4	0.001060	0.0253
3	0.001270	0.0389
2	0.001350	0.0521
1	0.001250	0.0622
RDC	0.000819	0.0477

Tableau VI.10 l'effet P-Δ du sens Y des deux systèmes structurels

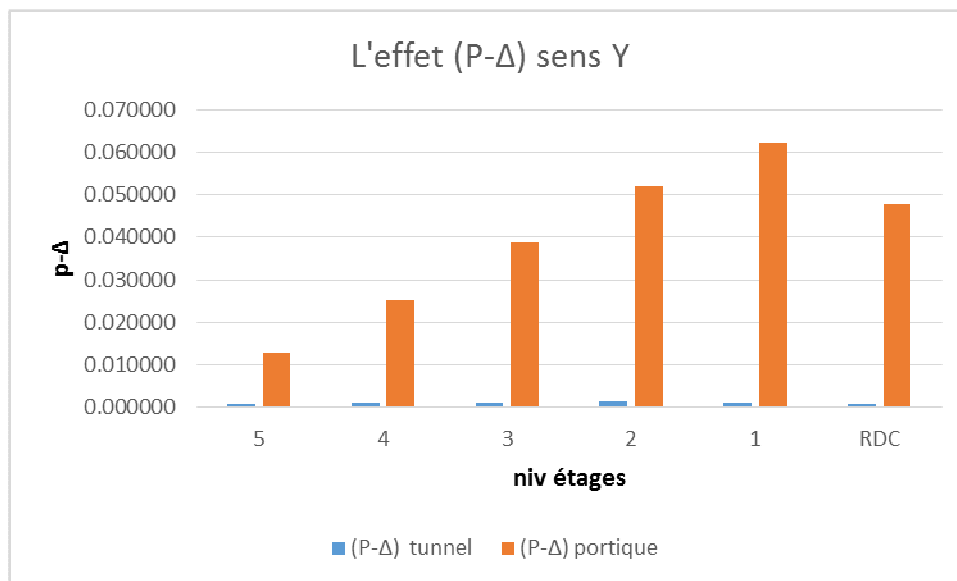


Fig VI.10 comparaison de l'effet P-Δ du sens Y des deux systèmes structurels

Commentaire :

- Nous constatons que l'effet P-Δ du sens X du système coffrage tunnel sont **inférieurs** aux celle de système portiques autostable.
- Nous constatons que pour les deux bâtiments, la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets peuvent être négligés.

VI.3) Aspect économiques

VI.3.1 Délai de réalisation :

niveaux/jours	Bloc coffrage tunnel	Bloc portique autostable
fondations	4	15
RDC	3	13
1	3	13
2	3	13
3	3	13
4	3	13
5	3	13
global	22 jours	93 jours

Tableau VI.11 délai de réalisation des deux systèmes structurels

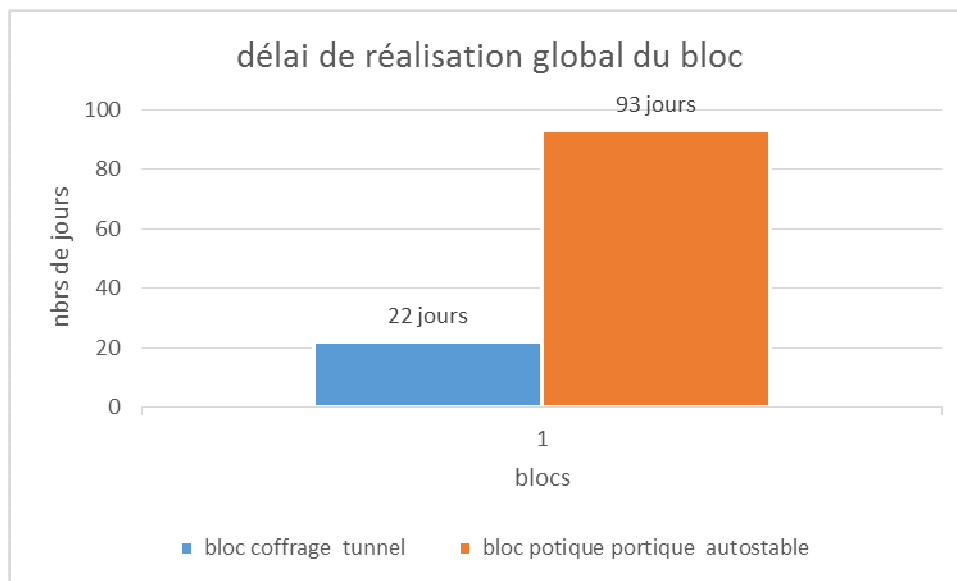


Fig VI.11 comparaison de délai de réalisation des deux systèmes structurels

Commentaire:

Nous constatons que le délai de réalisation de la structure coffrage tunnel est plus court que ceux du système portique autostable, Soit un gain de l'ordre de 71 jours par bloc, (4 blocs tunnel=1bloc portique autostable).

VI.4)-Conclusions :

La comparaison des résultats de calcul sismique d'un bâtiment avec deux systèmes structurels, fait ressortir les conclusions suivantes :

La période propre, Les résultats des formules du RPA 99/ V 2003 (déplacements, excentricité, l'effet (P- Δ) sont des paramètres qui porte une influence considérable sur le dimensionnement et le comportement dynamique de bâtiment vis-à-vis du séisme.

D'une façon générale, nous pouvons conclure que le système structurel du coffrage tunnel répond aux conditions de règlement parasismique algérien (RPA, 2003) et aux conditions économiques mieux que le système structurel des portiques autostable. Car il nous conduisons à un dimensionnement plus sécuritaire, plus rigide et offre une ration très intéressante du point vue technico-économique que le système portiques autostable.

Conclusion et recommandations :

Dans ce travail nous a avons défini les objectifs recherchés du projet d'une structure parasismique, les principes fondamentales de conception des structures et de stabilité des bâtiments sous action sismique, ainsi que la définition des deux différents systèmes de contreventement.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 Ver. 2003) imposent aux ingénieurs concepteurs l'utilisation des voiles dans le contreventement de structures en béton armé, et postule aussi que les voiles sont calculé à la flexion composé sans donné de détail sur les dispositions constructives. Cependant, cela laisse l'ingénieur devant plusieurs interprétations.

Le comportement ductile d'une structure doit être assuré pour permettre a cette structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limites et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

L'évaluation de l'impact des paramètres exigé par le règlement parasismique algérien (RPA, 2003) sur le dimensionnement et la performance sismique des bâtiments en système coffrage tunnel et en système portiques auto-stables en béton armé.

Le dimensionnement concerne essentiellement le calcul des sections d'acier dans les éléments structuraux sur la base des sollicitations obtenues, et à la vérification des contraintes admissibles dans ces éléments.

Dans cette étude, nous avons effectué une analyse comparative des résultats d'étude sismique obtenus pour chaque système structurel considéré sur la base d'une analyse par la méthode dynamique modale spectrale.

Les paramètres de comparaison sont l'effort tranchant à la base, la période dynamique et statique, les déplacements relatifs inter-étages, la participation des masses et l'effet P- Δ .

L'analyse des résultats obtenus par le travail entrepris a permis d'établir les conclusions suivantes :

Les paramètres de comparaison effectués dans notre étude ont avoir un impact considérable sur la stabilité et la rigidité du bâtiment contre les efforts sismique.

Par ailleurs, l'analyse des résultats a aussi permis de constater que les bâtiments en système coffrage tunnel ont une bonne résistance au séisme par rapport au système portique auto stable.

-Sur le plan économique, les systèmes structurels par coffrage tunnel sont beaucoup plus économiques que le portique auto stable.

Outre, les différents séismes que l'Algérie a connus, notamment celui de Boumerdès, ont montré la rigidité de système coffrage tunnel et la vulnérabilité de système portique auto stable à l'action sismique.

LISTE DES FIGURE

Figure	Titre	Page
Fig I.1 :	Photo du système coffrage tunnel	16
Fig I.2 :	Accessoires du système coffrage tunnel	17
Fig I.3 :	schéma de demi-coquille	18
Fig I.4 :	Le décoffrage par demi-coquille	18
Fig I.5 :	Passerelles de décoffrage	19
Fig I.6 :	Passerelles de circulation	19
Fig I.7 :	Un aperçu du technique coffrage tunnel sur chantier	21
Fig II.1 :	plan de masse	25
Fig II.2 :	Façade latérale	26
Fig II.3 :	Coupe	26
Fig II.4 :	plan étage courant	27
Fig II.5 :	Schéma de l'escalier	28
Fig II.6 :	Schéma de l'acrotère	28
Fig II.7 :	Coupe transversale d'un mur de façade	29
Fig III.1 :	schéma d'un panneau	42
Fig III.2 :	schéma des moments	44
Fig III.3 :	Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis	45
Fig III.4 :	Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis	45
Fig III.5 :	distribution des panneaux de la dalle	46
Fig III.6 :	Différentes élément d'un escalier.	58
Fig III.7 :	schéma statique d'escalier	59
Fig III.8 :	Diagramme des Moment fléchissant et efforts tranchants de l'escalier	61
Fig III.09 :	Corps Creux	65
Fig III.10 :	dimension des poutrelles	65
Fig III.11 :	La surface afférente du poteau	70
Fig.IV.1 :	image 3D de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS	86

Fig.IV.2: image vue en plan de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS	86
Fig.IV.3 : image 3D de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS	87
Fig.IV.4 :image 3D de la structure (coffrage tunnel) sur ETABS	87
Fig.IV.5 :image 3D de la structure (portique) sur ETABS	100
Fig.IV.6: image vue en plan de la structure (portique) sur ETABS	100
Fig.IV.7 :image 3D de la structure (portique) sur ETABS	101
Fig.IV.8 :image 3D de la structure (portique) sur ETABS	101
Fig V.2.1 : Disposition vertical des armatures dans les voiles	115
Fig V.2.2 :Vue en plan –disposition des murs voiles	117
Fig V.2.3 :Vue en élévation mur voile axe « C »	117
Fig V.2.4 :Coupe ferrailage de voile	119
Fig V.2.5 :ferrailage de linteau de voile	124
Fig V.2.6 :Coupe longitudinale de ferrailage des voiles	127
Fig V.3.1 : Schéma du radier général d'un système coffrage tunnel	128
Fig V.3.2. Schéma du radier dalle $e_p=35\text{cm}$ sans nervures	132
Fig V.3.3.Panneau de Radier dalle calculé	133
Fig V.3.3. Ferrailage du radier général	134
Fig V.4.1 :Schéma statique du voile périphérique	135
Fig V.4.1 :Schéma de ferrailage du voile périphérique	138
Fig VI.1 :comparaison de la période des deux systèmes structurels	142
Fig VI.2 :comparaison de la participation de la masse des deux systèmes structurels	143
Fig VI.3 :comparaison de l'excentricité sens X des deux systèmes structurels	144
Fig VI.4 :comparaison de l'excentricité sens Y des deux systèmes structurels	145
Fig VI.5 :comparaison de l'effort tranchant des deux systèmes structurels	146
Fig VI.6 :comparaison du poids total des deux systèmes structurels	147
Fig VI.7 :comparaison de déplacement sens X des deux systèmes structurels	148
Fig VI.8 :comparaison de déplacement sens Y des deux systèmes structurels	149
Fig VI.9 : comparaison de l'effet P- Δ du sens X des deux systèmes structurels	150
Fig VI.10 :comparaison de l'effet P- Δ du sens Y des deux systèmes structurels	151
Fig VI.11 :comparaison de délai de réalisation des deux systèmes structurels	152

LISTE DES TABLEAUX

TableauTitre	Page
Tableau II.1 La composition du béton	32
Tableaux III.1 charge et surcharge du plancher terrasse	41
Tableaux III.2 charge et surcharge du plancher étage courant	41
Tableau III.3.Détermination du sens porteur des panneaux des dalles	47
Tableau III.4. Descente des charges de la volée	60
Tableau III.5 : Descente des charges du palier.	61
Tableau III.6 : Ferrailage de l'escalier	62
Tableau III.7 : les vérifications	63
Tableau III.8 : Descente des charges plancher terrasse (portiques).	66
Tableau III.9 : Descente des charges plancher étage courant (portiques).	66
Tableau III.10.efforts normal sollicitant les poteaux	70
Tableau IV.a facteur de qualité Q	82
Tableau IV.1 : Périodes et facteur de participation modale (coffrage tunnel)	88
Tableau IV.2:caractéristiques massiques et géométriques (coffrage tunnel)	90
Tableau IV.3:Déplacement horizontal de chaque niveau (coffrage tunnel)	91
Tableau IV.4:Déplacements latéraux interétages (coffrage tunnel)	92
Tableau IV.5: Calcul du coefficient θ (coffrage tunnel)	93
Tableau IV.6 : Périodes et facteur de participation modale (portiques)	102
Tableau IV.7:caractéristiques massiques et géométriques (portiques)	104
Tableau IV.8:Déplacement horizontal de chaque niveau (portiques)	105
Tableau IV.9:Déplacements latéraux interétages (portiques)	106
Tableau IV.10: Calcul du coefficient θ (portiques)	107
Tableau V.2.1.Efforts sollicitant le voile	117
Tableau V.2.2.Contraintes et ferrailages verticale	118

Tableau V.2.3.Efforts sollicitant le linteau	122
Tableaux V.2.4 résultats de ferrailage des voiles	124
Tableaux V.2.5 ferrailage adopté pour chaque voile	126
Tableau V.3.1 calcul de ferrailage du radier	133
Tableau VI.1 résultats de la période des deux systèmes structurels	142
Tableau VI.2 la participation de la masse des deux systèmes structurels	143
Tableau VI.3 l'excentricité sens X des deux systèmes structurels	144
Tableau VI.4 l'excentricité sens Y des deux systèmes structurels	145
Tableau VI.5 l'effort tranchant des deux systèmes structurels	146
Tableau VI.6 poids total des deux systèmes structurels	146
Tableau VI.7 déplacement sens X des deux systèmes structurels	147
Tableau VI.8 déplacement sens Y des deux systèmes structurels	148
Tableau VI.9 l'effet P- Δ du sens X des deux systèmes structurels	149
Tableau VI.10 l'effet P- Δ du sens Y des deux systèmes structurels	150
Tableau VI.11 délai de réalisation des deux systèmes structurels	151

Références Bibliographiques

1. V. DAVIDOVICI, « Formulaire de béton armé, tome 1 et 2 », Edition du Moniteur, 1995.
2. Milan ZACEK, « Construire parasismique », Edition Parenthèses, 1996.
3. Cours du Département de Génie Civil de l'EPFL, « Béton armé et précontrainte, tome 1 et 2 », Bertin Edition.
4. J.P. MOUGIN, « Cours de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.
5. H. Thonier, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.
6. M. BELAZOUGUI, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.
7. D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A.93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
8. D.T.R. BC 2-48 « Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2003 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 2003.
9. V. DAVIDOVICI, « La construction en zone sismique », Edition du Moniteur, 1999.
10. J. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,
11. André PLUMIER, « Constructions en Zone Sismique », Cours de l'université de Liège, 2006.
12. M. Badoux, P. Lestuzzi, « Cours de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Génie
13. Cours et TD des années de spécialité.
14. Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.
15. Mémoire de fin d'étude université de MOSTAGANEM (étude d'un bâtiment R+9 technique coffrage tunnel 2019).