

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi - Bordj Bou Arreridj

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de Génie Civil.

Mémoire

Présenté pour obtenir

LE DIPLOME DE MASTER

FILIERE : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURES

Par

➤
➤

Intitulé

***Etude D'UN BATIMENT R+7 TECHNIQUE COFFRAGE
TUNNEL***

Soutenu le :

Devant le Jury composé de :

<i>Nom & Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>	<i>Etablissement</i>
<i>M. BEDDAR YACINE</i>	<i>MCB</i>	<i>Président</i>	<i>Univ-BBA</i>
<i>M. BENZAOUZ ILYES</i>	<i>MERABTI BELGASSEM</i>	<i>Encadreur</i>	<i>Univ-BBA</i>
		<i>Examineur</i>	<i>Univ-BBA</i>

Année Universitaire 2021/2022

Remerciements :

Avant tout, nous remercions le dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage Our accomplir ce travail.

Nous sincères remerciement et notre gratitude vont d'abord à notre encadreur Mr : MERABTI BELGASSEM KESSAL OUSSAMA pour son orientation durant l'élaboration de ce travail

Enfin, remerciement agilement les membres de jury d'avoir accepté de juger ce travail

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie connaît un besoin en logement important pour répondre à une demande croissante sans, les procédés de construction traditionnels ne peuvent satisfaire seul à cette demande, pour cela l'Algérie s'est orientée vers de nouveaux procédés et de nouvelles techniques de construction basées sur la rapidité de la réalisation, parmi ces procédés nous citons les coffrages tables et banches et coffrages tunnels utilisant un système de construction en voiles et dalles pleines en béton armé.

Alors c'est dans ce cadre que nous avons orienté notre projet de fin de cycle universitaire en choisissant l'étude d'un projet de adal logts en système constructif en coffrage tunnel situé à Bordj Bou Arreridj.

Ce system nous permet de réaliser une moyenne de deux logements par jours, il permet aussi de gagner sur la qualité de la construction compte tenu des moyens utilisés et de la répétitivité des taches exécutées par les ouvriers sur chantiers.

Dans la présente étude dont l'objectif principal est de satisfaire les trois critères important dans tout projet :

1. Il devra répondre aux normes et règlements en vigueurs.
2. réalisable plus ou moins facilement et dans des délais compacte.(choix du système constructif)
3. financièrement acceptables, ce qui pousse l'étude à une optimisation des dimensions des éléments de la structure.

De là et pour aboutir à notre objectif, nous organisons notre travail en huit chapitres en commençant par une introduction générale et en l'achevant par une conclusion générale.

Le premier chapitre est consacré à Présentation de la technique coffrage tunnel données du site est abordée dans le second chapitre Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux et dans le troisième chapitre la Pré-dimensionnement des éléments résistants et dans le quatrième chapitre l'Étude des planchers et le Cinquième chapitre Etude des éléments non structuraux et le VI chapitre l'Étude Sismique de la structure et le VII chapitre l'étude des voiles enfin, le dernier chapitre concerne Étude de l'infrastructure .

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 07 طوابق ، يتم انجازها بولاية برج بوعرييرج المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 2 حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 2003-99

ان استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة الجدران الخرسانة المسلحة ، دراسة و تحليل البناية بواسطة برنامج ROBOT 2017

RPA 99 VERSION تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر 2003 , BAEL 91

تسليح العناصر المقاومة (الجدران الخرسانية المسلحة) تم يدويا

نظام البنية التحتية لهذا المبنى هو عبارة عن أساس العام للبلاطة

résumé

Ce projet vise à étudier un bâtiment à caractère résidentiel composé d'un rez-de-chaussée + 07 étages, à implanter dans la Wilayat de Bordj Bou Arreridj, qui est classée dans la zone sismique n°2 selon les règles parasismiques algériennes 99 -2003

La stabilité du bâtiment pour toutes les charges verticales et horizontales est garantie par des murs en béton armé, étude et analyse du bâtiment par le programme ROBOT 2017

Déterminer les dimensions et armer tous les éléments résistants du bâtiment Conçu selon les normes et lois en vigueur en Algérie RPA 99 VERSION 2003, BAEL 91

L'armement des éléments de résistance (murs en béton armé) s'est fait manuellement

Le système d'infrastructure de ce bâtiment est un radier général

Abstract

This project aims to study a residential building consisting of a ground floor + 07 floors, to be located in the Wilayat of Bordj Bou Arreridj, which is classified in seismic zone n ° 2 according to the Algerian seismic rules 99 - 2003

The stability of the building for all vertical and horizontal loads is guaranteed by reinforced concrete walls, study and analysis of the building by the ROBOT 2017 program

Determine the dimensions and arm all the resistant elements of the building Designed according to the standards and laws in force in Algeria RPA 99 VERSION 2003, BAEL 91

The arming of the resistance elements (reinforced concrete walls) was done manually

The infrastructure system of this building is a general raft

Présentation de la technique coffrage tunnel

Chapitre I

I.1 Historique :

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

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

LES BANCHES & Les banches lourdes : [1]

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

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

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

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

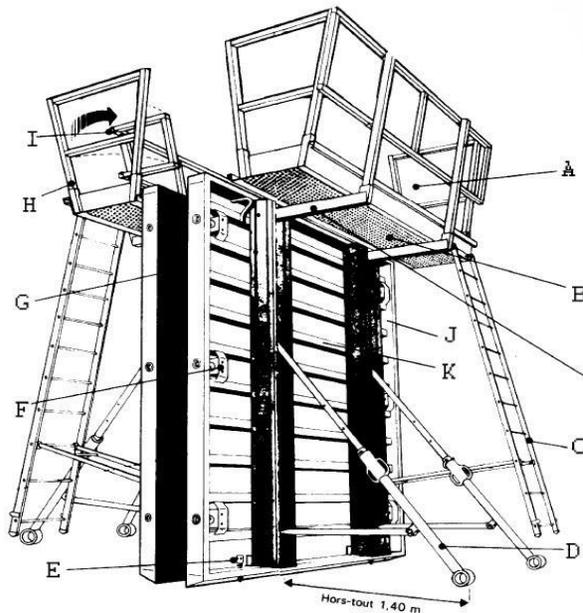


Figure 1 Schéma du système banche métallique

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

L'ensemble de ces deux banches est appelé « équipage de banche ». Le schéma ci-contre représente un équipage de banche classique. On peut distinguer :

- A- Plateforme de travail pour les ouvriers
- B- Plancher de travail
- C- Echelle
- D- Etau tire-pousse pour réglage
- E- Vérin de réglage
- F- Verrouillage
- G- Peau coffrante en tôle
- H- Barrière de sécurité
- I- Portillon
- J- Raidisseurs verticaux
- K- Raidisseurs horizontaux

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

La solution à ce problème c'est le coffrage tunnel.

I.2 Le coffrage tunnel : [2]

Définition :

La technologie tunnel qui permet de réaliser des dalles et des voiles dans une même opération est très utilisée dans les zones sismiques et pour des structures simples et répétitives. L'outil de calepinage de tunnels PCMO est basé sur la modélisation des T.M.P.H. 80Outinord, des tunnels modulaires France et U.S. et des tunnels classiques.

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

Un coffrage standardisé, qui intègre des solutions systématiques anticipées, offre une trame métrique simple, l'assemblage de banches de dimensions différentes est alors

possible, et sa conception permet un gain de temps important au moment de la planification.

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

Les accessoires du coffrage tunnel :

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

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

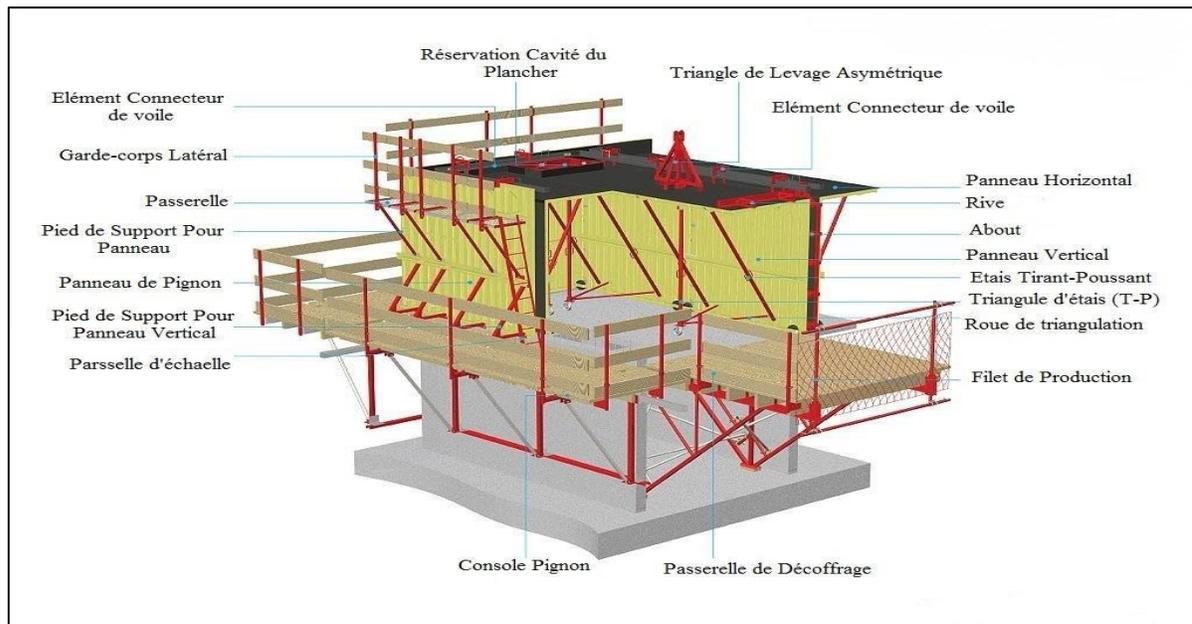


Figure 2 Schéma du système coffrage tunnel

Demi-coquille :

Elément de coffrage est un dièdre droit dont le plan vertical est constitué par un panneau de la hauteur de l'étage et le plan horizontal par un panneau représentant en générale 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.4), quand il s'agit de couler une chambre entouré de trois voiles.

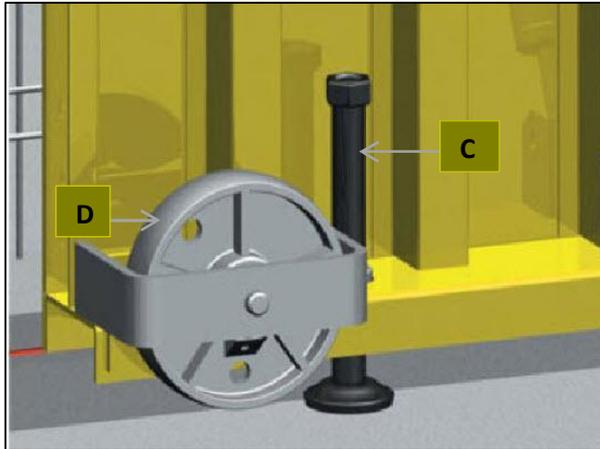
Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm rédiés par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm.

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

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



Figure 3 une demi-coquille sur chantier



A la base du panneau verticale deux vérins à vice (C) permettent le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues (D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure (Fig 3)

Figure 4 : image 3D du vérin à vice et de la roue

A chaque extrémité latérale des panneaux, des profilés permettent l'affleurement des éléments consécutives, l'assemblage s'effectue à l'aide de levier a ressort (E) comme le montre la fig 3

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



Figure 6 Assemblage de deux demi- coquilles sur chantier

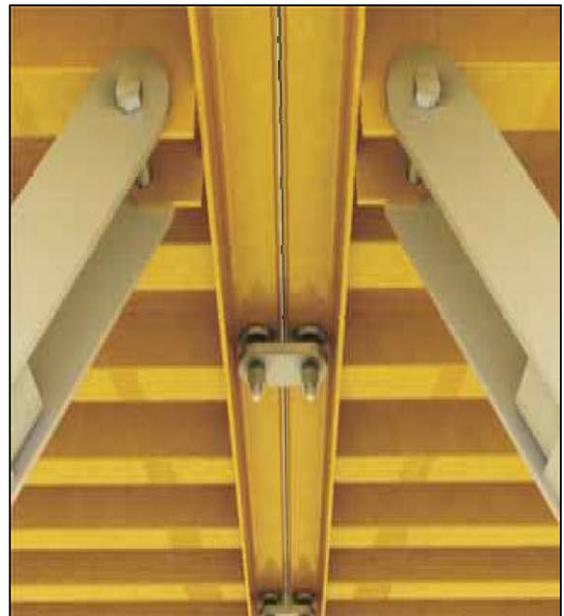


Figure 5 deux panneaux horizontaux solidarisés à l'aide verrous à clef

Passerelle de décoffrage :

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

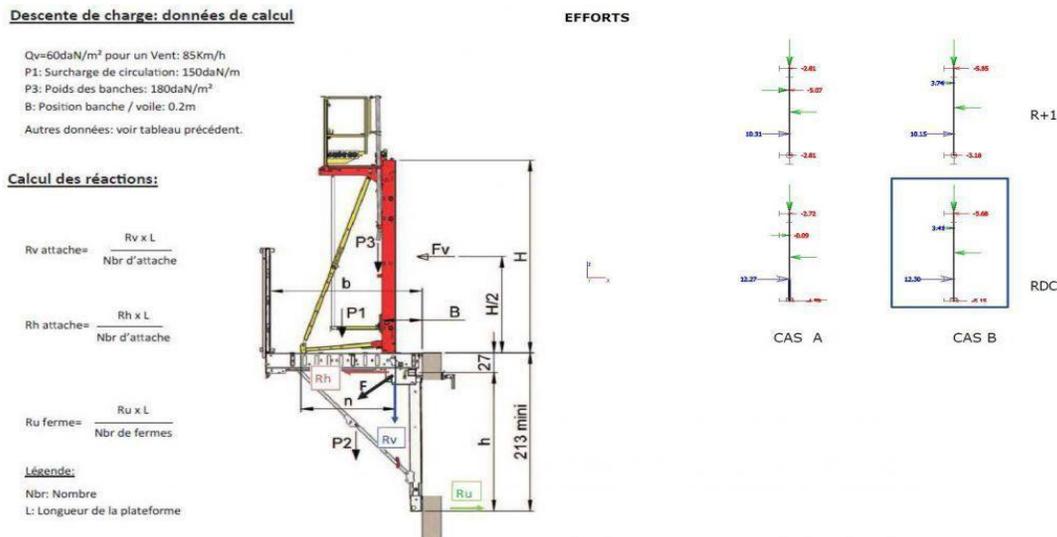


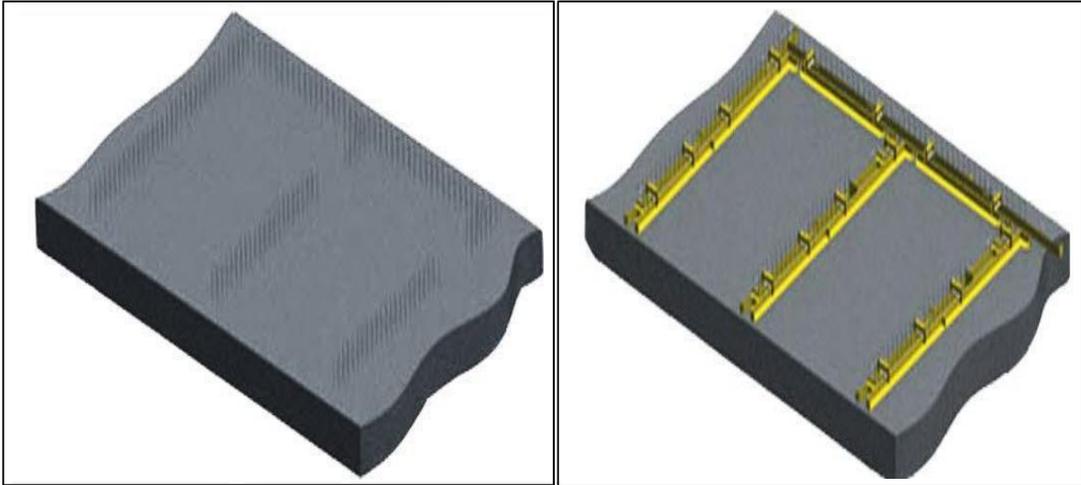
Figure 7 Passerelles de décoffrage

Etapas d'exécutions :

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

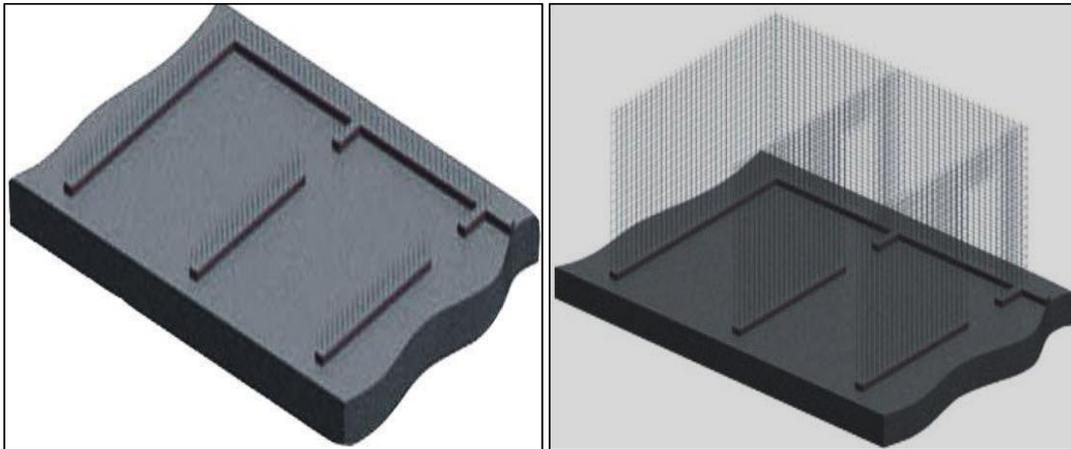
1^{er} étape :

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



2^{ème} étape :

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



Remarque :

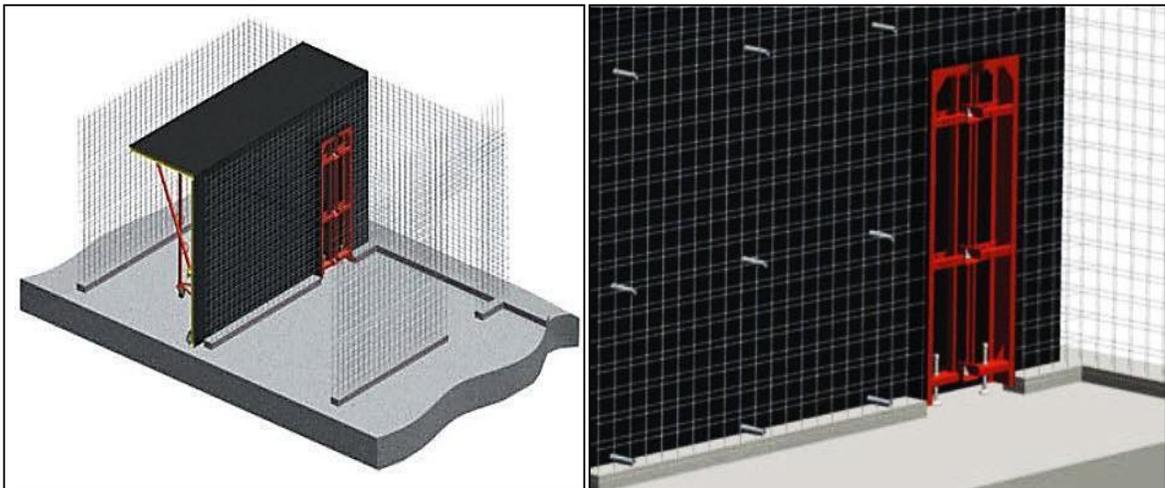
Les talonnettes seront marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s’y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

3^{ème} étape :

La mise en place des demi-coquilles face à face sur toute la longueur de la surface à construire et constituer des chambres de coffrage , cette opération délicate nécessite l'emploi de grue, mobile ou fixe, et demande patience, précision ainsi qu'une bonne coordination entre le grutier et le chef de groupe.

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

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

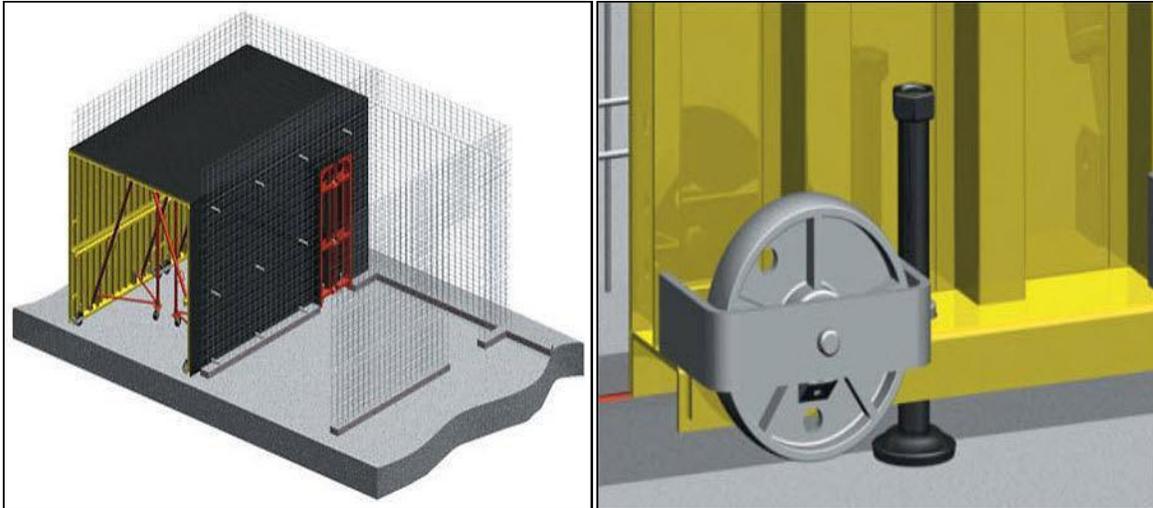


4^{ème} étape :

Positionnement de la deuxième demi-coquille face à la première pour former ce qu'on peut appeler une « chambre de coffrage »

Réglage du niveau de la chambre, en jouant sur le dévissage du vérin à vice en bas du coffrage tout en respectant les traits de niveau

Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demi coquilles pour pouvoir les biens solidarisés



5^{ème} étape :

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

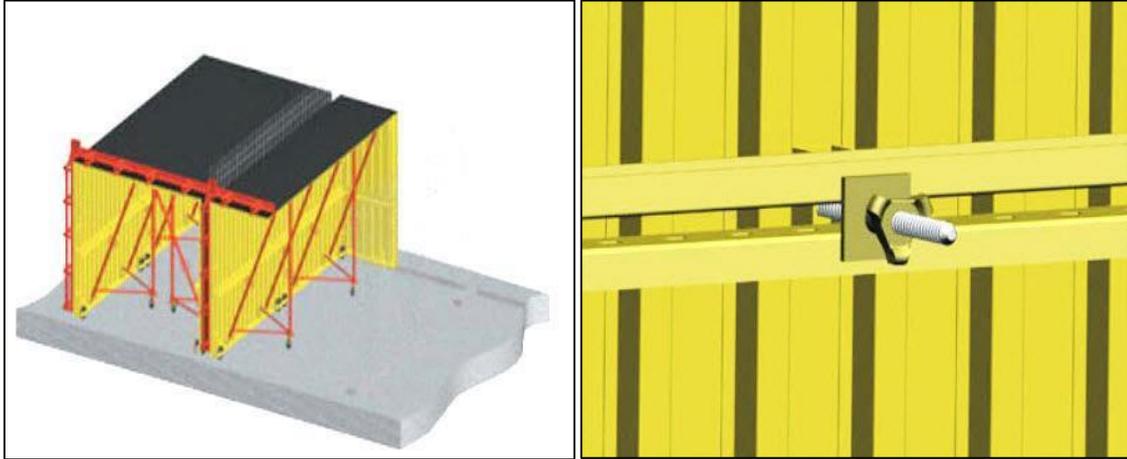
Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1^{ère} chambre.



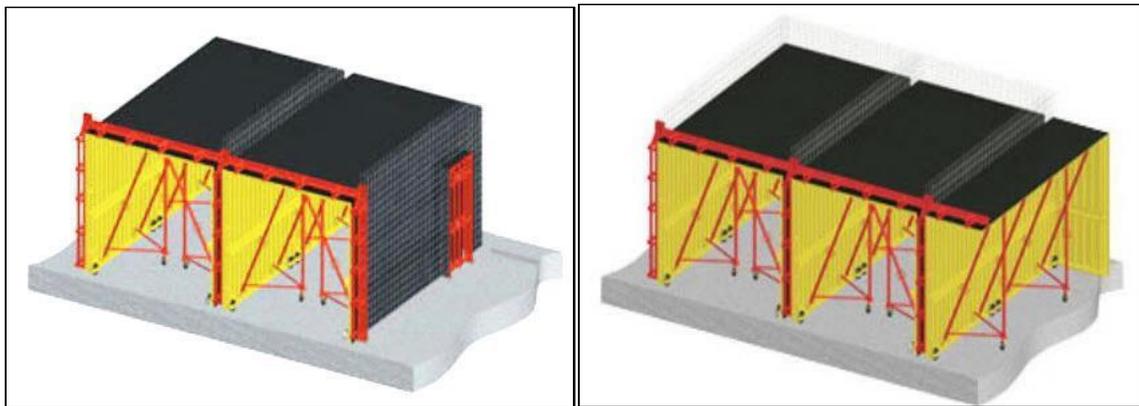
6^{ème} étape :

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

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



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

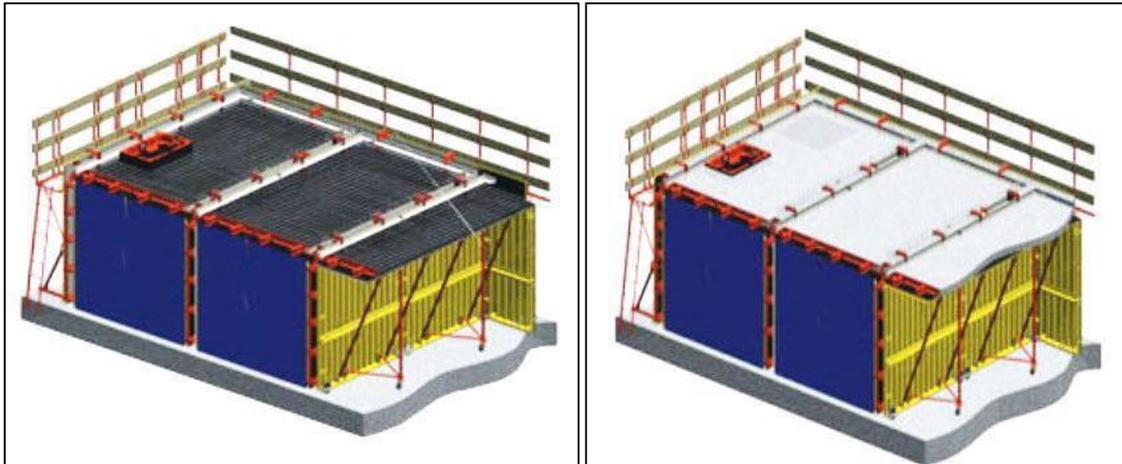


7^{ème} étape :

Mise en place des banche pignon.

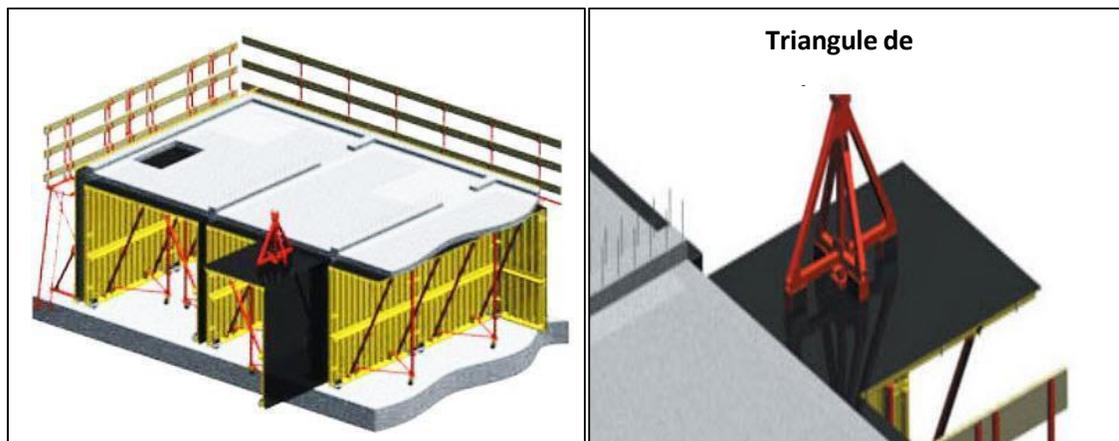
Mise en place du ferailage des dalles au dessus des chambres de coffrage et prévoir d'éventuelles reservations (tuyeau d'évacuation, cage d'ascenseur, équipement électriques).

Coulage du béton de plancher et des voiles en même temps. Il est impératif de bien vibrer le béton coulé et de descendre le vibreur jusqu'à la base des voiles en cours de coulage.



8ème étape :

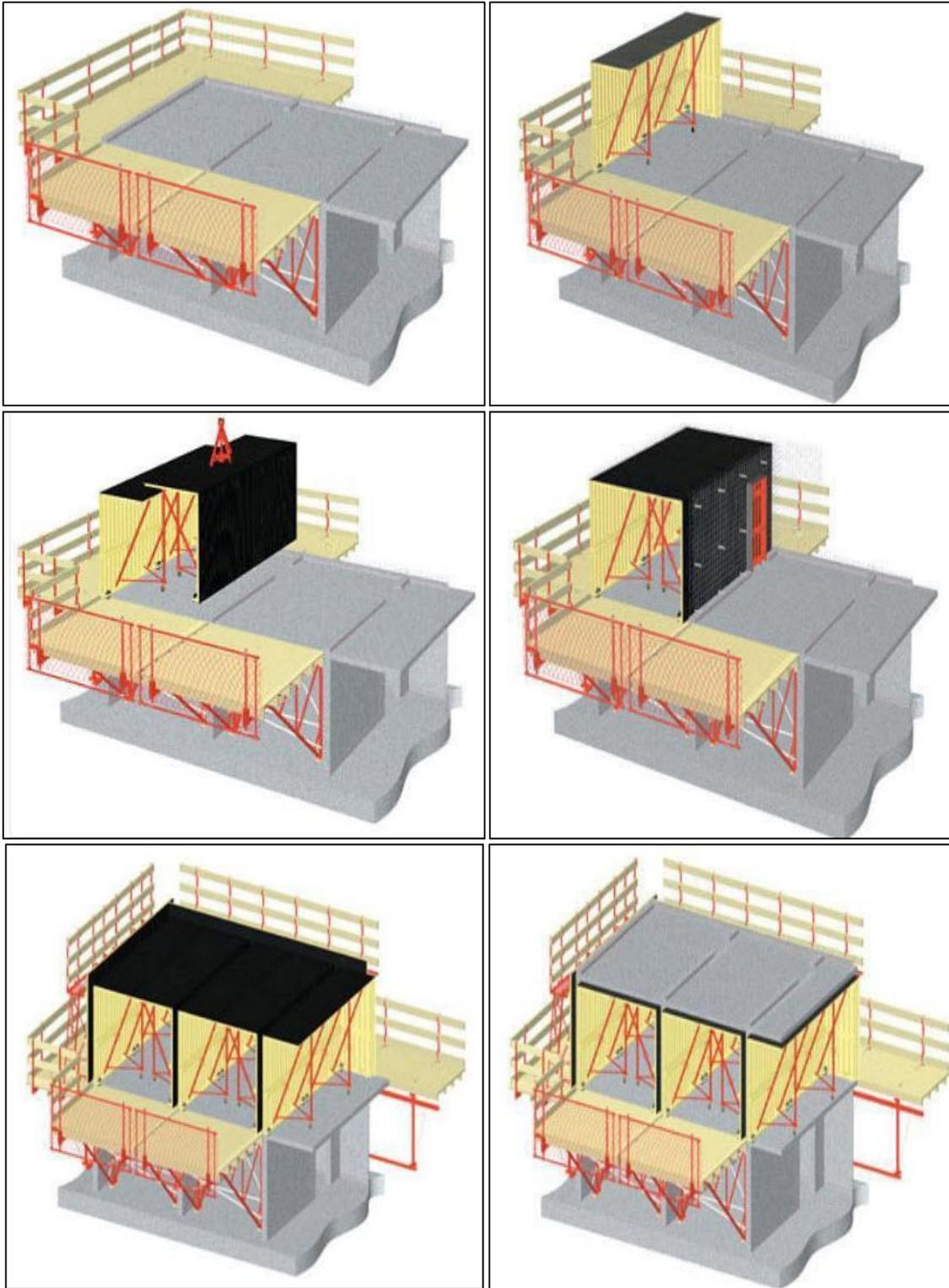
Une fois la prise et le durcissement du béton atteint, le décoffrage peut commencer en utilisant le triangle de levage lié par des cables a une grue.



Remarque :

Après le décoffrage des voiles et des dalles, nous passerons au second niveau, mais avant cela nous devant penser a étailler les dalle prématurément décofré (4 a 5 jours) pour permettre aux ouvriers de proceder au ferailage des voiles du second niveau , par conséquence la mise en place des passerellesde sécurité est indispensable pour la suite des travaux.

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



Un aperçu de la technique coffrage tunnel sur chantier



Domaine d'application :

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

Avantage :

- C'est un système qui permet de réduire les délais de réalisation en offrant une vitesse d'exécution assez rapide.
- Il offre une qualité de mise en 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.

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.

*Présentation de l'ouvrage
et caractéristiques des
matériaux*

Chapitre II

II.1 Présentation du projet :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en **R+7** (Rez de chaussé + 7 étage) à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj .

II.1.2 Caractéristiques de la structure :

Dimensions en élévation :

- a) Hauteur totale de bâtiment H = 24.48m
- b) Hauteur de RDC h = 3.06m.
- c) Hauteur d'étage courant h = 3.06m

Dimensions en plans :

- d) Longueur totale L long = 32.86m.
- e) Largeur totale L trans = 17.78m

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 ferme (S2)**
- Contrainte admissible du sol **$\sigma_{sol} = 2$ bars.**

II.1.4 Caractéristiques techniques : [3]

La structure du bâtiment étudié est un peu différente, comparée à celles qu'on retrouve habituellement dans les marchés d'habitations collectifs, car elle adopte un système composé exclusivement de voiles porteurs dans les deux sens au plan et assurent par la même occasion son contreventement. Réalisé par une entreprise nationale avec un système de coffrage tunnel.

- ✓ 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 dalle pleine

b) Les escaliers :

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

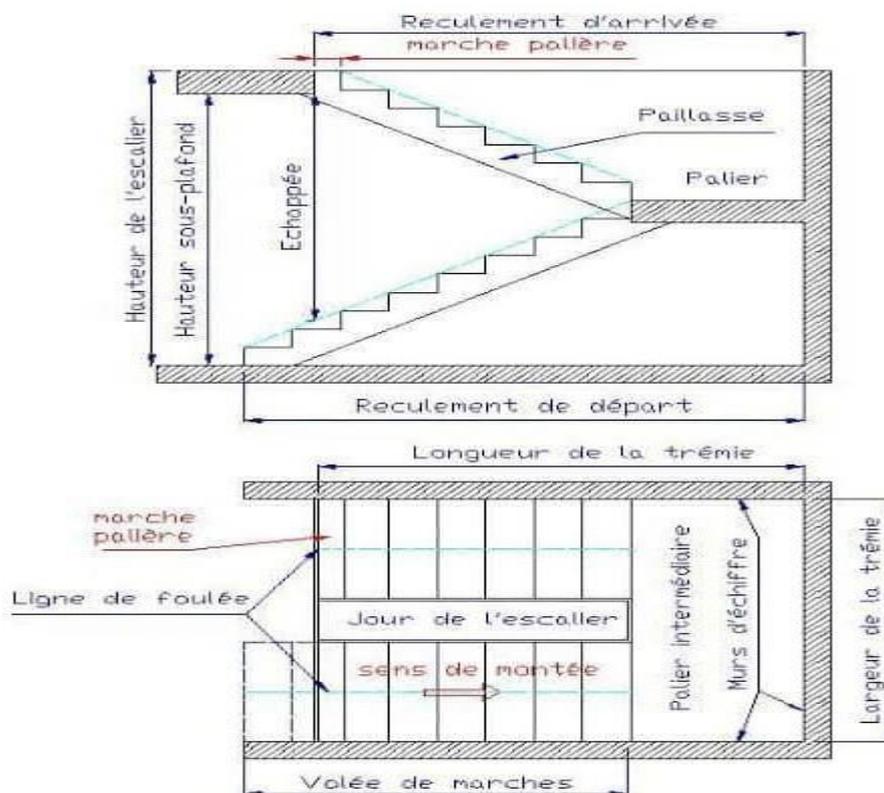


Figure 8 Schéma de l'escalier

c) Ascenseur :

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par un voile et deux murs en briques

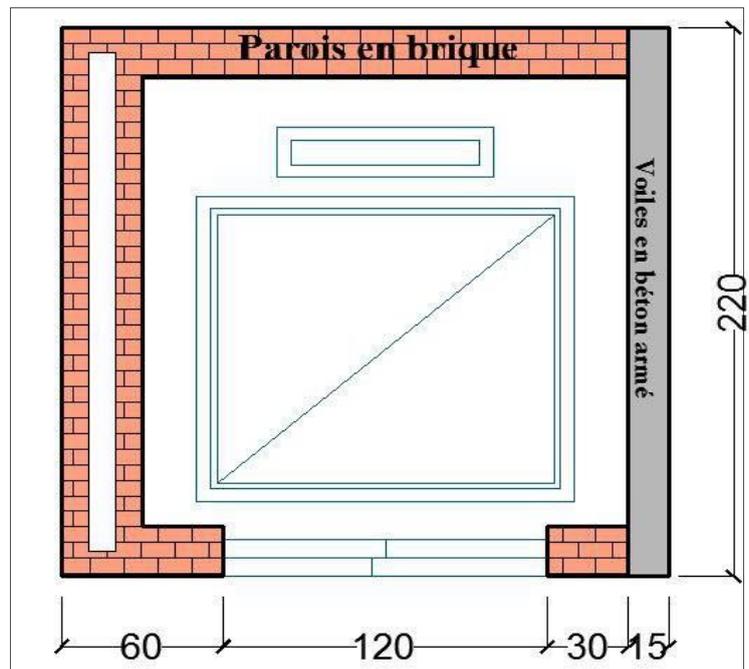


Figure 9 Schéma de la cage d'ascenseur

d) 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 :

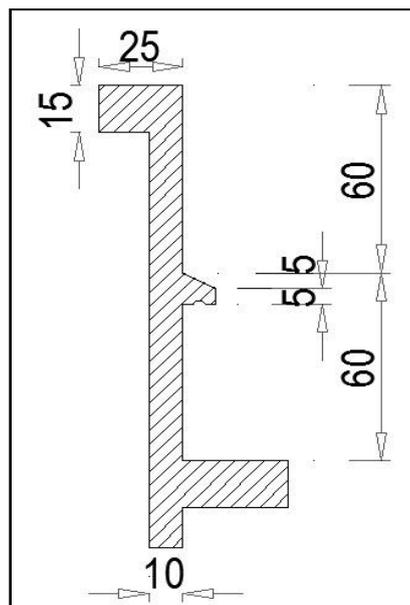


Figure 10 Schéma des acrotères

e) Façades :

Les façades seront composées de parois en briques creuses de 15 cm d'épaisseur, comme indiqué sur la **figure I.6**. 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.

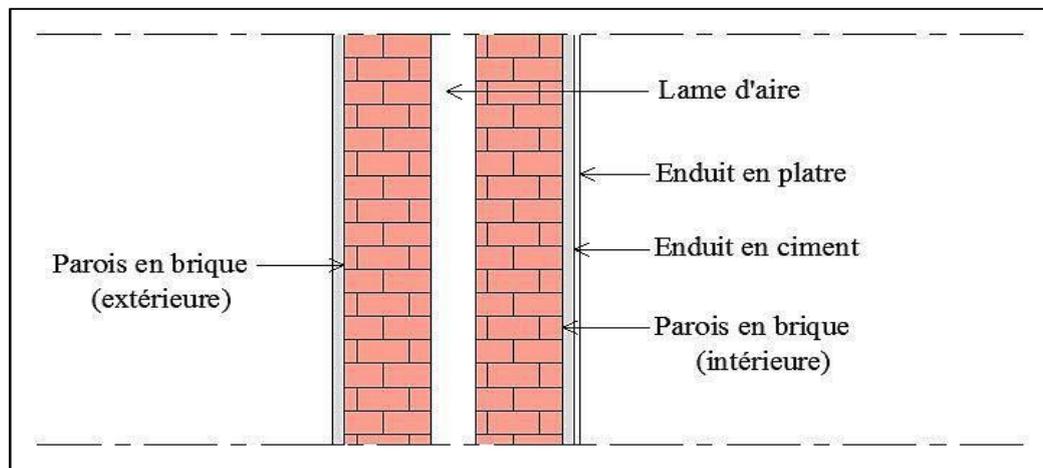


Figure 11 Coupe transversale d'un mur de façade

II.2 Caractéristiques mécanique des matériaux : [3]

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 hydraulicité. 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 ci que catégories de ciment designés 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 age. La résistance normale d'un ciment est la résistance mécanique en compression déterminée conformément a la norme NA 234 a 28 jours d'age et exprimée en N/mm² (ou MPa).

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

Les classes de résistance élevées au jeune age sont designées 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 constitue 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 caractérisé par leur granulométrie qui consiste a déterminer la distribution des différents diamètre des grains qui composent le granulat 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 suivant : (3/8mm), (8/15mm) et (15/25mm).

A noté qua la classe des granulats doit etre 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 imporant encore, ils doivent etre de bonne qualité et exemptés d'impuretés.

c) L'eau de gachage :

La qualité de l'eau de gachage peut avoir une influence directe sur la prise, le devloppement des resistances du béton et peut aussi avoir un role inverse, si ellen'est pas de qualité en favorisent la corosion des armatures.

L'eau de gachage ne doit pas contenir de matière en suspension, de débris végétaux, etc. Elle doit etre 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 produits 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. Les principaux adjuvants utilisés dans notre ouvrage sont :

► **Plastocrete 160** :

Plastocret 160 est un plastifiant accélérateur de durcissement pour béton prêt à l'emploi, il permet une meilleure hydratation du ciment par son effet de défloculation et provoque une augmentation des résistances mécaniques dès les jeunes âges et diminue l'absorption capillaire.

L'effet accélérateur de durcissement de ce plastifiant permet d'obtenir plus rapidement les résistances minimales nécessaires au décoffrage. Ceci est particulièrement intéressant dans les cas suivants :

- ✓ **Chantier de bâtiment** : décoffrage le lendemain du coulage même par temps frais (ce qui est le cas de notre ouvrage)
- ✓ **Préfabrication légère** : diminution des délais de manipulation des pièces.

► **Medaflow 30** :

Le Medaflow 30 est un super plastifiant haut reducteur d'eau.

- **Sur béton frais** :

permet d'avoir un rapport E/C très faible ainsi qu'une amélioration considérable de la fluidité, il offre au béton une très bonne maniabilité, évite sa ségrégation et facilite sa mise en œuvre.

- **Sur béton durci** :

permet d'augmenter les résistances mécaniques à jeune âge et à long terme du béton, diminue sa porosité, augmente sa durabilité et diminue le risque de fissuration.

II.2.2 Composition du béton utilisée dans notre projet :

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

<u>Composition du béton utilisée dans notre projet :</u>	<u>Composition du béton utilisée dans notre projet :</u>
La composition du béton est illustré dans le tableau ci dessous :	La composition du béton est illustré dans le tableau ci dessous :
<u>Composition du béton utilisée dans notre projet :</u>	<u>Composition du béton utilisée dans notre projet :</u>
La composition du béton est illustré dans le tableau ci dessous :	La composition du béton est illustré dans le tableau ci dessous :
<u>Composition du béton utilisée dans notre projet :</u>	<u>Composition du béton utilisée dans notre projet :</u>

II.2.3 Résistance du béton : [3]

a) Résistance caractéristique a la compression a 28 j

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 cm², hauteur 32 cm, diamètre 6cm). Cette essai est connu sous le nom « essai d’écrasement de béton ».

D’après les regles 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

approximativement les lois suivantes :

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

Remarque

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

A noter que nos calculs, s'effectueront avec un $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$ (valeur moyenne de f_{C28})

b) Résistance caractéristique à la traction à j jours :

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

$$\text{Pour } f_{Cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{C28}$$

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 :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{Cj}}$$

Pour : $j = 28$ jours et $f_{C28} = 25 \text{ MPa}$, on aura donc :

$$E_{i28} = 32164,19 \text{ MPa}$$

✓ **Le module de déformation longitudinale différée :**

D'après les regles 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 :

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

Pour : $j = 28$ jours et $f_{C28} = 25$ MPa, on aura donc :

$$E_{v28} = 10818,76 \text{ MPa}$$

d) Contraintes limites de compression :

D'après les regles du (C.B.A 93, A.4.5.2), la contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \times \frac{f_{C28}}{y_b}$$

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

$E_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

- La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée d'après (C.B.A 93, A.4.5.2) par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28}$$

$$\text{Pour : } f_{C28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

e) Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1) :

$$\tau_u \leq \min (3,3 ; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 3,3 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{\tau}_u \leq \min \left(0,15 \times \frac{f_{C28}}{\frac{x}{h}} ; 4 \right) \text{ MPa} \Rightarrow \text{fissuration (ou très) préjudiciable} \\ \underline{\tau}_u \leq \min (2,5 ; 5) \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 3 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

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 :

- TS8 (200×300) → Acier TLE500
- TS5.5 (150×200) → Acier TLE500

Remarque

Dans notre projet, nous avons utilisé pour le ferrailage des dalles pleines et des voiles les treillis soudés (nervuré) en panneaux, ce qui peut représenter un gain detemps 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 a hautesadhérence (FeE500) nervuré.

Pour le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotères), nous avonsutilisé un acier à haute adhérence (FeE400).

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)

Coefficient de sécurité y_s $\sigma_s = \frac{f_e}{y_s}$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

$$y_s = \begin{cases} 1.00 & \text{(situation accidentelle)} \\ 1.15 & \text{(situation durable et transitoire)} \end{cases}$$

➤ **ELS** : d'après le (C.B.A 93 A.4.5.3)

Avec $\left[\begin{array}{l} \sigma_s = \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) \Rightarrow \text{fissuration non préjudiciable} \\ \sigma_s = \left(\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\mu \times f_{t28}} \right) \Rightarrow \text{fissuration très préjudiciable} \end{array} \right.$

μ : coefficient de fissuration :

$$\left[\begin{array}{l} \mu = 1 \Rightarrow \text{les ronds lisses (R.L)} \\ \mu = 1,6 \Rightarrow \text{à haute adhérence (H.A)} \end{array} \right.$$

⇒ Il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s dans le cas de fissuration préjudiciable.

Remarque :

Les calculs de ce projet ont été effectués selon les règles BAEL 91 et le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) en tenant compte de toutes les prescriptions du CTC sous contrôle régulier afin de garantir à notre structure une résistance suffisante durant son service.

II.2.6. Plans de projet

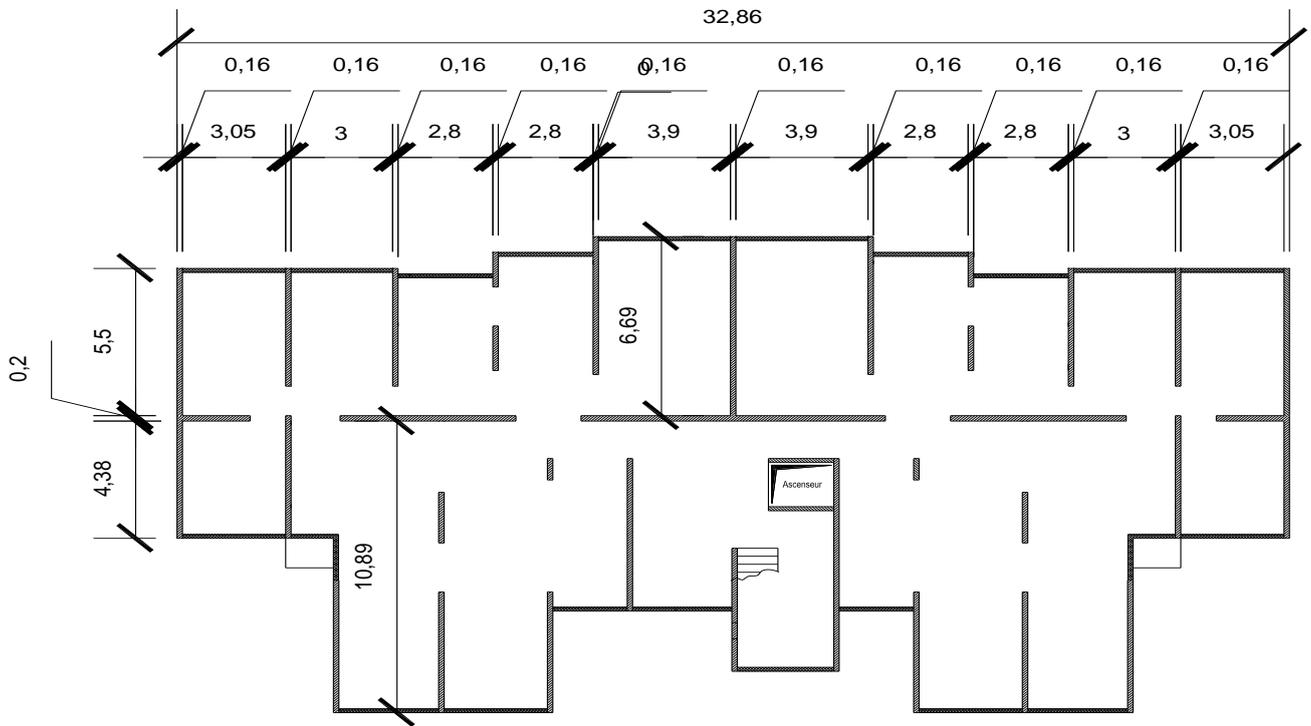


Figure 12 Plans de projet

Pré-dimensionnement des éléments résistants

Chapitre III

I. Introduction : [4]

Dans n'importe quel projet, le pré-dimensionnement est considéré comme étant une étape fondamentale qui consiste à estimer les dimensions des différents éléments structuraux de la construction afin de passer aux calculs, nous commencerons le pré-dimensionnement du haut vers la base comme suit :

- **Planchers**
- **Poutres**
- **Poteaux**
- **Voiles**

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

II. Pré-dimensionnement des planchers :

Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutres. Son épaisseur est en général = au 25ème de la portée. Son armature est souvent constituée par des treillis soudés de gros diamètre reposant sur les 2/3 du mur. L'encastrement sur les appuis nécessite des chapeaux.

Les dalles pleines sur appuis continus (ce qui est notre cas) peuvent porter dans deux directions (d'après le **BAEL**

A.5.2, 1) ou bien dans un seul sens.

Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées **Lx** et **Ly** mesurées entre nu d'appuis (**FigIII.1**).

Soit :

$$a = \frac{Lx}{Ly}$$

Si $0,40 \leq a \leq 1$

↳ **La dalle est considérée comme portant dans deux**

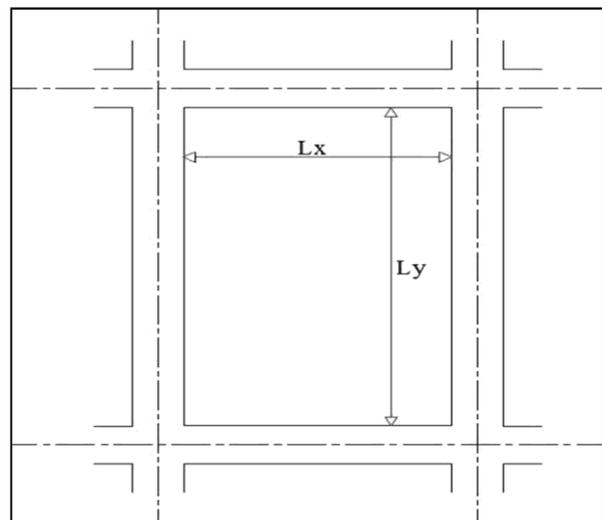


Fig III.1 : schéma d'un panneau de dall

directions.

Si $a \leq 0,40$

↳ La dalle est
considérée comme
portant uniquement
dans le sens de sa
petite portée

A) Justifications et vérifications :

► **Epaisseur « h_d » des dalles**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 1. \text{ Cas d'une dalle portant dans un seul sens} \Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} ; \frac{L_x}{30} \right) \\ 2. \text{ Cas d'une dalle portant dans deux direction} \Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} ; \frac{L_x}{30} \right) \end{array} \right.$$

Avec en générale :

L_x : la petite dimension du panneau de dalle

L_y : la grande dimension du panneau de dalle

La valeur « h_d » doit également permettre de satisfaire aux conditions relatives a :

- 1) La résistance à l'incendie,
- 2) L'isolation phonique,
- 3) La sollicitation d'effort tranchant (**BAEL A.5.2**).

□ Pour le présent projet, nous avons : $\left\{ \begin{array}{l} L_x = 4.20 \text{ m} \\ L_y = 10,89 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow a = \frac{4.20}{10,89} = 0,38$

Conclusion, la dalle porte suivant un seul sens et donc :

↳ $h_d = \left(\frac{L_x}{35} ; \frac{L_x}{30} \right)$

$h_d = (12 \div 14) \text{ cm} \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

B) Condition de résistance à l'incendie :

✓ Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow h_d = 14 \text{ cm}$

✓ Contre les bruits d'impacts : $2500 \times h_d \geq 400 \text{ daN/m}^2 \longrightarrow h_d = 15 \text{ cm}$

Conclusion : L'épaisseur de la dalle pleine sera égale a : $h_d = 14 \text{ cm}$ "

III.1 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 connaitre la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Les charges permanentes :

Représentent un poids mort qui n'est pas variable ou varie très peu dans le temps.

Planchers terrasse (inaccessible) :

Matériau	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ³)	G (daN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	100
Etanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente en béton (1%)	H _{moy} = 12	22	264
Isolation thermique en polystyrène	4	0,25	1
Dalle pleine en béton armé	14	25	350
Enduit au plâtre	2	10	20
			747

III. Planchers étage

Matériau	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m²/cm)	G (daN/m²)
Revêtement en carrelage	2	22	44
Mortier de pose	3	20	60
Lit de sable	2	18	36
Dalle pleine en béton armé	14	25	350
Enduit en plâtre	2	10	20
Cloisons légères	/	/	50
			560

Les charges d'exploitations :

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

Il faut rappeler que notre ouvrage est bâtiment à usage d'habitation.

- 1) Planchers terrasse (inaccessible) : Q = 100 daN/m²**
- 2) Planchers étage courant (niveau 1 ⇒ 07) : Q = 150 daN/m²**

Les combinaisons d'action :

Planchers terrasse (inaccessible) :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 747 + 1,5 \times 100$$

$$P_u = 1158,45 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 747 + 100$$

$$P_{ser} = 847 \text{ daN/m}^2$$

1) Planchers étage courant :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 560 + 1,5 \times 150$$

$$P_u = 981 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 560 + 150 \quad P_{ser} = 710 \text{ daN/m}^2$$

IV. Pré-dimensionnement des voiles :

V. Voile porteurs et de contreventement :

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

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

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

$$\square L \geq 4e$$

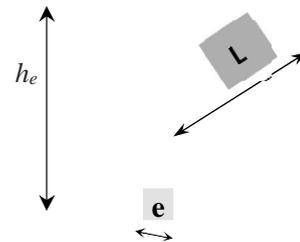
$$e \Rightarrow \frac{h_e}{20} \quad (\text{Les premiers cas ne sont pas recommandés, donc on optera pour le 3^{ème}})$$

avec :

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

$$e \geq \frac{292}{20}$$

$$e \geq 14,6 \text{ cm}$$



Donc on adoptera deux choix : $e = 16 \text{ cm}$
 $e = 20 \text{ cm}$

I. Voile périphérique :

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

On adoptera : $e = 15 \text{ cm}$

II. Voile périphérique :

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

On adoptera : $e = 16 \text{ cm}$

Etude des planchers

Chapitre IV

I. Introduction : [5]

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

Sa fonction principale consiste à :

Supporter les charges (poids des structures et actions permanentes) et les surcharges (actions variables et accidentelles) et les transmettre aux éléments porteurs à savoir les murs et les poteaux; Transmettre des efforts horizontaux aux éléments de contreventement (diaphragme) ;.

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

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

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

Plancher à corps creux

Plancher à dalle pleine

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

II. Principe de calcul :

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

Pour le calcul, on utilisera la méthode BAEL, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastées,

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

soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à $1,25 M_0$ dans les deux directions :

M_t : Moment en travée.

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

M_x : Moment pour une dalle simplement appuyée.

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

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

III. Hypothèses de calcul :

Les dalles sont calculées panneau par panneau suivant le rapport $a = \frac{L_x}{L_y}$,
 on distingue deux cas :

IV. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Le rapport : } a = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \end{array} \right.$$

La charge est uniformément chargée.

Remarque :

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

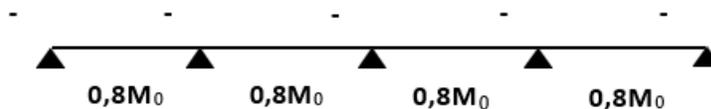
Le calcul se fait comme pour une poutre de section rectangulaire de largeur

($b = 1\text{m}$) et de hauteur (h_0) et de portée (L_x).

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

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

$$\begin{aligned} \Rightarrow \text{Moment en travée : } M_t &= \frac{qL_x^2}{10} = 0,8M_0 \\ \Rightarrow \text{Moment en } M_a &= \frac{qL_x^2}{10} = -0,5M_0 \end{aligned} \quad \text{Avec : } M_0 = \frac{qL_x^2}{10}$$

**V. Dalle portant dans deux directions :**

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

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

Ou la dalle est soumise à une charge concentrée $\forall \rho$

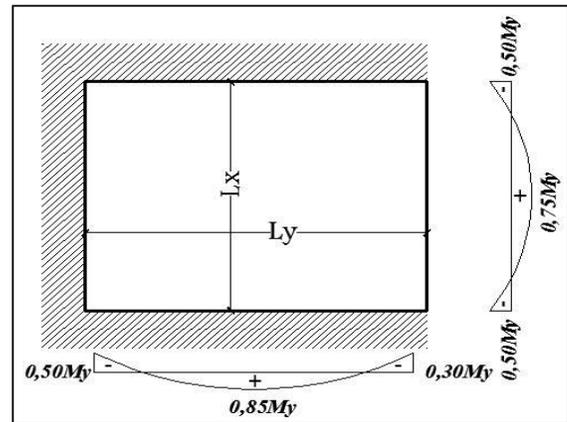
Remarque :

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

Les moments de flexion maximaux calculés dans l'hypothèse de l'articulation peuvent

être réduits de 15% et 25% selon la condition d'encastrement ce qui conduit à un moment en travée M_t de, respectivement, $0,85M_0$ et $0,75M_0$.

Les moments d'encastrement seront dans ces conditions au moins de 40% et 50% des moments maximaux évalués dans l'hypothèse d'articulation.



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

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

ν : coefficient de poisson

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

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

VI. Les conditions d'appuis :

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

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

Suivant le sens (x) :

$M_{tx} = 0,75M_x$ (en travée)

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

Suivant le sens (y) :

$M_{ty} = 0,75M_y$ (en travée)

$M_{ay} = - 0,50M_y$ (en appuis)

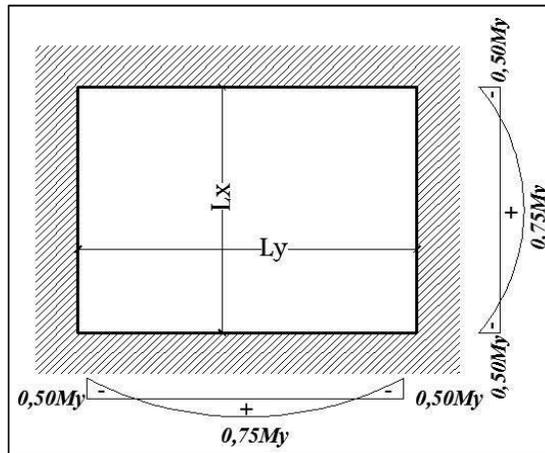


Fig IV.1 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses

VII. Les conditions d'appuis :

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

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

Suivant le sens (x) :

$M_{tx} = 0,75M_x$ (en travée)

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

Suivant le sens (y) :

$M_{ty} = 0,75M_y$ (en travée)

$M_{ay} = - 0,50M_y$ (en appuis)

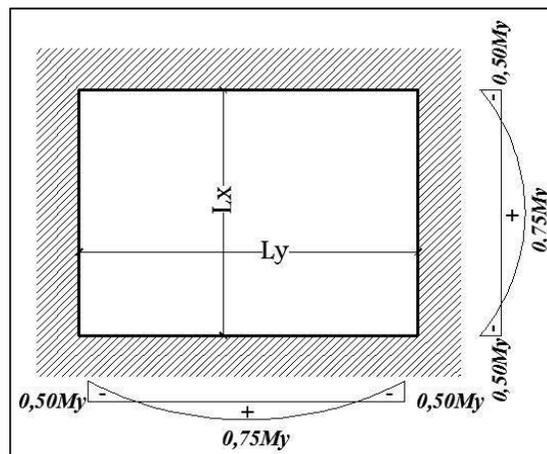


Fig IV.1 : Schéma d'un panneau continu au-delà

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

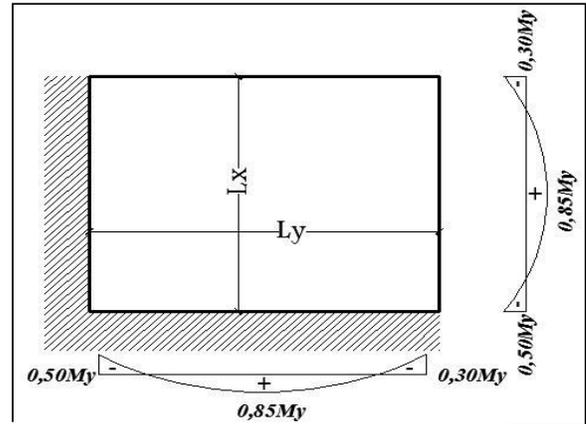
Suivant le sens (x) :

$M_{tx} = 0,85M_x$ (en travée)

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

(en appuis)

$M_{ax} = - 0,50M_x$ (intermédiaire)

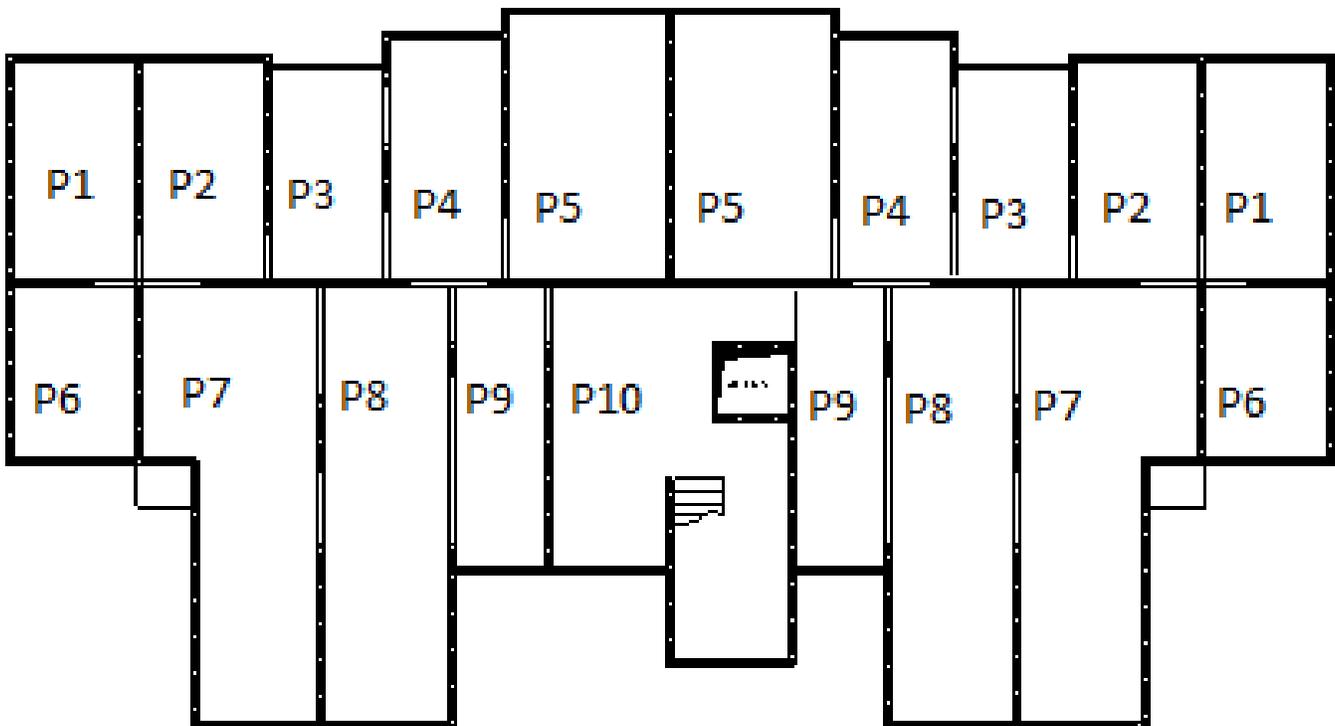


Suivant le sens (y) :

$M_{ty} = 0,85M_y$

$M_{ay} = - 0,30M_y$

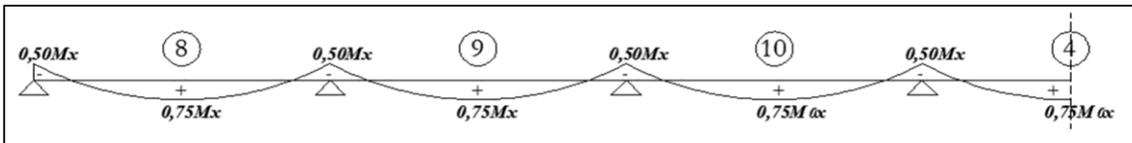
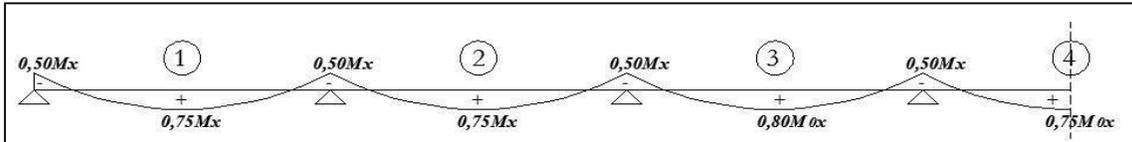
$M_{ay} = - 0,50M_y$



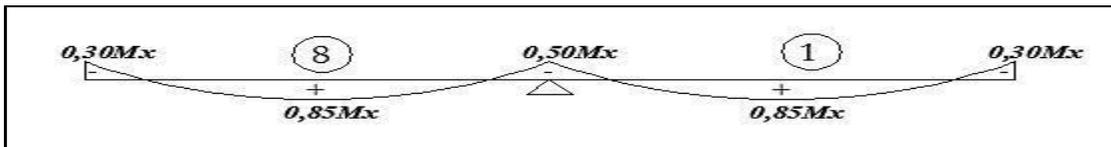
VIII. Les étapes de calcul :

Distribution des panneaux de dalle sur le plans:

Sens x - x :



Sens y - y :



IX. 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)

$$\varnothing_{\max} < \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 14 \text{ cm} \Rightarrow \frac{m}{ax} \leq \frac{14}{10} \quad 1,4 \text{ cm} = 14 \text{ mm}$$

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

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

pour un plancher exposé aux intempéries : $a = 2 \text{ cm}$

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

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

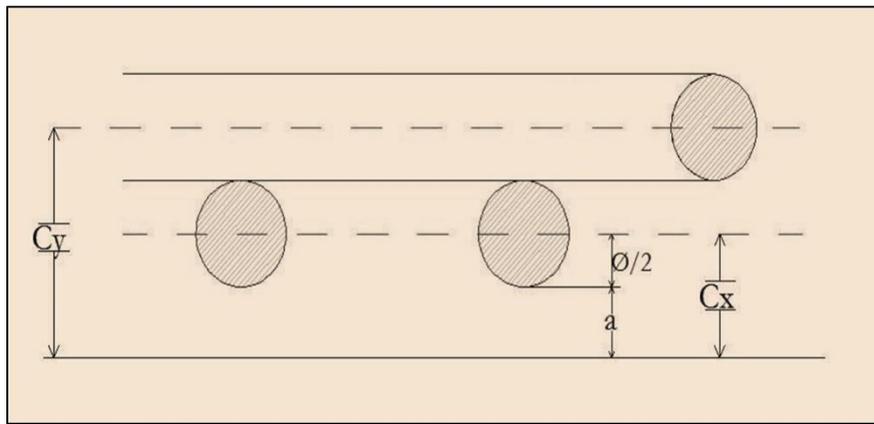


Fig IV.1 : Enrobage

$$\left\{ \begin{array}{l} \underline{C_x} = a + \frac{\varnothing}{2} \quad \Rightarrow \quad \underline{C_x} = (10 + 4) = 14 \text{ mm} \\ \underline{C_y} = a + \frac{\varnothing}{2} + \varnothing \quad \Rightarrow \quad \underline{C_y} = (10 + 8 + 4) = 22 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Les hauteurs utiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = h_d - C_x = 14 - 1,4 = 12,6 \text{ cm} \\ d_y = h_d - C_y = 14 - 2,2 = 11,8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

X. Calcul des sollicitations :

Combinaisons fondamentales :

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

↳ Plancher terrasse (inaccessible) :	G = 747 daN/m²	P = 100 daN /m²
--------------------------------------	----------------------------------	-----------------------------------

$$\text{ELU : } \bar{Q} = 1,35 G + 1,5 P_u = (1,35 \times 747 + 1,5 \times 100)$$

$$\bar{Q} = 1158,45 \text{ daN/m}^2$$

↳	G = 560 daN /m²	P = 150 daN/m²
---	-----------------------------------	----------------------------------

Plancher étage courant :

$$\text{ELU : } \bar{Q}_u = 1,35 G + 1,5 P = (1,35 \times 560 + 1,5 \times 150)$$

$$Q_u = 981 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \bar{Q}_s = G + P = (560 + 150)$$

$$\bar{Q}_s = 710 \text{ daN/m}^2$$

➤ Calcul des moments fléchissant :

On distingue deux types de calculs propres à chaque type de panneau :

a) Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 7,8 ,9, 10) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (7) ($L_x = 4.20 \text{ m}$; $L_y = 10,89 \text{ m}$)

✓ $a = \frac{L_x}{L_y} = 0,38 \Rightarrow a \leq 0,4$	} le panneau (7) porte dans une seule direction
✓ Charge uniformément répartie	

A noté que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau (7) est considéré comme étant encasté au niveau de ces appuis.

↳ **Pour le plancher terrasse :**

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u_u} = \bar{Q} \times 1,00 = 1158,45 \times 1,00 = \mathbf{1158,45 \text{ daN/ml}} \\ Q_s = \bar{Q}_s \times 1,00 = 847 \times 1,00 = \mathbf{847 \text{ daN/ml}} \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = qL_x^2$$

$$\frac{\quad}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = 2554,382 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1867,635 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8 M_{0x} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{tx} = 2043,505 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 1494,108 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

□ Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{qL_x^2}{16} = 0,5 M_{0x} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{ax} = -1277,191 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -933,817 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

↳ Pour le Plancher des étages courants :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u_u} = \bar{Q} \times 1,00 = 981 \times 1,00 = 981 \text{ daN/ml} \\ Q_s = \bar{Q}_s \times 1,00 = 710 \times 1,00 = 710 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = 2163,105 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1565,55 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8 \begin{cases} \text{ELU : } M_{tx} = 1730,484 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 1252,44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } M_{tx} = 1252,44 \text{ daN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{qL_x^2}{16} = 0,5 M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{ax} = -1081,552 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -782,775 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Remarque : Ces calculs sont valables pour le panneau de dalle (7).

b) Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3, 4, 5, 6) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle

(5) ($L_x = 3,90 \text{ m}$; $L_y = 6,79 \text{ m}$)

$$a = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 \Rightarrow 0,4 \leq a \leq 1$$

Charge uniformément répartie

} le panneau (5) porte sur
deux directions

$$M_x^u = \mu_x^u Q_x^u L^2 \Rightarrow U_x = 0,0852 / U_{y=0,272}$$

$$M_y = \mu_y^u \cdot M_y^u$$

Les coefficients réducteur (μ_x et μ_y) sont déterminés en fonction de (a ; u) et relevé du tableau de l'annexe E3 du BAEL.

✓ Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELU) :

↳ Pour le plancher terrasse : $Q_u = 1158,45 \text{ daN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = 0,0852 \times 1158,45 \times (3,9)^2 = 1501,226 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,272 \times 1501,226 = 408,333 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1501,226 = 1125,919 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 408,333 = 347,083 \text{ daN.m}$$

Moment en appui intermédiaires :

Gauche : $M_x^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1501,226 = -750,613$

daN.m Droite : $M_x^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1501,226 = -750,613$

daN.m $M_y^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 408,333 = -204,166$

Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 408,333 = -122,499 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1501,226 = -750,613 \text{ daN.m}$$

Calcul à l'état limite ultime de service (ELS) :



Pour le plancher terrasse :

$$Q_s = 847 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0852 \times 847 \times (3,90)^2 = 1097,620 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,272 \times 1097,620 = 298,552 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_{tx}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 1097,620 = 823,215 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 298,552 = 253,769 \text{ daN.m}$$

Moment en appui intermédiaires :

Gauche : $M_{xS} = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1097,620 = -548,810 \text{ daN.m}$

Droite : $M_{dXS} = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1097,620 = -548,810 \text{ daN.m}$

$$M_{S_{ay}} = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 298,552 = -149,276 \text{ daN.m}$$

Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^s = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 298,552 = -89,565 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^s = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 1097,620 = -548,810 \text{ daN.m}$$

✓ Calcul à l'état limite ultime de résistance (ELU) :



Pour le plancher courants :

$$Q_u = 981 \text{ daN/ml}$$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0852 \times 981 \times (3,9)^2 = 1271,27 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,272 \times 1271,27 = 345,785 \text{ daN.m} \end{cases}$$

• Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1271,27 = 953,452 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 345,785 = 293,917 \text{ daN.m}$$

- Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_{agx}^u = -0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 1271,27 = -635,635$$

$$\text{daN.m Droite : } M_{adx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1271,27 = -$$

$$635,635 \text{ daN.m } M_{ay}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 345,785 = -$$

$$172,892 \text{ daN.m}$$

- Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 345,785 = -103,735 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1271,27 = -635,635 \text{ daN.m}$$

Calcul à l'état limite ultime de service (ELS) :

↳ Pour le plancher courants : $Q_s = 710 \text{ daN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^s = 0,0852 \times 710 \times (3,90)^2 = 920,083 \text{ daN.m} \\ M_y^s = 0,272 \times 920,083 = 250,262 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

- Moment en travée :

$$M_{tx}^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 920,083 = 690,062 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 250,262 = 212,722 \text{ daN.m}$$

- Moment en appui intermédiaires :

$$M_x^S = -0,5 \times M_x^S = -0,5 \times 920,083 = -460,041 \text{ daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^S = -0,5 \times M_x^S = -0,5 \times 920,083 = -460,041 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay}^S = -0,5 \times M_y^S = -0,5 \times 250,262 = -125,131 \text{ daN.m}$$

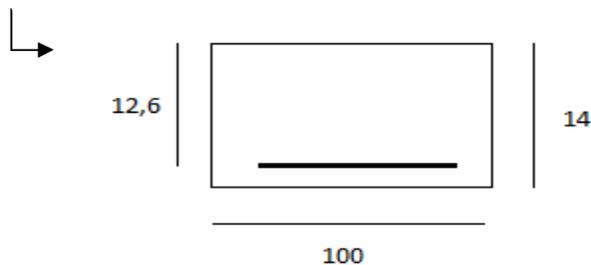
- □ Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^S = -0,3 \times M_y^S = -0,3 \times 250,262 = -75,078 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^S = -0,5 \times M_x^S = -0,5 \times 920,083 = -460,041 \text{ daN.m}$$

XI. Détermination des armatures :

- a) Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 7 , 8 , 9 , 10) :



Plancher terrasse (inaccessible) :

- 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{20435,05}{14,2 \times 100 \times (12,6)^2} = 0,09064$$

$\mu = 0,09064 < \mu_l = 0,392$ (Acier FeE500) □ A' n'existe pas et $1000 < s < 1000$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{500}{1,15} = 455 \text{ Mrra}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1189$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,952$$

M^u

$$A_{tx}^u = \frac{M^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20433,05}{435 \times 0,952 \times 12,6} = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité, CBA91/A4 .2.1) :**

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

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max}(3,91 ; 0,84) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 3,91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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 :**

$$A_{tx}^u = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (\text{T8} \rightarrow e = 12,5 \text{ cm})$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (200 × 300) 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 :**

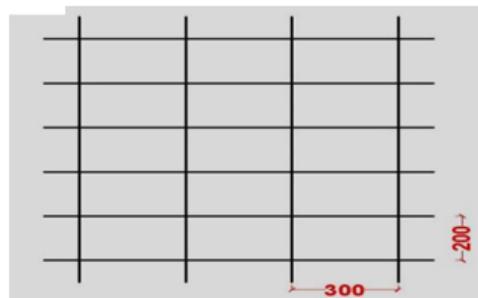
$$D = \frac{14 \times A_u}{b} = \frac{14 \times 4,02}{100} \Rightarrow D = 0,562$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 12,6 \times 0,562 \text{ donc } E = 14,162$$

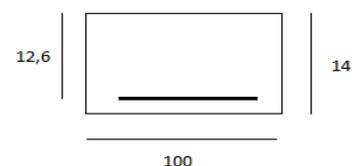
$$\text{d'où } y_1 = 3,24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \times (3,24)^3}{3} + 14 \times 4,02 \times (12,6 - 3,24)^2 \Rightarrow I = 6064,409 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{14941,08}{6064,409} \Rightarrow k = 2,463$$



Enfin $\sigma_b = k \times y_1 = 2,463 \times 3,24 \Rightarrow \sigma_b = 7,98 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$



Conclusion :

La contrainte du béton σ_b étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ($A_u = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

En appuis	$M_{ax}^u = - 12771,91 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = - 9338,17 \text{ N.m}$
-----------	-------------------------------------	--

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{12771,91}{14,2 \times 100 \times (12,6)^2} = 0,0566$$

$$\mu = 0,0566 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \quad \square \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000 \leq s < 1000$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1,1} = 455 \text{ MPa}$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0728$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,971$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12771,91}{455 \times 0,971 \times 12,6} = 2,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4.2.1) :

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

Conclusion :

$$A_{ax}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (2,39 ; 0,84) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 2,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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 :

$$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Etat limite de service (ELS) :

Vérifications de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b ainsi que la contrainte des aciers σ_s et aux déformations.

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{ax}^{ser}	9338,17 N.m
A_u	2,51 cm ² /ml

✓ La vérification de la contrainte des aciers σ_s n'est pas nécessaire (fissuration peu nuisible).

✓ La vérification de la contrainte de béton σ_b passe par les calculs suivants

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{15 \times A_u}{b}$	0,377
E	$2 \times d \times D$	10,241
y_1	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,85 cm
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$	5122,6 cm ⁴
k	$\frac{M_{ax}^{ser}}{I}$	1,339
σ_b	$k \times y_1$	3,81 MPa
$\bar{\sigma}_b$	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

Conclusion :

$$- \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculées à l'ELU
seront maintenues

Plancher étages courants :

En travée	$M_{tx}^u = 17304,84 \text{ N.m}$	$M_{tx}^{ser} = 12524,4 \text{ N.m}$
-----------	-----------------------------------	--------------------------------------

Le principe de calcul pour le plancher des étages courants est le même que pour le plancher terrasse. Les résultats sont illustrés ci-dessous dans les tableaux

Etat limite ultime (ELU) :		
μ	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$	0,0767
α	$1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0998
ξ	$1 - 0,4\alpha$	0,96
A_{tx}^u	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \xi \times d}$	3,28

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{tx}^u	17304,84 N.m
A_u	4,02 cm ² /ml

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
D	$\frac{14 \times A_u}{b}$	0,563
E	$2 \times d \times D$	14,187
y_1	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	3,25 cm
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 14 \times A_u \times (d - y_1)^2$	6064,4 cm ⁴
k	$\frac{M_{tx}^{ser}}{I}$	2,065
σ_b	$k \times y_1$	6,71 MPa
$\bar{\sigma}_b$	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{tx}^{ser}	12524,4 N.m
σ_{bc}	14,2 MPa
σ_s	435 MPa

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour σ_s)

} Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

En appuis	$M_{ax}^u = 10815,52 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = 7827,75 \text{ N.m}$
-----------	-----------------------------------	--------------------------------------

Etat limite ultime (ELU) :		
μ	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$	0,0479
α	$1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0613
λ	$1 - 0,4\alpha$	0,975
A_{ax}^u	$\frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	2,02

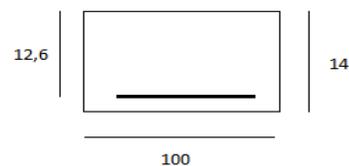
Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{ax}^u	10815,52 N.m
σ_{bc}	14,2 MPa
σ_s	435 MPa

Vérification de la contrainte de béton σ_b		
	$\frac{14 \times A_u}{h}$	0,351
E	$2 \times d \times D$	8,845
y_1	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,643 cm
I	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 14 \times A_u \times (d - y_1)^2$	4099,26
k	$\frac{M_{ax}^{ser}}{I}$	1,909
σ_b	$k \times y_1$	5,045
σ_b	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

Données	Unités
f_{c28}	25 MPa
d	12,6 cm
b	100 cm
M_{ax}^{ser}	7827,75 N.m
A_u	2,51 cm ² /ml

Choix des armatures :

$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$



Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible

(aucune vérification pour σ_s)



Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

b) Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 1, 2, 3, 4, 5, 6) :



Plancher terrasse (inaccessible) : on prend le panneau (6), le plus sollicité

En travée (sens x-x)	$M_{tx}^u = 11259,19 \text{ N.m}$	$M_{tx}^{ser} = 8232,15 \text{ N.m}$
----------------------	-----------------------------------	--------------------------------------

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{11259,19}{14,2 \times 100 \times (12,6)^2} = 0,0499$$

$$\mu = 0,0499 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \quad \square \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000 \square_s > 1000$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,974$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11259,19}{435 \times 0,974 \times 12,6} = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 .2.1) :**

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

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max}(A_{tx}^u; A_{tx}^u) = \text{Max}(2,10; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) **Espacement maximal des armatures :**

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

4) **Choix des armatures :**

$$A_{tx}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (\text{T8} \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (250 × 300) mm constitués de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

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

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

$$D = \frac{14 \times A_u}{b} = \frac{14 \times 2,51}{100} \Rightarrow D = 0,351$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 12,6 \times 0,351 \text{ et donc } E = 8,845$$

d'où $y_1 = 2,64 \text{ cm}$

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

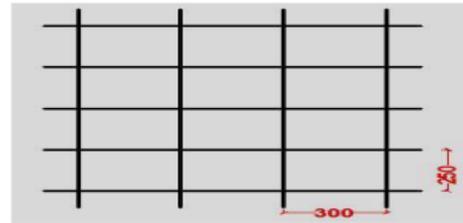
$$I = \frac{100 \times (2,85)^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (13,6 - 2,85)^2 \Rightarrow I = 5122,560 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{9138,45}{5122,560} \Rightarrow k = 1,784$$

et enfin $\sigma_b = k \times$

$$y_1 = 1,784 \times 2,85 \Rightarrow \sigma_b = 5,08 \text{ MPa} < 0,6$$

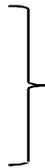
$$f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



Conclusion :

$$-\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s)



Les armatures calculées
à l'ELU seront
maintenues

En appuis (sens x-x)	$M_{ax}^u = - 7506,13 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = - 5488,1 \text{ N.m}$
----------------------	------------------------------------	---------------------------------------

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times |b \times d^2|} = \frac{7506,13}{14,2 \times 100 \times (12,6)^2} = 0,0332$$

$$\mu = 0,0332 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \quad \square \quad A' \text{ n'existe pas et } 1000 \square_s > 1000$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0422$$

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

$$\underline{A}_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7506,13}{435 \times 0,983 \times 12,6} = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2) **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) CBA91/A4 .2.1) :**

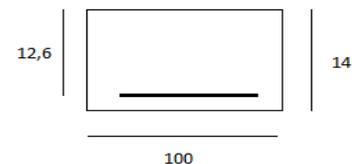
$$A_{ax}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_{ax \text{ min}}^u = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (1,39 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 1,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) **Espacement maximal des armatures :**

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



Sens x-x : en travée

M_{tx}^u	σ (mpa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	$A_{tx}^u(\text{cm}^2)$	Le choix (cm^2)
9534,52	14,2	100	12,6	0,0422	0,0539	0,978	1,78	2,51
D^2	D	E	Y_1	I	M_{tx}^s	k	$\bar{\sigma}$ (mpa)	
0,123	0,351	8,845	2,64	4099,269	6900,62	1,683	4,443	

Choix des Armatures :

5T8/ml $\rightarrow A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

Sens y-y : en travée

M_{ty}^u	σ (mpa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	$A_{ty}^u(\text{cm}^2)$	Le choix (cm^2)
2939,17	14,2	100	11,8	0,0148	0,0186	0,992	0,58	2,01
D^2	D	E	Y_1	I	M_{ty}^s	k	$\bar{\sigma}$ (mpa)	
0,079	0,281	6,632	2,31	2945,171	2127,22	0,722	1,68	

Choix des Armatures :

4T8/ml $\rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$)

Remarque :

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (250 × 300) mm constitué de treillis soudés à haute adhérence (nervuré) de nuance FeE500.

Pour des raisons pratiques nous utiliserons une seule et unique maille (200 × 300) de panneau TS8 pour le ferrailage en travée de tous les planchers sans exception.

Sens x-x : en appui

M_{ax}^u	σ (mpa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	A_{ax}^u (cm ²)	Le choix (cm ²)
6356,35	14,2	100	12,6	0,0281	0,0356	0,985	1,18	2,51
D ²	D	E	Y ₁	I	M_{ax}^s	k	$\bar{\sigma}$ (mpa)	
0,123	0,351	8,845	2,64	4099,269	4600,41	1,122	2,962	

Choix des Armatures :

5T8/ml $\rightarrow A_t = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

Sens y-y : en appui

M_{ay}^u	σ (mpa)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	A_{ay}^u (cm ²)	Le choix (cm ²)
1728,92	14,2	100	11,8	0,00874	0,0109	0,995	0,33	2,01
D ²	D	E	Y ₁	I	M_{ay}^s	k	$\bar{\sigma}$ (mpa)	
0,079	0,281	6,631	2,31	2945,171	1251,31	0,425	0,565	

Choix des Armatures :

4T8/ml $\rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$)

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

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

La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « **article A5.2.2 du**

BAEL91 »

Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.

La contrainte tangentielle : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$

L'effort tranchant est calculé par la méthode suivante :

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \begin{cases} T_x = \frac{Q_{\max}^u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} & \text{Suivant le sens (x - x)} \\ T_y = \frac{Q_{\max} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_y^4 + L_x^4} & \text{Suivant le sens (y - y)} \end{cases}$$

↳ Pour le plancher terrasse : $Q_{\max}^u = 1158,45 \text{ daN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 7) :

$L_x = 4,20 \text{ m}$	$L_y = 10,89 \text{ m}$
------------------------	-------------------------

$$T_x = \frac{1158,45 \times 4,20}{2} \times \frac{(10,89)^4}{(10,89)^4 + (4,20)^4} = 2380,09 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1158,45 \times 10,89}{2} \times \frac{(4,20)^4}{(10,89)^4 + (4,20)^4} = 136,54 \text{ daN/ml}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Donc } T_{\max}^u = 2380,09 \text{ daN/ml} \\ T^u = 2380,09 \times 10 \\ v_u = \frac{T^u}{b \times d} \times 100 = \frac{2380,09 \times 10}{100 \times 12,6 \times 100} \end{array} \right\} Y_u < Y_u \text{ (Sans reprise de bétonnage)}$$

$$v_u = 0,1888 \text{ MPa}$$

$$\bar{Y}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

↳ Pour le plancher des étages courants : $Q_{\max}^u = 981 \text{ daN/m}^2$

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 5)

$$T_x = \frac{981 \times 4,20}{2} \times \frac{(10,89)^4}{(10,89)^4 + (4,20)^4} = 2015,506 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{981 \times 10,89}{2} \times \frac{(4,20)^4}{(10,89)^4 + (4,20)^4} = 105,624 \text{ daN/ml}$$

Donc $T_{\max}^u = 2015,506 \text{ daN/ml}$

XIII. Vérification de la flèche :

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

⇒ Si la poutre est associée à un hourdis ;

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

$$\Rightarrow \frac{b \times A_d}{l_x} \leq \frac{2}{f_e}$$

Où :

lx : portée de la dalle suivant l'axe xx

hd : hauteur de la dalle ;

dx : hauteur utile de la section dans le sens x ;

Ms : moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service dans le sens x ;

Ms : moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens x ;

A : section des armatures tendues et

fe : limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{14}{420} = 0,033 \geq \frac{14941,08}{20 \times 18676,35} = 0,04 \quad \text{C Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

$$\frac{4,02}{100 \times 12,6} \leq \frac{2}{500} = 0,004 \quad \text{C Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Etude des éléments non structuraux

Chapitre V

I. Etudes des escaliers [5]

Définition :

L'escalier: ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

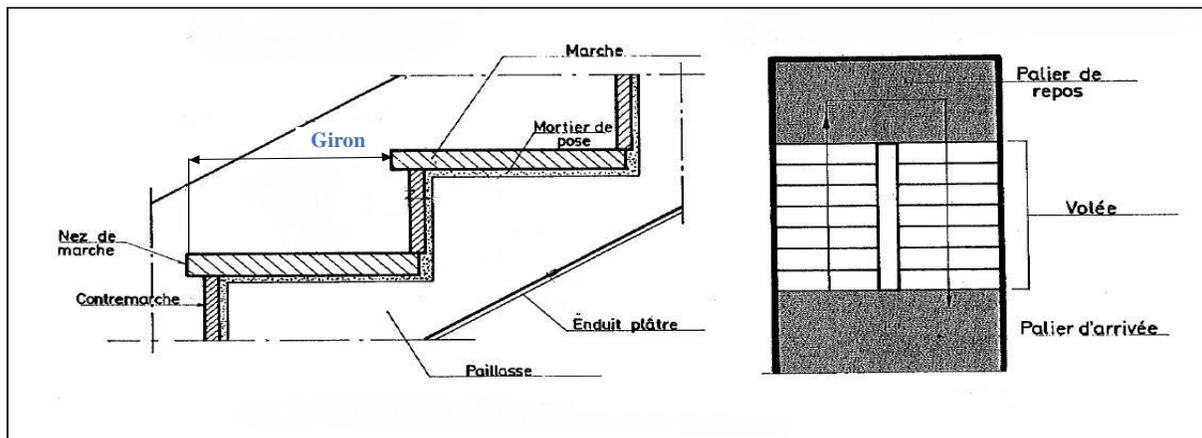
L'escalier est un élément non structural car il ne participe pas à la résistance de la structure dont il fait partie. Sa fonction principale est de desservir les différents niveaux d'un ouvrage en toute sécurité

Il peut être aussi définie comme étant un ensemble de marches conçu de manière à être parcouru par les usagés avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

L'escalier se constitue de :

- La marche : surface horizontal plane, sur laquelle on pose le pied.
- La contremarche : surface verticale plane relie deux marches successives.
- L'emmarchement : largeur praticable de la marche, généralement elle correspond à la plus grande dimension de la marche.
- Le nez de la marche : bord extérieur de la marche.
- Le giron : distance horizontale entre deux nez de marche successive.
- La pailleasse : partie inclinée servent de support aux marches et contremarches.
- Le palier : partie horizontale de départ, d'arrivé d'un escalier.
- Le volé : ensemble de marches (3 au minimum) de palier a palier.

La figure ci-dessous montre un schéma décrivent les composants d'un escalier :



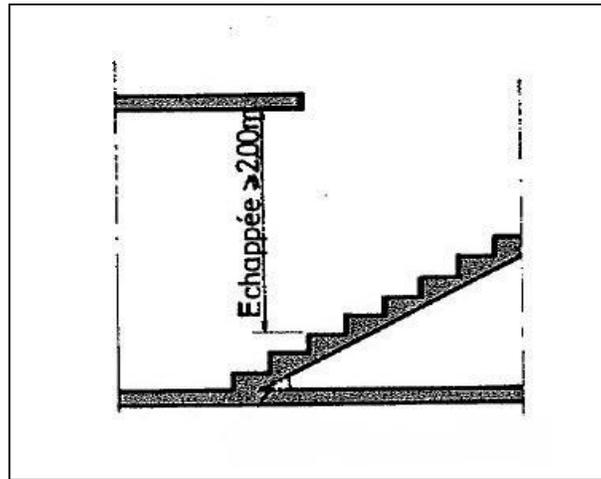


fig V.1 : schéma de l'escalier

Il existe plusieurs types d'escalier, on les distingue selon la nature de l'élément de résistance sur le quelle ils s'appuient. Les plus courants sont :

- Escalier a paillasse porteuse.
- Escalier a marche porteuse.

Notre ouvrage comporte un seule type, escalier à paillasse porteuse.

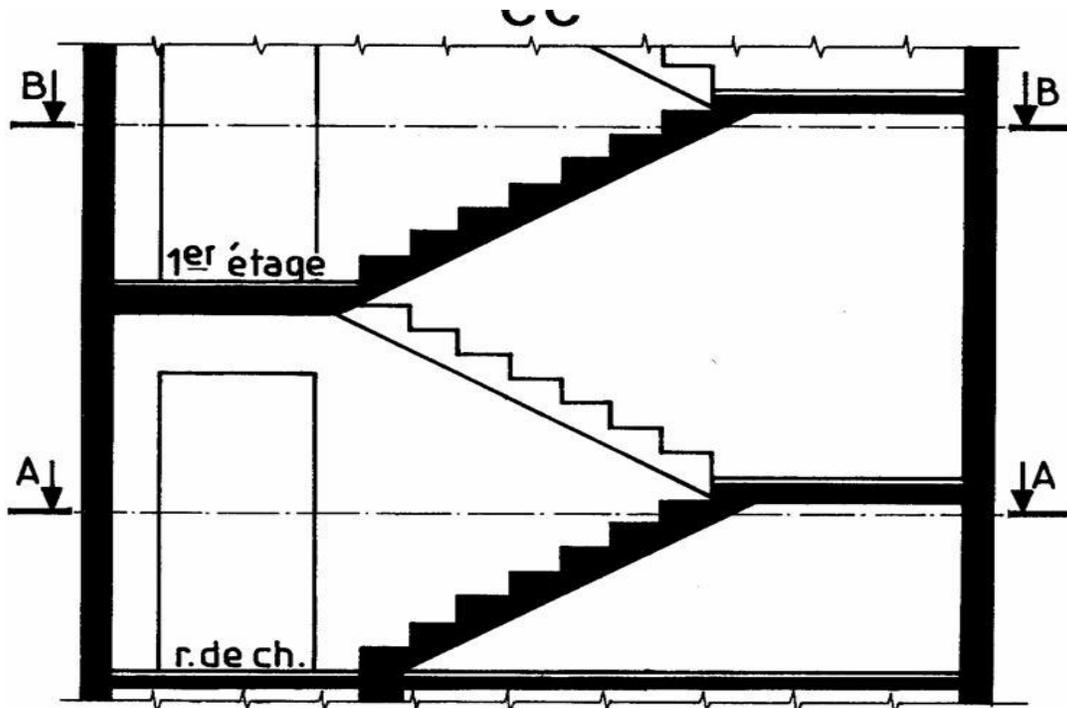


Fig VI.2 : plan de la cage d'escalier

Remarque :

Notre escalier comporte 3 volées et il est entouré par deux voiles en béton armé sur les côtés et un mur (double cloison) en brique sur le 3ème coté.

II. Dimensionnement :

a) Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :

➤ D'après la formule de BLONDEL, on a

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

g : giron

h : hauteur d'une marche.

On prend :

h = 17cm et g = 30cm.

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

$$\Rightarrow 59cm \leq 30 + 2 \times 17 = 62cm \leq 66cm \quad (\text{Condition vérifié})$$

b) Calcul du nombre de marche et de contre marche :

➤ D'après la formule suivante :

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$$\left\{ \begin{array}{l} n = N_c - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marches pour la volée 1 et volée 2.} \end{array} \right.$$

On aura 18 contres marches pour RDC (9 contre marches pour la volée 1; et 9 pour la volée 2)

c) L'angle d'inclinaison (a) :

➤ On a g = 30cm et h = 17cm

$$\text{tg } a = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow a = 29,53^\circ$$

d) Dimension des volées :

➤ Volée (1) et (2):

- Longueur (Lp): $L' = \frac{24}{\cos(29.53)} = 2.75m$

- Lpaillasse = L' + Lpalier = 2.75 + 1.50 = 4.25m.

Epaisseur (e_p) :

Condition de résistance : $\frac{L_{paillasse}}{30} < e_p < \frac{L_{paillasse}}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} < e_p < \frac{425}{20}$

$e_p = (14.16 ; 21.25) \text{ cm} \Rightarrow$ On prend: $e_p = 15\text{cm}$

III. Descente des charges des escaliers :

a) Charge permanente de la Paillasse « G » :

Matériau	Formule	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + Matériaux de pose)	/	104
Revêtement vertical	(104 × h/g)	55,46
Poids propre des marches	(2500 × h/2)	176
Poids propre de la paillasse	(2500 × e _p /cosa)	426,14
Enduit au ciment	(18 × 1,5/cosa)	30,68
		792,28

b) Charge permanente du Palier « G » :

Matériau	Formule	G (daN/m ²)
Revêtement horizontal (Carrelage + Matériaux de pose)	/	104
Poids propre du palier	$(2500 \times e_p / \cos \alpha)$	375
Enduit au ciment ($e_p = 1,5$ cm)	$(18 \times e_p)$	27
Cloisons légères	/	50
		566

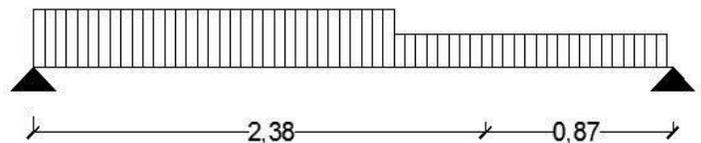
c) Charges d'exploitations « Q » :

Escalier (RDC + les autres étages) : Q = 250 daN/m²

IV. Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages) :

a) Paillasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \\ P_u = 1,35 \times 792,28 + 1,5 \times 250 \end{array} \right.$$



$$P_u = 1444,58 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 792,28 + 250$$

$$P_{ser} = 1042,28 \text{ daN/m}^2$$

b) Palier :

$$\text{ELU : } P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 566 + 1,5 \times 250$$

$$P_u = 1125,6 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{ELS : } P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 566 + 250$$

$$P_{\text{ser}} = 806 \text{ daN/m}^2$$

Remarque :

On distingue schéma d'escalier dans notre ouvrage, illustrés sur les figures() ci- dessous.

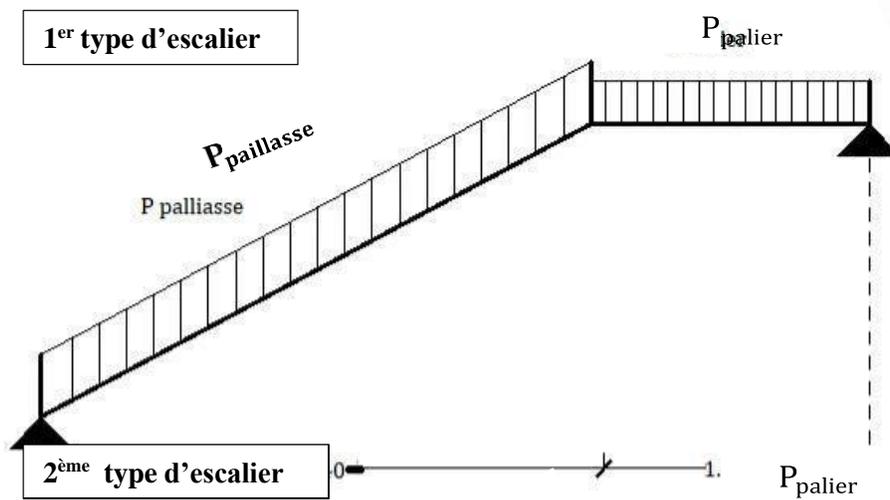


Fig VI.3 : Schéma statique des escaliers

V. Calcul du 1er type d'escalier :

$$\hookrightarrow P_{\text{pai}} = 1444,58 \text{ daN/m}^2 \quad P_{\text{pal}} = 1125,6 \text{ daN/m}^2$$

$$P_{\text{gai}} = 1042,28 \text{ daN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

a) Calcul des réactions :

b) $\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_{\text{AE}} = 2310,3 \text{ daN}$

c) $\sum M_{/\text{AE}} = 0 \Rightarrow R_B = 2107,07 \text{ daN}$

Vérification :

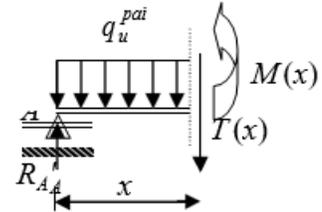
$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= 2310,3 + 2107,07 \\ &= 1444,58 \cdot 2,38 + 1125,6 \cdot 0,87 = 4417,37 daN \end{aligned}$$

b) calcul des efforts tranchants et des moments fléchissons

(M ; T) :

⇒ **Section 1 - 1** : $0 \leq x \leq 2.38$

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - p_u^{pai} \cdot x \\ M(x) &= R_A \cdot x - p_u^{pai} \cdot \frac{x^2}{2} \end{aligned}$$



$$T(x) = 2310,3 - 1444,58 \cdot x$$

$$M(x) = 2310,3 \cdot x - 1444,58 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(0) = 2310,3 daN$$

$$x = 0 \Rightarrow \{ \quad (0) = 0 \quad \Longrightarrow \quad x = 2,38 \Rightarrow$$

M

$$T(2,38) = -1127,8 daN$$

$$\{ M(2,38) = 1407,17 daN \cdot m$$

✓ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

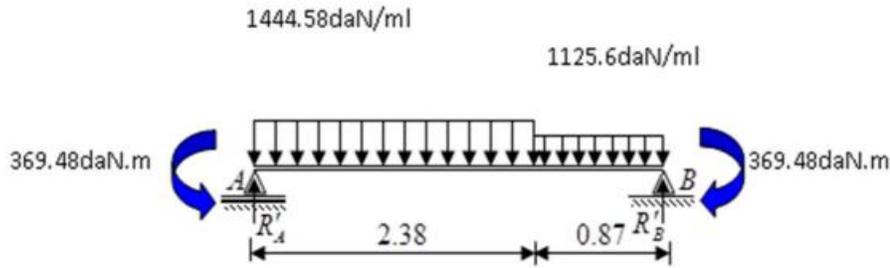
$$\begin{aligned} M_{m_{max}} \\ M(1,6) &= 1847,42 daN \cdot m \end{aligned}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0,2 M_{max}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M^u = 0,8 M_{max t}$$



c) Recalculée les réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R'_A = 2310,3 daN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R'_B = 2107,07 daN$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

a) Calcul des réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = 1666,19 daN$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 1515,66 daN$$

Vérification :

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= 1666,19 + 1515,66 \\ &= 1042,28 \cdot 2,38 + 806 \cdot 0,87 = 3181,85 daN \end{aligned}$$

b) calcul des sollicitations (M ; T) :

⇒ Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,38$

$$T(x) = R_A - p_s^{pai} \cdot x$$

$$M(x) = R_A \cdot x - p_s^{pai} \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 1666,19 - 1042,28 \cdot x$$

$$M(x) = 1666,19 \cdot x - 1042,28 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 1666,19 daN \\ M(0) = 0 \end{cases} \Rightarrow$$

$$x = 2,38 \Rightarrow \begin{cases} T(2,38) = -814,44 daN \\ M(2,38) = 1013,59 daN \cdot m \end{cases}$$

- Calcul du moment fléchissant maximum :

- ✓ Moment en appuis :

$$M_a^s = -0,2M_{max}$$

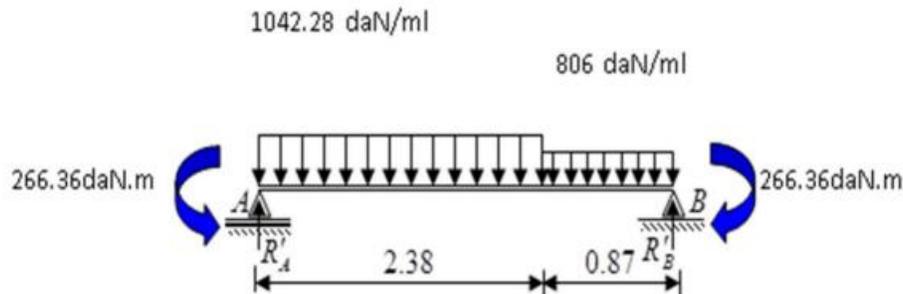
- ✓ Moment en travée :

$$M_t^s = 0,8M_{max}$$

- c) Recalculée les réactions :

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R'_A = 1666,19 \text{ daN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R'_B = 1515,66 \text{ daN}$$



- ↳ **Calcul du ferrillage :**

En travée	$M_t^u = 1477,93 \text{ daN.m}$
-----------	---------------------------------

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

- a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

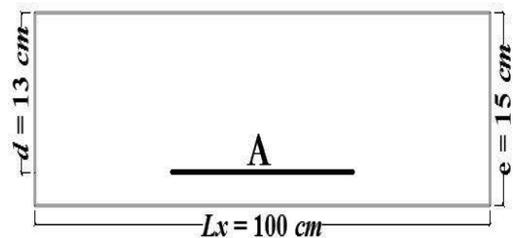
$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14779.3}{14,2 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$



b) Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{14779.3}{348 \cdot 0,97 \cdot 13} = 3,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_t = \max\left(A_{cal}; A_{cm^2/ml_{min}}\right)$$

$$A_{cm^2/ml_{min}} = A_0 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2.1}{400} \text{ cm}^2 / \text{ml}_{min}$$

d) Choix des armatures:

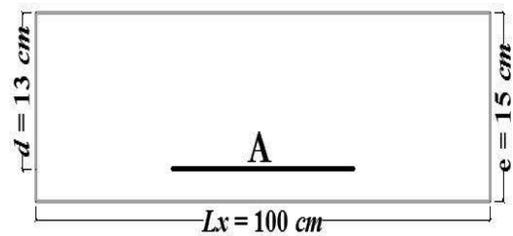
➤ Etat limite de service (ELS) :

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

-Flexion simple

-Section rectangulaire sans A'

-Acier FeE400



$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{1477,93}{1065,43} = 1,39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > \alpha = 0,08 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)

Les armatures calculées en ELU

sont maintenues

➤ Armatures de répartition :

$$A_t^r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.37}{4} = 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$\begin{aligned} 5T8/ml &\longrightarrow A = 2.51 \text{ cm}^2/ml \\ (T8 &\longrightarrow e = 25\text{cm}). \end{aligned}$$

En appuis	$M_a^u = -369,48 \text{ daN.m}$
-----------	---------------------------------

➤ Etat limite ultime (ELU) :

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3694.8}{14.2 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

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

b) Détermination des armatures:

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3694.8}{348 \cdot 0,99 \cdot 13} = 0.82 \text{ cm}^2/ml$$

c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_t = \max\left(A_{cal}; A_{cm^2/ml} \right)_{min}$$

$$A_{cm^2/ml} = A0 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2.1}{400}$$

d) Choix des armatures :

$$\begin{array}{l} 5T8/ml \quad \longrightarrow \quad A = 2,51cm^2/ml \\ (T8 \quad \longrightarrow \quad e = 25cm). \end{array}$$

En appuis	$M_a^{ser} = -266,36 \text{ daN.m}$
------------------	-------------------------------------

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans } A' \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} ? \\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_b \leq \sigma = 15 \text{ MPa} \end{array}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{369,48}{266,36} = 1,39$

$$\frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,019 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b \leq \sigma = 15 \text{ MPa} \\ - \text{Fissuration peu nuisible} \\ \underline{A} \text{ (Aucune vérification pour } \sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

armatures de répartition :

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1,57}{4} = 0,39 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des armatures :

$$\begin{array}{l} 5T8/ml \quad \longrightarrow \quad A = 2,51cm^2/ml \\ (T8 \quad \longrightarrow \quad e = 25cm). \end{array}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$r_u = \frac{\max_{ux}}{h \times d} = \frac{23103}{100 \cdot 13 \cdot 100}$$

$$T_u^{\max} = 2310,3 \text{ daN}$$

$$\bar{r}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$r_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{r}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

} ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

VI Calcul du 2ème type escalier

Calcul des sollicitations :

$$P_u^{pal} = 1444,58 \text{ daN/m}^2$$

$$P_s^{pal} = 1042,28 \text{ daN/m}^2$$

$$P_u^{pal} = 1125,6 \text{ daN/m}^2$$

$$P_u^{pal} = 1125,6 \text{ daN/m}^2$$

$$P_s^{pal} = 806 \text{ daN/m}^2$$

$$P_s^{pal} = 806 \text{ daN/m}^2$$

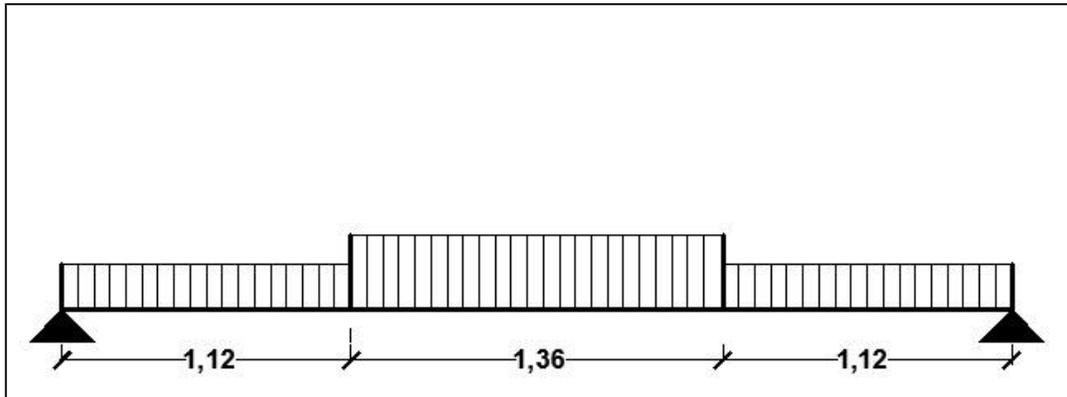


Fig VI.4 : Schéma statique du 2ème type d'escalier

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

a) **Calcul des réactions :**

$$\sum Fv = 0 \Rightarrow (1125,6 \times 1,12 \times 2) + (1444,58 \times 1,36) = 4490,05 daN$$

$$R_{\bar{A}} + R_{\bar{B}} = 4490,05 daN \quad \square \quad R_{\bar{A}} = R_{\bar{B}} = 4490,05/2 = 2245,03 daN$$

$$R_{\bar{A}} = R_{\bar{B}} = 2245,03 daN$$

b) **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0,4M_{max}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_u = 0,6M_{max}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

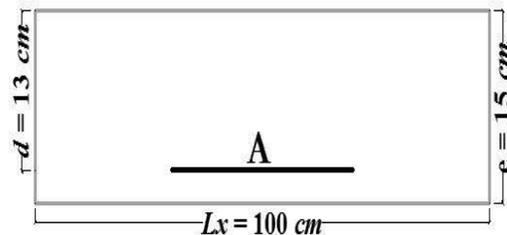
$$\sum Fv = 0 \Rightarrow R_{\bar{A}} + R_{\bar{B}}$$

$$= (806 \times 1,12 \times 2)$$

$$+ (1042,28 \times 1,36)$$

$$= 3222,94 daN$$

$$R_{\bar{A}} = R_{\bar{B}} = 3222,94/2 = 1611,47 daN$$



c) **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

$$M_{max}$$

$$M_{max}$$

✓ **Moment en appuis :**

$$M_a^s = -0,4M_{max}$$

✓ **Moment en travée :**

$$M_s = 0,6M_{max}$$

t

↳ Calcul du ferrailage :

En travée	$M_t^u = 687,63 \text{ daN.m}$
-----------	--------------------------------

➤ Etat limite ultime (ELU) :

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{6876,3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_{EB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\frac{1000s}{s} > \frac{1000s}{l} \Rightarrow \sigma = \frac{f_e}{\gamma} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99 \quad |$$

b) Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6876,3}{348 \times 0,99 \times 13} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

$$A_t = \max\left(A_t; A_{\min} \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2.1}{400} \text{cm}^2/\text{ml}\right)\right)_{\min}$$

d) **Choix des armatures :**

5T10/ml \longrightarrow A = 3,93cm²/ml
 (T10 \longrightarrow e = 25cm).

En travée	M _t ^{ser} = 493,43daN.m
-----------	---

► **Etat limite de service (ELS) :**

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

<ul style="list-style-type: none"> - Flexion simple - Section rectangulaire sans A' - Acier FeE400 	}	<p style="text-align: center;">?</p> $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$ $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
---	---	--

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{687,63}{493,43} = 1,39$
 $\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.036 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

<ul style="list-style-type: none"> - $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ - Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s) 	}	\Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues
--	---	--

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

5T8/ml \longrightarrow A = 2,51cm²/ml
 (T8 \longrightarrow e = 25cm).

En appuis M_a^u = -458,42 daN.m

➤ Etat limite ultime (ELU) :

a) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{a^a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{4584,2}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,019$$

$$\mu = 0,019 < \mu_{EB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000s_s > 1000s_l \Rightarrow s = \frac{f}{k} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,99$$

b) Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4584.2}{348 \times 0.99 \times 13} = 1.02\text{cm}^2/\text{m}_L$$

c) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

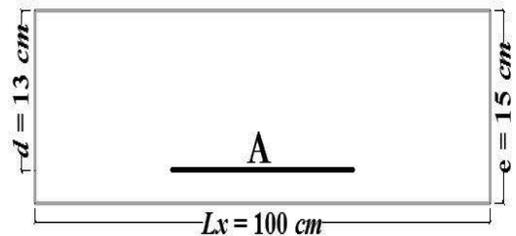
$$A_t = \max\left(A_t; A_{\min} \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2.1}{400} \text{cm}^2/\text{ml}\right)_{\min}\right) / \text{m}_L$$

d) Choix des armatures

5T8/ml
(T8)



A = 2,51cm²/ml
e = 25cm).



En appuis	$M_a^{ser} = -328,95 \text{ daN.m}$
-----------	-------------------------------------

Etat limite de service (ELS) :

Il faut vérifier les conditions suivantes pour pouvoir utiliser le raccourci :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Flexion simple} \\ \text{-Section rectangulaire sans } A' \\ \text{-Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} ? \\ \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma} = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_b \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \end{array}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_d^M}{M_d^{ser}} = \frac{458.42}{328.95} = 1.39$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \geq \alpha = 0.024 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)
- } \Rightarrow Les armatures calculées en ELU sont maintenues

Armatures de répartition :

\Rightarrow **Armatures de répartition :**

$$A_r^a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.39 \text{ cm}^2/m_L$$

\Rightarrow **Choix des armatures :**

5T8/ml \longrightarrow A = 2,51cm²/ml
 (T8 \longrightarrow e = 25cm).

► Vérification des contraintes de cisaillement : $T_u^{max} = 2245,03 \text{ daN}$

$$\tau_u = \frac{\tau_{ux}^{max}}{b \times d} = \frac{2245,03}{100 \times 13 \times 100}$$

- $\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$
 - $\tau_u = 0,173 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

VI. L'acrotère :

Définition :

L'acrotère est un muret en béton armé situé en bordure d'une toiture – terrasse, il est dit « bas » lorsque sa hauteur, mesurée par rapport à la couche de protection d'étanchéité, est inférieur à 30 cm, dans le cas contraire, c'est un acrotère « haut ».

L'acrotère a pour but d'empêcher l'eau de pluie de s'infiltrer derrière la relève d'étanchéité et ceci est possible grâce à sa partie saillante (becquet ou bandeau saillant), il peut également assurer la sécurité des usagers dans le cas d'une toiture- terrasse accessible en jouant un rôle de garde-corps.

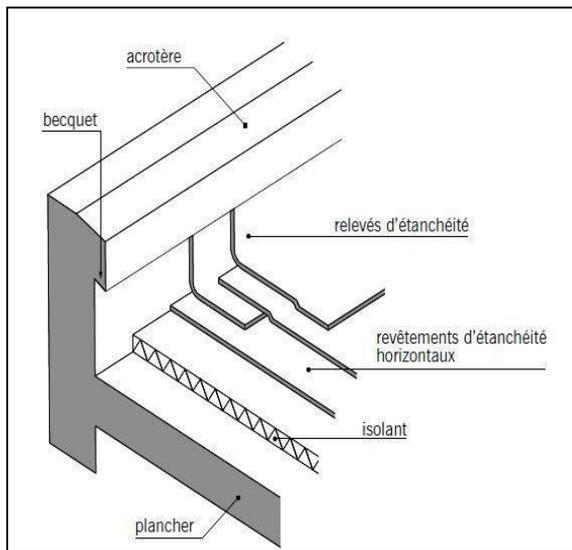


Fig VI.5 : schéma d'un acrotère bas

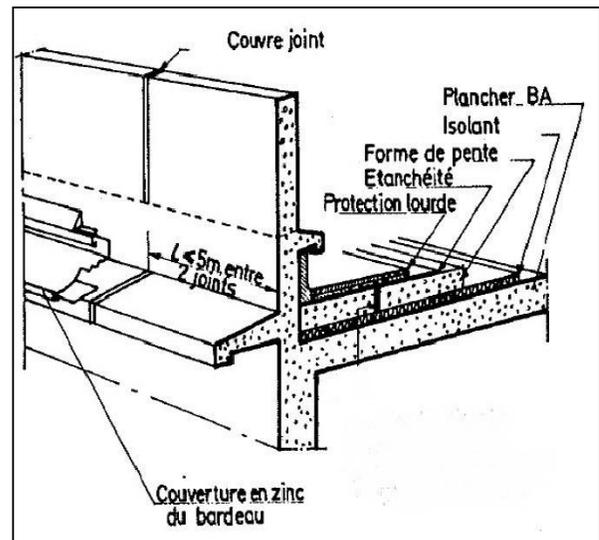


Fig VI.6 : schéma d'un acrotère haut

Calcul des sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base, au plancher terrasse.

D'après l'article 6.2.3 du RPA99/2003, les éléments non structuraux sont soumises à des forces horizontale de calcul, noté « Fp » et calculé par la formule suivante :

$$FP = 4 \times A \times CP \times WP$$

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

CP : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1).

WP : Poids de l'élément considéré.

Et soumise à un moment du a cette force horizontale
Notre ouvrage comporte ce type d'acrotère illustré dans la figure ci-dessous

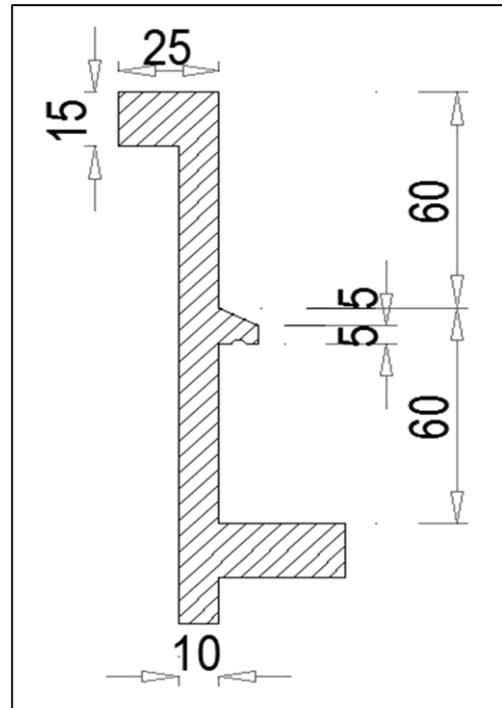


Fig VI.7 : schéma de l'acrotère étudié

a) le poids propre de l'acrotère **Wp :**

$$WP = 2500 \times (S1 + S2 + S3+ S4) \times b$$

$$\left[\begin{array}{l} S_1 = 1,05 \times 0,1 \\ S_2 = 0,15 \times 0,25 \\ S_3 = 0,1 \times 0,05 \\ S_4 = \frac{0,1 \times 0,05}{2} \\ \mathbf{b} = 1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow WP = 556,25 \text{ daN}$$

b) La force horizontale F_p :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II. a)} \\ C_p = 0,8 \text{ (Elément en console)} \\ F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 556,25 \\ F_p = 267 \text{ daN} \end{array} \right.$$

c) Effort normal et moment fléchissant :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} N_u = 1.35W_p \\ M_u = 1.5.F_p.L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 556.25 \\ M_u = 1.5 \times 267 \times 1.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 750.94 \text{ daN} \\ M_u = 480.6 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \Rightarrow N_{ser} = 556.25 \text{ daN} \\ M_{ser} = F_p.L \Rightarrow M_{ser} = 320.4 \text{ daN.m} \end{cases}$$

VII. Détermination de la section des armatures :

Le calcul du ferrailage sera fera en flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm et donc la section de calcul est (100× 10) cm².

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

➤ État limite ultime (ELU) :

a) Position du point d'application de l'effort normal (N) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{480,6}{750,94} = 0,64m$$

$$e_u = 0,64m > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03m$$

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

⇒ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times e = N_u \times (e_0 + \frac{h}{2} - c) = 750,94 \times (0,1 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 97,62 daN.m$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{976,2}{14,2 \times 100 \times (8)^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,0011 < \mu_{\text{EB}} = 0,186 \Rightarrow A' N' \text{ existe pas.}$$

$$1000s > 1000s \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

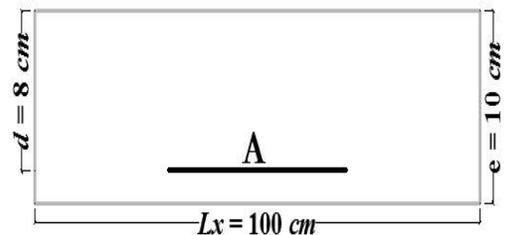
$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,014$$

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

c) Détermination des armatures:

Armature longitudinale :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{976,2}{348 \times 0,994 \times 8} = 0,35 \text{ cm}^2/ml$$



⇒ On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,31 - \frac{7509,4}{100 \times 348} = 0,22 \text{ cm}^2/ml$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = \frac{0,22}{4} \Rightarrow A_r = 0,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d) Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :

D'après l'article B5.3 du CBA93, pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique avec un béton armée d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0,25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2,4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton

$$\left\{ \begin{array}{l} A \text{ cm}^2/\text{ml}_{\min} \\ A_t = (; A \text{ cm}^2/\text{ml}_{\min} \\ A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2.50}{4} = 1.25 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right. L$$

e) Choix des armatures :

-Armature longitudinale :

$$5\text{T8}/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

-Armatures de répartition :

$$5\text{T8}/\text{ml} \rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{320,4}{556,25} = 0,58\text{m}$$

$$e_0 = 0,58\text{m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

⇒ Le point d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section.

⇒ Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

a) Détermination des contraintes :

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et

y2 : La distance du point C à l'axe neutre

$$y1 = y2 + c$$

N est un effort de compression $\square y2 \square 0$.

C se trouve à l'extérieur de la section $\square c$ sera considéré comme négatif.

b) Calcul des contraintes :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24cm \Rightarrow c = -24cm$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24) \quad p = -1614,82$$

$$q = -2c^3 - \frac{90AF}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8 + 24)^2 \quad q = 24026,11$$

y2 est la solution de l'équation

$$y3 + p \cdot y2 + q = 0 \Rightarrow y3 - 1614,82y2 + 24026,11 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 = -46579385 < 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta < 0 \Rightarrow \cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 24026,11}{2 \times (-1614,82)} \times \sqrt{\frac{-3}{-1614,82}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ \\ a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \times \sqrt{\frac{1614,82}{3}} = 46,40 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} y_{11} = a \cos (\varphi/3) = 46,4 \times \cos (54,58) = 26,89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos ((\varphi/3) + 120^\circ) = -46,19 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$y_{33} = a \cos ((\varphi/3) + 240^\circ) = 19,30 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 556,25 \text{ daN} \\ M_{ser} = 320,4 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

$$y_{23} = \max (y_{11} ; y_{22} ; y_{33}) = 26,89 \text{ cm}$$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 2,89 < 10 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$D'où : y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

c) Calcul du moment statique :

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{5562,5}{100 \times 116,37} = 0,48$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,48 \times 2,89 = 1,39MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,48 \times (8 - 2,89) = 36,8MPa$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable :

Avec : FeE400 \Rightarrow $\gamma_s = 1,6$ et $f_e = 400MPa$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = 201,63MPa$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 MPa \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 MPa \end{array} \right\} \text{ Les armatures calculées en E.L.U. sont maintenues}$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{maxP}$$

$$r_u = \frac{\max_{ux}}{h.d} = \frac{4005}{100 \times 8 \times 100}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{r}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25MPa \\ r_u = 0,05MPa < \bar{r}_u = 1,25MPa \\ \text{- Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

Etude
Sismique de la structure

Chapitre VI

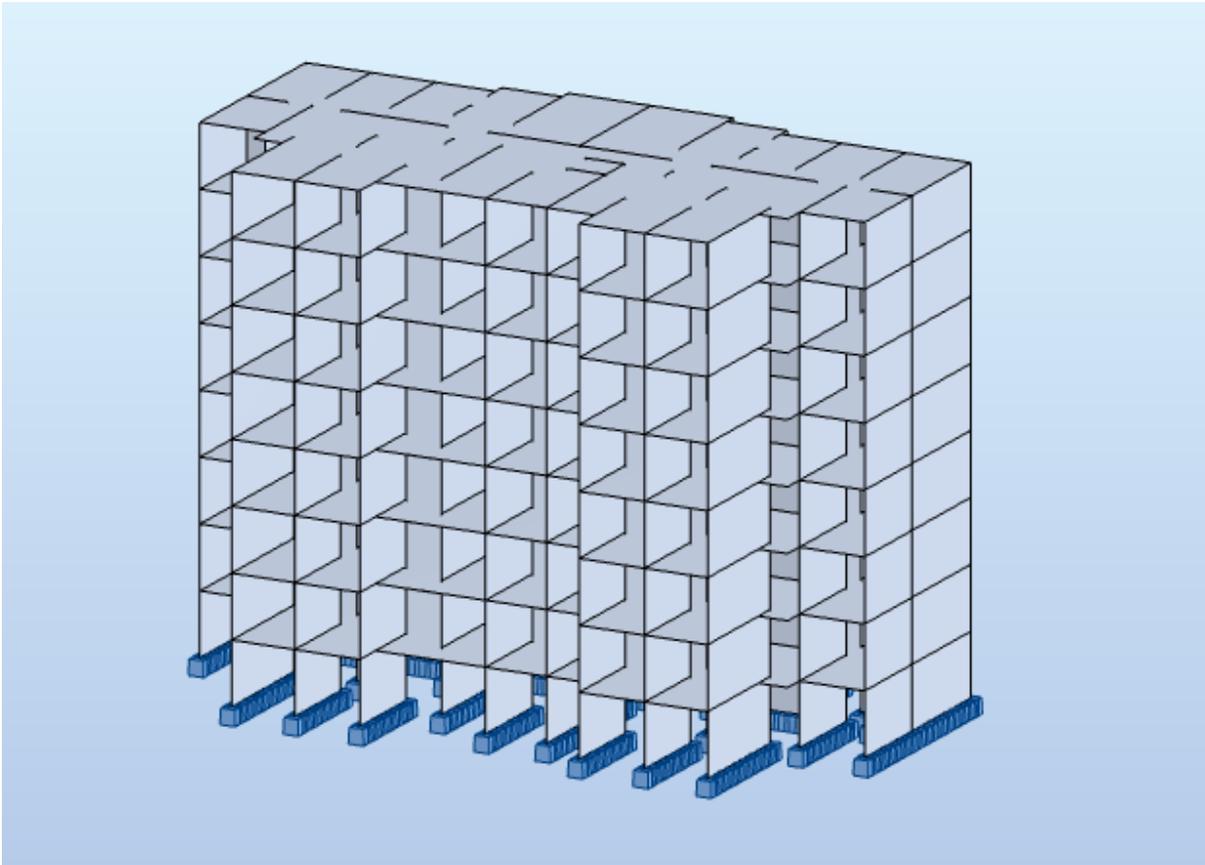


Schéma du bâtiment modélisé par robot

I. Introduction : [6]

Un séisme est un phénomène naturel imprévu, il est le résultat d'une libération d'énergie potentielle accumulée dans les roches, provoqué par un jeu de mouvement des plaques tectoniques.

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

Durant l'année 2014, le nord de l'Algérie a connu une activité sismique assez mouvementée de l'ordre de 80 tremblements de terre par mois selon le CRAAG (Centre de recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique) dont certains ne sont pas ressentis par la population et pour cause ce phénomène n'est pas étranger à l'Algérie qui est située sur une zone sismique modérée.

Le séisme est pour une construction, une sorte d'épreuve de vérité au cours de 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.

II. 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.

III. Condition d'application pour chaque Méthode :

a) La méthode statique équivalente :

Elle est utilisé si :

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

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

Zone I :

tous groupes.

Zone II :

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

Zone III :

-groupes d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

-groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

-groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

b) La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

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

c) La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes :

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

IV. Choix de la méthode de calcul :

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

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

- Notre bâtiment appartient au groupe d'usage 2 avec une hauteur de 28,80 m, hors il est supérieur à la hauteur de 23 m exigé par l'article 4.1.2 du RPA99/2003.
- Notre ouvrage présente une configuration irrégulière en plan d'après l'article 3.5.1 du même règlement.

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

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

V. Présentation du logiciel ROBOT :

Créé à l'origine par l'entreprise Robobat sous le nom de Robot Millenium, le logiciel Robot est devenu avec le rachat de Robobat par la société Autodesk Robot Structural Analysis. Logiciel de CAO / DAO (mais plutôt CAO que DAO), il permet de modéliser, calculer, vérifier, dimensionner différentes structures du Génie Civil. Cette dernière étape permet de définir des notes de calcul ainsi que des plans de ferrailage.

L'intégration de ce logiciel à la société Autodesk lui a permis de devenir une pièce maîtresse dans le BIM. En effet, des maquettes numériques réalisées sous Revit ou des plans réalisés sous

Autocad peuvent être directement importés sous Robot. Les plans de ferraillements peuvent, eux, être exportés et exploités directement sous Autocad, permettant une meilleure circulation des documents et une rapidité d'exécution dans les calculs.

VI. Principe de la méthode statique équivalente :

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

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

VII. Application de La méthode :

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

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : valeurs du coefficient de comportement

W : Poids totale de la structure.

Coefficient d'accélération de zone « A » :

Il dépend de la zone et le groupe d'usage du bâtiment, Donné par le tableau

4-1 du RPA99 v 2003.

La zone d'implantation de notre structure est située à Mostaganem, classée zone II (moyenne sismicité) sur la carte de zonage sismique algérienne. Notre structure appartient au groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne) d'après le même règlement (page 22).

Résultat : $A = 0,15$ { Zone II
Groupe d'usage 2

• **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0\text{sec} \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0\text{sec} \end{cases} \quad (4.2)$$

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites fermes (**S2**), donc **T₂ = 0,40 sec**

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

$$\alpha = \sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

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

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

$$l = \sqrt{7/(2 + 10)} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\Rightarrow l = 0,76 \geq 0,7.$$

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

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) \Rightarrow $h_N = 24,48\text{m}$

CT : 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 CT = 0,050

$$T = 0,050 \times (24,48)^{3/4} \Rightarrow T = 0,55 \text{ Sec}$$

Remarque :

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

$$T = 0,09h_N/\sqrt{D} \quad (4.7)$$

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

$$\begin{cases} D_x = 32,86\text{m} \\ D_y = 17,78\text{m} \\ T_x = 0,09 \times 24,48/\sqrt{32,86} \Rightarrow T_x = 0,38\text{sec} \\ T_y = 0,09 \times 24,48/\sqrt{17,78} \Rightarrow T_y = 0,52\text{sec} \end{cases}$$

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 :

$$\begin{cases} T(x) = \min(T; T_x) \Rightarrow T(x) = \min(0,55; 0,38) \Rightarrow T(x) = 0,38\text{sec} \\ T(y) = \min(T; T_y) \Rightarrow T(y) = \min(0,55; 0,52) \Rightarrow T(y) = 0,52\text{sec} \end{cases}$$

En fin, d'après (4.2) :

$$0 \leq T(x) = 0,38\text{sec} \leq T_2 = 0,4\text{sec} \Rightarrow D = 2,5\eta$$

$$T_2 = 0,40\text{sec} \leq T(y) = 0,52\text{sec} \leq 3,0\text{sec} \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3}$$

$$D(x) = 2,5 \times 0,76 \Rightarrow D(x) = 1,9$$

$$D(y) = 2,5 \times 0,76 \times (0,40/0,52)^{2/3} \Rightarrow D(y) = 1,59$$

- **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 :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

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

On aura donc :

Critère q	P _{qx}	P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
	0,15	0,1

$$Q = 1 + \sum Pq \Rightarrow QX = 1,15$$

$$QY = 1,10$$

- **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

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

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

- **Poids totale de la structure « W » :**

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

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

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

W_{Qi}: charges d'exploitation.

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

Le poids totale de la structure : $W = 37546,6664 \text{ KN}$

En fin

$$\begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D(x) \cdot Q}{R} w = \frac{0,15 \times 1,9 \times 1,15}{3,5} \times 37546,66 & \begin{cases} V_x = 3515,97 \text{KN} \\ V_y = 2814,39 \text{KN} \end{cases} \\ V_y = \frac{A \cdot D(y) \cdot Q}{R} w = \frac{0,15 \times 1,59 \times 1,1}{3,5} \times 37546,66 \end{cases}$$

VIII. 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.

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

$$\text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} = 4404,59 \text{ KN} > 0.8V_x = 2812,78 \text{ KN} \text{ Condition vérifié} \\ V_{Dy} = 5341,88 \text{ KN} > 0.8V_y = 2251,51 \text{ KN} \text{ Condition vérifié} \end{array} \right.$$

IX. 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 « Sa/g » d'un point du sol sous l'effet des secousses sismiques en fonction de la période propre de leurs oscillations non amorties.

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

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

X. Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

La modélisation par simulation numérique sur ordinateur a connu une évolution importante ces dernières années, ce qui a pour résultat :

- ✓ de mieux circoncire 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, encasté 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).

XI. 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.

XII. Résultats de l'analyse :

a) Période et facteur de participation massique :

D'après le (art 4.3.4) de RPA 99 / VERSION 2003

$$K = 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad t_k < 0.2 \text{ sec}$$

$$N=8 \quad \rightarrow \quad K = 9 \quad T = 0.04 \text{ sec} \quad \text{Condition vérifié}$$

donc en prendre nombre des modes 13

Mode	Période (seconde)	Facteurs de Participation Massique (en%)	
		U _x	U _y
1	0,60	69,17	0,04
2	0,36	69,21	66,52
3	0,34	69,31	67,46
4	0,15	87,12	67,47
5	0,08	87,12	86,02
6	0,08	87,15	86,32
7	0,07	93,01	86,33
8	0,06	93,01	86,36
9	0,05	95,44	86,36
10	0,05	95,44	86,73
11	0,04	96,45	86,73
12	0,04	96,48	87,33
13	0,04	96,48	87,45

Tableau VI.1 : Périodes et facteur de participation modale

➤ Interprétation des résultats :

1) La période fondamentale du modèle étudié, est estimée $T_{dyn} = 0,389$ sec. Il y a lieu de vérifier l'inégalité de l'article 4.2.4.4 du RPA99/2003 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{amp}(x) = 0,38 \text{ sec} \\ T_{amp}(y) = 0,52 \text{ sec} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \text{ sec} < 1,3 \times 0,38 \text{ sec} \dots \text{ condition vérifié} \\ 0,6 \text{ sec} < 1,3 \times 0,52 \text{ sec} \dots \dots \text{ condition vérifié} \end{array} \right.$$

Le premier mode est un mode de torsion.

- 2) Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (yy).
- 3) Le troisième mode est un mode de translation suivant le sens (xx).
- 4) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 5ème mode pour le sens (xx) et au 9ème mode pour le sens (yy).

Remarque :

La structure présente une flexibilité aux séismes, la possibilité d'intégrer de nouveaux voiles afin de rigidifier la structure demeure impossible en raison de conditions pratique imposé par la technique du coffrage tunnel et par le plan architectural qui présente une irrégularité de distribution des voiles horizontaux sur la partie inférieur du plan par rapport à la partie supérieur.

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 (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	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32
1 ^{er}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32

2^{ème}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32
3^{ème}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32
4^{ème}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32
5^{ème}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32
6^{ème}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32
7^{ème}	16,38	9,05	16,49	10,37	0,11	1,32

Tableau VI.2 : caractéristiques massiques et géométriques

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 :

$$e_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 \times L_x \quad \Rightarrow \quad e_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 \times 32,86 \text{ m} = 1,643 \text{ m}$$

$$e_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 \times L_y \quad \Rightarrow \quad e_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 \times 17,78 \text{ m} = 0,889 \text{ m}$$

Remarque :

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

d) Calcul et vérification des déplacements des planchers :

➤ Déplacement maximum absolu :

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

Niveau	Déplacements horizontaux maximum absolu (δ_{ek})	
	Sens x-x (mm)	Sens y-y (mm)
7 ^{ème}	4,139	1,962
6 ^{ème}	3,586	1,681
5 ^{ème}	2,982	1,397
4 ^{ème}	2,394	1,115
3 ^{ème}	1,821	0,849
2 ^{ème}	1,275	0,6
1 ^{er}	0,783	0,377
RDC	0,368	0,183

Tableau VI.3 : Déplacement horizontal de chaque niveau

➤ **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)
7 ^{ème}	4,139	14,486	/	1,962	6,867	/
6 ^{ème}	3,586	12,551	1,935	1,681	5,883	0,984
5 ^{ème}	2,982	10,437	2,114	1,397	4,889	0,994
4 ^{ème}	2,394	8,379	2,058	1,115	3,902	0,987
3 ^{ème}	1,821	6,373	2,006	0,849	2,971	0,931
2 ^{ème}	1,275	4,462	1,911	0,6	2,1	0,871
1 ^{er}	0,783	2,740	1,722	0,377	1,319	0,781
RDC	0,368	1,288	1,452	0,183	0,640	0,679

Tableau VI.4 : Déplacements latéraux inter étages

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.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Rightarrow \bar{\Delta} = 0,01 \times h_e = 2,92 \text{ cm} ; \text{ donc la condition est vérifié}$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :**

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

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

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" $\Rightarrow N_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » h_k : hauteur de l'étage « k ».

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

Niveau	P_k (KN)	h_k (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
7 ^{ème}	4540,7827	2,92	/	959,85640	/	/	1164,1112	/
6 ^{ème}	9196,7817	2,92	0,001935	1821,0414	0,00334	0,000984	2208,5541	0,0014
5 ^{ème}	13852,7807	2,92	0,002114	2559,20	0,00391	0,000994	3103,7909	0,00151
4 ^{ème}	18508,7797	2,92	0,002058	3174,3322	0,00411	0,000987	3849,8216	0,00162
3 ^{ème}	23164,7787	2,92	0,002006	3666,4379	0,00434	0,000931	4446,6461	0,00166
2 ^{ème}	27820,7777	2,92	0,001911	4035,5172	0,00451	0,000871	4894,2645	0,00169
1 ^{er}	32476,7767	2,92	0,001722	4281,5701	0,00447	0,000781	5192,6767	0,00167
RDC	37132,7757	2,92	0,001452	4404,5966	0,00419	0,000679	5341,8829	0,00161

Tableau VI.5 : Calcul du coefficient θ

Conclusion :

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

Vérification au renversement :

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

$$\frac{M_{\text{stabilisateur}}}{M_{\text{renversant}}} \geq 1,5$$

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

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

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique au niveau i .

- **Sens Longitudinal (xx) :**

W (KN)	Lx (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
37132,7757	32,86	610091,5	76201,8098	8,01	✓

- **Sens Longitudinal (yy) :**

W (KN)	Lx (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
37132,7757	17,78	330110,37	92417,3498	3,57	✓

Etude des voiles

Chapitre VII

I. Introduction : [7]

Dans leur grande majorité, les constructions en béton armé sont contreventées par des refends. Les murs de contreventement, ou refends, peuvent être définie comme des structures planes ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième (l'épaisseur), ils peuvent être aussi définis comme étant des poteaux « allongés » de longueur supérieure à cinq fois leurs épaisseurs.

En béton armé ou non armé, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales apportées par les planchers (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale du au vent et au séisme (fonction de contreventement).

Appelé également « voiles », ils peuvent également servir de :

Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe-feu).

murs de façade, murs pignons

voiles périphériques, voiles soubassement

De plus, les murs de contreventement se distinguent par le nombre limité d'ouvertures ou de passages qu'ils comportent.

II. 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 normale 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.

III. Réglementation :

Les murs et parois en béton banché sont exclus des règles BAEL91 et font l'objet du "DTR-B.C.-2.41", et du "CBA 93". Les dispositions prévues par ces derniers, sont aussi applicables 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 :

$$\begin{cases} \mathbf{G + Q + E} \\ \mathbf{0,8 G + E} \end{cases}$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme.

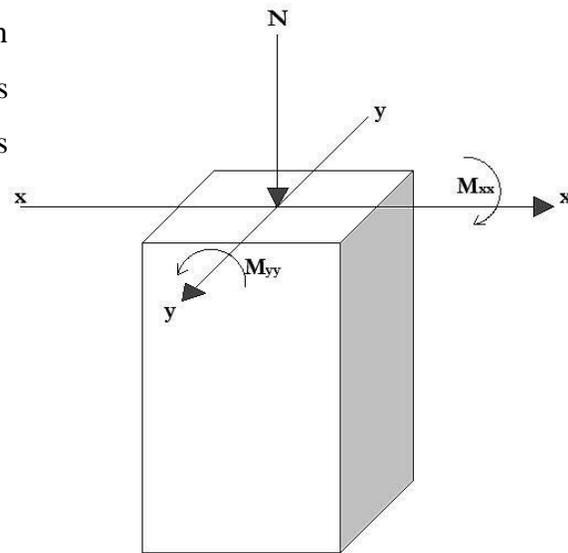


Fig VII.1 : Les sollicitations sur les voiles

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 :

$N < 0 \Rightarrow$ un effort de compression.

$N > 0 \Rightarrow$ 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.

IV. Ferrailage des voiles :

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

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 en suivant 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 :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2l'}{3}\right)$$

l' : la longueur de la zone comprimée.

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

On devra disposer les ferrillages suivants:

des aciers verticaux (article 7.7.4.1 du RPA99/2003)

des aciers horizontaux (article 7.7.4.2 du RPA99/2003)

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'élançement 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 :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

$\bar{V}_u = 1,4 V_u$ calculer

b : épaisseur du voile;

d : hauteur utile ($d = 0,9 \cdot h$)

h : hauteur totale de la section brute $\bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28}$

V. 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Globalement dans la section du voile : } A_{\min} = 0,15\% \times b \times h \\ \text{En zone courante : } A_{\min} = 0,10\% \times b \times h \end{array} \right.$$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $6 \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm})$ en zone courante

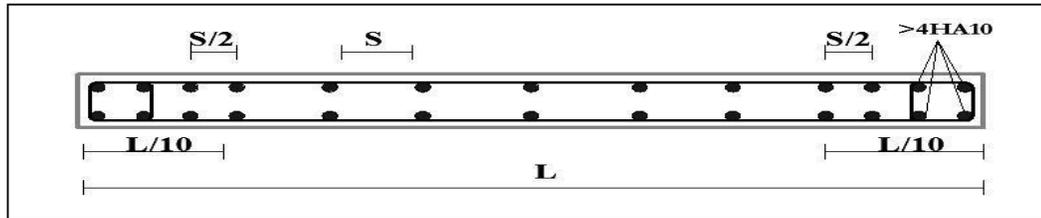


Fig VII.2 : Disposition vertical des armatures dans les voiles

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins par quatre épinglements 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 :
 - ✓ 40Ø Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible ;
 - ✓ 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- **Quelques dispositions de ferrailages :**

1. Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes :

D'après l'article 7.8 du RPA/2003, il doit exister un chaînage périphérique continu d'au moins 3cm² de section d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale 1,5cm² et respectant la règle de 0,28L dans le cas de contreventement par voile, et de 0,50L, dans le cas de contreventement par portiques, L étant la largeur chaînée exprimée en mètres.

2) Dispositions propres aux éléments porteurs : (article 7.10 du RPA/2003)

• Poutres, poutrelles et dalles :

Il faut s'assurer d'une bonne liaison de l'élément porté sur l'élément porteur par l'intermédiaire d'armatures réalisant la continuité mécanique du ferrailage. Cette continuité mécanique peut être assurée soit par la continuité des aciers inférieurs, soit par des chapeaux équilibrant au moins 0,15M₀, soit par des barres relevées ancrées sur appuis

• Poteaux :

La continuité mécanique des armatures doit être assurée aux extrémités des poteaux. De plus les armatures transversales aux extrémités du poteau sur la hauteur b doivent avoir un espacement maximal à ne pas dépasser, soit: le minimum de (12Øl ; 0,5a ; 30cm).

VI. Calcul du ferrailage des voiles :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le trumeau excentré du voile numéro 7 du RDC ainsi que le linteau adjacent. Et pour cause ce voile comporte plusieurs ouvertures

➤ Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50 ; \left(\frac{67 \times e_a}{h} ; 100 \right) \right]$$

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{h_e}{250} \right) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = \max \left[50 ; \min \left(\frac{67 \times 2}{100} ; 100 \right) \right]$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = l_f \frac{\sqrt{12}}{a} \Rightarrow l_f = 0,7 \times l \Rightarrow l_f = 0,7 \times 2,73 = 1,911 \text{ m} \Rightarrow \lambda$$

$$= 1,911 \frac{\sqrt{12}}{0,15}$$

$$\Rightarrow \lambda = 44,13 < \bar{\lambda} = 50$$

Conclusion :

Le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations et de l'excentricité.

➤ Ferrailage des VOILE :

Après l'interprétation des résultats donnés par le logiciel ROBOT nous avons obtenu :

N_z (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	T (KN)
2571,771	25998,772	12746,893	684,819

↳ Ferrailage vertical (x-x)

$$\left\{ \begin{array}{l} N_z = 2571,771 \text{ KN} \\ M_x = 25998,772 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- a) Position du point d'application de l'effort normale de compression (N') sur la section de béton :

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{25998,772}{2571,771} = 10,1 \text{ m} \rightarrow e_0 = 1010 \text{ cm}$$

Donc l'effort normal de compression N' se trouve à l'extérieur de la section.

Donc on a une section partiellement comprimé \Rightarrow SPC

- b) Moment par rapport aux armatures tendues :

$$M_1 = M + N' \left(d - \frac{l}{2} \right) = 12746,89 + 2136,36 \times \left(10,04 - \frac{10,08}{2} \right)$$

$$M_1 = 23428,690 \text{ KN.m}$$

- c) Calcul des armatures en flexion simple :

- 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{23428690}{18,48 \times 16 \times (1040)^2} = 0,0732$$

$$\mu = 0,0732 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\alpha_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$a = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0951$$

$$\beta = 1 - 0,4a = 0,961$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23428690}{500 \times 0,961 \times 1040} = 46,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_c} = 46,88 - \frac{2136360}{100 \times 500} = 4,15 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = 4,15 \text{ cm}^2$$

d) Choix de ferrailage :

$$\left[\begin{array}{l} AV1 = 4,15 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{choix}} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{array} \right.$$

✓ **Espacement minimal des barres verticales :****En zone courante :**

$$\delta \leq \min (1,5 \times e ; 30\text{cm}) \Rightarrow 6 \leq \min (1,5 \times 16 ; 30\text{cm})$$

L'espace est pris en fonction du nombre de barre à condition que : $\delta \leq 30\text{cm}$

⇒ On adoptera donc un espace : $\delta = 16 \text{ cm}$

$$\delta' = \delta/2 = 12 \text{ cm}$$

✓ **Choix des armatures :**

Afin de vérifier l'espace minimal préconisé par le RPA99/2003, on optera pour les choix suivants :

- **Sens x-x :** 10T12 à chaque extrémité de la section verticale du voile
- **Sens y-y :** 6T12 à chaque extrémité de la section verticale du voile

⇒ Ferrailage horizontales :

e) Vérification de l'effort tranchant : $V = 684,82 \text{ KN}$

$$\mathcal{T}_u = \frac{\overline{V}_u}{\overline{b.d}} \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow \overline{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\Rightarrow \mathcal{T}_u = \frac{1,4 \times 684820}{16 \times 292 \times 100} = 2,05 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \text{et donc : } \tau_u < \overline{\tau}_u$$

(Condition vérifiée)

f) Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \text{Pas de reprise de bétonnage}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times \delta}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{2,05 \times 16 \times 24}{0,9 \times \frac{500}{1}}$$

$$A_t \geq 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{choix}} = 8T6 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

On adoptera pour le ferrailage des zones courantes, des panneaux TS6 (150 × 200) à haute adhérence de nuance FE500

Etude de l'infrastructure

Chapitre VIII

I. Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par les 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.

II. Définition:

Une fondation se définit comme un élément architectural qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel, car elles forment la partie structurelle qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, soit une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, Le choix dépend de plusieurs paramètres dont :

- La nature du sol (dur, ferme, meuble).
- Le type de contreventement de la structure.
- La profondeur du bon sol...etc.

III. Etude du 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'un hourdis (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 système de poutre appartenant au radier a pour rôle, la distribution des charges conséquentes de la structure transmise par le billet de voiles (le cas de notre structure) ou de poteaux. .

Le calcul d'un radier s'effectuera à la flexion simple selon les combinaisons d'action suivantes :

Situation durable et transitoire :

$$ELU \rightarrow 1,35G + 1$$

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation.

La raison économique.

La facilité de réalisation.

La capacité portante du terrain de fondation.

Le jugement final du type des semelles est en fonction de ce dernier rapport :

$$\text{Si } \frac{\text{Stot des fondations}}{\text{Stotdu projet}} \leq 50\% \Rightarrow \text{semelles isolées}$$

$$\text{Si } \frac{\text{Stot des fondations}}{\text{Stotdu projet}} > 50\% \Rightarrow \text{radier général}$$

Selon (RPA/ version 2003/A 10.1.4.2) : les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivante :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Le choix de type de fondation superficielle :

D'après les résultats du logiciel Robot, la somme maximale des réactions sous les poteaux et les voiles et comme suit :

$$\sum N_{ser} = 46859,674 \text{ KN}$$

Pour avoir la surface totale des fondations de ce bloc on va diviser la somme des réactions par la contrainte admissible du sol :

$$S_{\text{totale}}^{\text{semelles}} = \frac{\sum N}{\sigma} = \frac{46859,674}{200} = 234,29 \text{ m}^2$$

La surface total du bloc = 450.12 m²

$$\frac{\sum \text{surface des semelles}}{\text{surface totale du bloc}} = \frac{234.26}{450.12} = 0.521 = 52.1 \%$$

IV. Pré dimensionnement du radier :

Calcul la hauteur total du radier : l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

a) **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$).

b) **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

L_{\max} : Le plus grande distance entre deux files successives, on a :

$L_{\max} = 6.79$ m. Donc on aura :

$$\frac{6,79}{8} \leq h_r \leq \frac{6,79}{5} \Rightarrow 0.84 \text{ m} \leq h_r \leq 1,35 \text{ m}$$

Prendre :

On adopte $h_r = 90$ cm

hauteur de nervure :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de nervure doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{6.79}{9} \leq h_n \leq \frac{6.79}{6} \Rightarrow 0.75 \text{ m} \leq h_n \leq 1.13 \text{ m}$$

Prendre :

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

Débord de radier :

Le débord doit vérifier la condition suivante :

$$D \geq \max(h_n ; 30\text{cm}) = \max(80 ; 30\text{cm}) = 80\text{cm}$$

On adopte un débord de longueur $D=80\text{cm}$.

Hauteur de la dalle de radier :

La hauteur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} \Rightarrow h_d \geq \frac{679}{20} = 33,95 \text{ cm}$$

On adopte $h_d = 40 \text{ cm}$

La surface minimale du radier :

Nous avons :

$$N_{\text{ser}} = 46859,674 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{ELS}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{ELS}} \geq \frac{46859,674}{200} \Rightarrow S_{\text{ELS}} = 234,29 \text{ m}^2$$

A l'ELU :

$$N_{\text{ELU}} = 57319,249 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,5 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{ELS}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{ELS}} \geq \frac{46859,674}{200} \Rightarrow S_{\text{ELS}} = 234,29 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment est SBAT = 450.12 m²

$$S_{\text{débord}} = D \times P$$

P : le périmètre de la structure = 106.58 m.

$$S_{\text{débord}} = 0.3 \times 106.58 = 31.974 \text{ m}^2$$

Donc la surface de radier est égale :

$$\max[\text{SBAT}; \text{SELS}; \text{SELU}] + S_{\text{débord}} = \text{SELS} + S_{\text{débord}}$$

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = 450.12 + 31.974 = 482,09 \text{ m}^2$$

Vérifications :

Vérification de cisaillement :

La vérification se fera pour une bande de 1m. La fissuration est très préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \tau_k = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{y_b}; 4 \text{ Mpa} \right]$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{57319.249 \times 6.7}{2 \times 482,09} = 398,31 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{398.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 1.07 \text{ MPA}$$

$$\tau_k = \min \left[\frac{0.15 f_{cj}}{y_b}; 4 \text{ Mpa} \right] = \min \left[\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right] = 2.5 \text{ Mpa} \quad (\text{fissuration très Préjudiciable})$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.07 \text{ MPA} \leq \tau_k = 2.5 \text{ MPA} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Vérification au non - poinçonnement :

Le poinçonnement a pour effet d'engendré une fissuration de 450a partir de côté d'application, si une dalle est de faible épaisseur et soumise à une charge concentré, la charge a risque de traversée la dalle, ce phénomènes appelé poinçonnement.

Les armatures de poinçonnement ne sont pas nécessaires si la condition suivante est vérifiée :

$$\text{Avec :} \quad N_u \leq 0.045 \times u_c \times h_n \times f_{c28}/y_b$$

Nu : Charge de calcul vis-à-vis de l'ELU.

uc : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

hn : est la hauteur de radier.

Pour le voile le plus sollicité pour une bande de 1m

$$uc = 2 \times (a + 1 + 2h)$$

le voile plus sollicité :

$$Nu = 306.185 \text{ KN}$$

$$uc = 2 \times (0.20 + 1 + 2 \times 0.9) = 6 \text{ m}$$

$$0.045 \times \frac{u_c}{c} \times \frac{h_n}{n} \times \frac{f_{c28}}{y_b} = 0.045 \times 6 \times 10^3 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3600 \text{ KN}$$

$$Nu = 306.185 \text{ KN} \leq 3600 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc : notre radier est en sécurité vis-à-vis le phénomène de poinçonnement

Vérification au renversement : $0.8G \pm E$

Selon (RPA99/version2003/A 10.1.5) quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement, c.-à-

$$e \leq \frac{M}{N} - \frac{B}{4}$$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment du renversement (dû au séisme à la base).

N : La résultante des forces verticales

B : longueur du bâtiment

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul

sens	Moment à la base	N	$e = \frac{M}{N}$	$\frac{B}{4}$	$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$
x-x	112.01	57319.249	0,002	8.22	Condition vérifié
y-y	844.85	57319.249	0.015	4.44	Condition vérifié

Tableau VI.1 :vérification de la stabilité au renversement

V. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle d'une épaisseur 50cm, appuyé sur les voiles et les poteaux et soumise à une charge uniformément répartie.

Ferrailage de la dalle de radier :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs nous considèrerons le panneau le plus sollicité et nous généraliserons le ferrailage pour le reste des panneaux.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

L_x : 3,9 cm L_y : 6.79 cm

La charge ultime et la charge de service seront calculées pour une bande de 1mètre linéaire ($b=1m$) :

$S_{radier} = 482,09 \text{ m}^2$ $N_u = 57319.249 \text{ KN}$

$N_{ser} = 46859,674 \text{ KN}$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times b = \frac{57319.249}{482,09} \times 1 = 118.89 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \times b = \frac{46859,674}{482,09} \times 1 = 97.20 \text{ KN/ml}$$

On doit calculer le rapport : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Avec :

L_x : petite portée du panneau ;

L_y : grande portée du panneau.

Deux cas peuvent se présenter :

Cas ou $\rho < 0.4$: le panneau porte dans un seul sens.

Les moments développés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_{ox} = \frac{qL^2}{8}$$

Cas ou $0.4 \leq \rho \leq 1$: le panneau porte dans les deux sens.

1/ Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x \times p \times L^2$

2/ Dans le sens de la grande portée : $M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$

Donc :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{390}{679} = 0,57 > 0,4 \Rightarrow \text{donc la dalle porte dans les deux sens.}$$

A partir des tableaux on na :

$$\begin{cases} M_{ox,u} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0852 \times 118,89 \times (3,9)^2 = 154,1 \text{ KN.m} \\ M_{oy,u} = \mu_y M_{ox,u} = 0,272 \times 154,1 = 41,92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox,s} = \mu_x q_s L_x^2 = 0,0852 \times 97,2 \times (6,79)^2 = 381,81 \text{ KN.m} \\ M_{oy,s} = \mu_y M_{ox,s} = 0,272 \times 381,81 = 103,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc les moments dans la dalle partiellement encastré, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

À L'ELU :

- En travée :

$$M_{t,x,u} = 0,85 M_{ox,u} = 0,85 \times 154,1 = 123,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y,u} = 0,85 M_{oy,u} = 0,85 \times 41,92 = 35,63 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{a,x,u} = -0,5 M_{ox,u} = -0,5 \times 154,1 = -77,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y,u} = -0,5 M_{oy,u} = -0,5 \times 41,92 = -20,96 \text{ KN.m}$$

À L'ELS :

- En travée :

$$M_{t,x,s} = 0,85 M_{ox,s} = 0,85 \times 381,81 = 324,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,y,s} = 0,85 M_{oy,s} = 0,85 \times 103,85 = 88,27 \text{ KN.m}$$

En appui :

$$M_{a,x,s} = -0,5 M_{ox,s} = -0,5 \times 381,81 = -190,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{a,y,s} = -0,5 M_{oy,s} = -0,5 \times 103,85 = -51,93 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des efforts tranchants (ELU) :

À L'ELU :

$$V_u = \frac{q_{ulx}}{2} \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = \frac{118.89 \times 3.9}{2} \frac{1}{1 + \frac{0.57}{2}} = 180.42 \text{ KN}$$

c) Calcul ferrailage à L'ELU

En travée :

Dans le sens (x-x) :

$$h = 40 \text{ cm et } d = 37 \text{ cm } b = 100 \text{ cm } d' = 3 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{123.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0634$$

$$\mu_{lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0634 \leq \mu_{lu} = 0.392 \quad \Rightarrow A'_s = 0$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0634}) = 0.082$$

$$a = 0,082 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) \Rightarrow Z_b = 0.37 (1 - 0.4 \times 0.082) = 0.357 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{s,d}} = \frac{123.28 \times 10^{-3}}{0.357 \times 348} \Rightarrow A_s = 9.92 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :

$$A_{s}^{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 40}{1000}; 0.23 \times 100 \times 37 \times \frac{2.1}{500} \right\} = 4 \text{ cm}^2$$

On a :

Suivant x :

$$A_s = 9.92 \text{ cm}^2 > A_{s}^{\min} = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifier}$$

Suivant x :

$$A_s = 9.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : 6T16 avec : } A_s = 12.06 \text{ cm}^2.$$

En appuis :

$$M_{\max} = M_{a,x,u} = 77.05 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{77.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0396$$

$$\mu_{lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0396 \leq \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$a = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0306}) = 0.0388$$

$$a = 0.0388 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) \Rightarrow Z_b = 0.37(1 - 0.4 \times 0.0388) = 0.364 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_s} = \frac{77.05 \times 10^{-3}}{0.364 \times 348} \Rightarrow A_s = 6.08 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :

$$A_{s}^{\min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 40}{1000}; 0.23 \times 100 \times 37 \times \frac{2.1}{500} \right\} = 4 \text{ cm}^2$$

On a:

Suivant (x-x) et (y-y) :

$$A_s = 6.08 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifie}$$

donc en prend :

On adopte : 6T12 avec : $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$.

Dans le sens (y-y) :

$$h = 40 \text{ cm et } d = 37 \text{ cm } b = 100 \text{ cm } d' = 3 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{35.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0183$$

$$\mu_{lu} = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.0183 \leq \mu_{lu} = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$a = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0183}) = 0.0231$$

$$a = 0,0231 < 0.259 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$Z_b = d(1 - 0.4a) \Rightarrow Z_b = 0.37(1 - 0.4 \times 0.0231) = 0.366 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \sigma_{sd}} = \frac{35.63 \times 10^{-3}}{0.366 \times 348} \Rightarrow A_s = 2.79 \text{ cm}^2$$

• Ferrailage minimale : (Condition de non fragilité) :

$$A_{s \min} = \max \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \geq \left\{ \frac{100 \times 40}{1000}; 0.23 \times 100 \times 37 \times \frac{2.1}{500} \right\} = 4 \text{ cm}^2$$

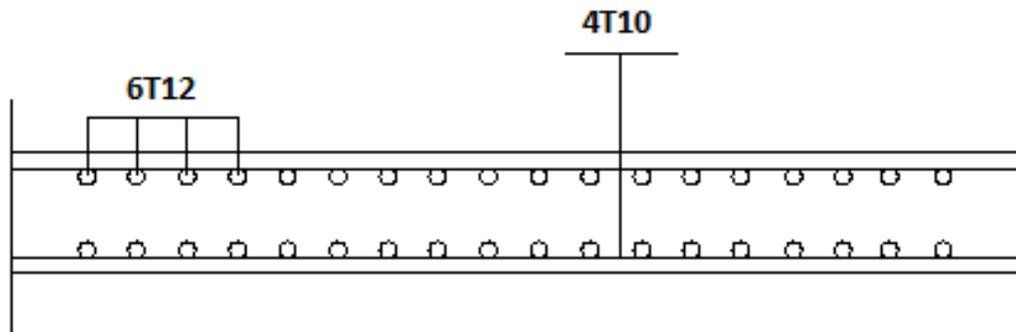
On a:

Suivant y :

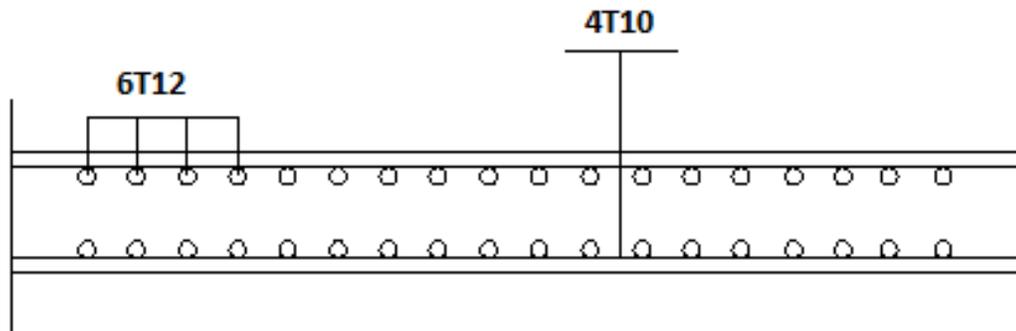
$$A_s = 2.79 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition verifie}$$

Suivant y :

$$A_s = 2.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : 4T10 avec : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2.$$



SENS X-X



SENS Y-Y

Schéma de ferraillege du Radier

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a représenté pour nous, notre toute première expérience d'étude génie civil d'une structure en béton armé. Nous avons eu l'occasion durant notre stage effectué sur le site de mettre en pratique nos connaissances théoriques et de les approfondir mais le chemin est encore long pour prétendre être un « ingénieur ». Il nous reste beaucoup de chose à apprendre car le domaine du génie civil ne nous a pas encore livré tous ces secrets.

Le thème de notre projet a traité l'étude d'une structure en béton armé a voile porteur, réalisé selon la technique « coffrage tunnel », nous avons pu grâce à cette étude, découvrir, apprécier et déceler les avantages et les inconvénients de ce type de structure.

Après avoir achevé ce mémoire de fin d'étude, nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement infaibles face aux séismes comme nous avons pu le souligner dans les premiers chapitres de ce mémoire.

- Cette vulnérabilité se présente sous la forme d'une flexibilité à la torsion lors d'un séisme, comme l'a pu démontrer l'étude sismique. Ce qui consiste en une faiblesse pour l'ouvrage en question.

- La source de cette flexibilité face à la torsion est à notre sens, due aux choix des dispositions des voiles porteurs (disposés selon le sens xx) prise lors de la conception de cet ouvrage car on peut remarquer le déséquilibre des rigidités créé par ces voiles sur le plan architectural entre sa partie inférieure et supérieure.

Par conséquent, on peut dire que certaines dispositions architecturales prises lors de la conception d'un ouvrage à voile porteur peuvent pénaliser énormément ce genre de structure en terme de résistance face aux séismes pourtant réputé pour être l'inverse.

Réfirance

[1] : <https://docplayer.fr/38876749-Les-banches-i-les-banches-lourdes-1-definition.html>

[2] : <https://www.batirama.com/produit/9962-logiciels-de-dessin-et-d-architecture/12155-coffrage-tunnel-page-1.html>

[3] : <https://123dok.net/document/zpn0re7y-etude-d-un-batiment-r-plus-9-technique-coffrage-tunnel.html>

[4] : <https://123dok.net/document/zpn0re7y-etude-d-un-batiment-r-plus-9-technique-coffrage-tunnel.html>

[5] : <https://123dok.net/document/zpn0re7y-etude-d-un-batiment-r-plus-9-technique-coffrage-tunnel.html>

[6] : <https://123dok.net/document/zpn0re7y-etude-d-un-batiment-r-plus-9-technique-coffrage-tunnel.html>

[7] : <https://123dok.net/document/zpn0re7y-etude-d-un-batiment-r-plus-9-technique-coffrage-tunnel.html>

Intruduction générale.....7

ChapitreI Présentation de la technique coffrage tunnel

Historique	7
Le coffrage tunnel :	8
Définition :	9
Les accessoires du coffrage tunnel :	9
Demi-coquille :	10
Passerelle de décoffrage :	12
Etapas d'exécutions :	12
Domaine d'application :	20
Avantage :	20
Inconvénients :	20

ChapitreII Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Présentation du projet :	22
Caractéristiques de la structure :	22
Dimensions en élévation :	22
Dimensions en plans :	22
Données du site :	22
Caractéristique techniques :	22
Les planchers :	23
Les escaliers :	23
Ascenseur :	23
L'acrotère :	24
Façades :	25
Caractéristiques mécanique des matériaux :	25
Liant hydraulique :	25
Principales catégories de ciments :	25
Les classes de résistances des ciments courants :	26

Les granulats (gravier et sable) :	26
L'eau de gachage :	26
Composition du béton utilisée dans notre projet :	26
Résistance du béton :	26
Résistance caractéristique a la compression a 28 j	28
Résistance caractéristique a la traction a j jours :	29
Module de déformation longitudinale du béton :	29
Contraintes limites de compression :	30
Contrainte limite de cisaillement (C.B.A 93, A5.1.2.1) :	30
Les aciers utilisés en béton armé :	31
Caractéristique de l'acier :	31
Le module de déformation longitudinal de l'acier :	31
La contrainte de traction:	32
Plans de projet	<u>33</u>

Chapitre III Pré-dimensionnement des éléments résistants

Introduction :	35
Pré-dimensionnement des planchers :	35
Plancher à dalle pleine :	35
Justifications et vérifications :	36
Condition de résistance à l'incendie :	37
Condition d'isolation phonique :	37
Descente de charges :	37
Les charges permanentes :	38
Planchers terrasse (inaccessible) :	38
Planchers étage	38
Les charges d'exploitations :	38
Les combinaisons d'action :	38
Planchers terrasse (inaccessible) :	38
Pré-dimensionnement des voiles :	39
Voile porteurs et de contreventement :	39
Voile périphérique :	39
Voile périphérique :	39

chapitreIV Etudedes planchers

Introduction :	41
Principe de calcul :	41
Hypothèses de calcul	42
Dalle portant dans un seul sens :	42
Dalle portant dans deux directions :	43
Panneau considéré continu au-delà de ses appuis :	45
Les conditions d'appuis	45
Panneau de rive dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel :	46
Les étapes de calcul :	47
Détermination des armatures :	55
Plancher terrasse (inaccessible) :	55
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	58
Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité,CBA91/A4 .2.1) :	59
Espacement maximal des armatures :	62
Choix des Armatures :	62
Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé σ_b :	63
Calcul des armatures minimales (condition de non fragilitéCBA91/A4 .2.1) :	63
Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 1, 2, 3 , 4 , 5 , 6) :	63
Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité CBA91/A4 .2.1) :	64
Etat limite ultime (ELU) :	63
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	64
Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) CBA91/A4 .2.1) :	64
Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort	68
Vérification de la flèche :	70

ChapitreV Etude des éléments non structuraux

Etudes des escaliers	73
Définition :	73
Dimensionnement :	75
Calcul du giron (g) et de la hauteur de marche (h) :	75

Calcul du nombre de marche et de contre marche :	75
L'angle d'inclinaison (α) :	75
Dimension des volées :	75
Descente des charges des escaliers :	76
Charge permanente de la Paillasse « G » :	77
Charge permanente du Palier « G » :	77
Charges d'exploitations « Q » :	77
Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages) :	77
Palier :	77
Calcul du 1er type d'escalier :	78
Recalculée les réactions :	80
Etat limite de service (ELS) :	80
Calcul des réactions :	80
calcul des sollicitations (M ; T) :	80
Détermination des armatures :	82
Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :	80
Choix des armatures:	80
Etat limite de service (ELS) :	80
Etat limite ultime (ELU) :	83
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	83
Choix des armatures :	84
Vérification des contraintes de cisaillement :	85
Etat limite ultime (ELU) :	86
Calcul des réactions :	86
Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :	86
a)Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants	86
Etat limite ultime (ELU) :	87
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	87
Détermination des armatures :	87
Etat limite ultime (ELU) :	89
Vérification de l'existence des armatures comprimées :	89
Détermination des armatures :	89
Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) :	89

Choix des armatures	89
L'acrotère :	91
Définition :	91
le poids propre de l'acrotère W_p :	92
La force horizontale F_p :	93
Effort normal et moment fléchissant :	93
Etat limite ultime (ELU) :	93
Etat limite de service (ELS) :	93
Détermination de la section des armatures :	93
Détermination des contraintes :	93

Chapitre VI Etude Sismique de l'structure

Introduction :	100
Etude sismique :	101
Condition d'application pour chaque Méthode :	101
La méthode statique équivalente :	101
La méthode d'analyse dynamique modale spectrale :	102
La méthode d'analyse dynamique accélérogrammes :	102
Choix de la méthode de calcul :	102
Présentation du logiciel ROBOT :	102
Principe de la méthode statique équivalente :	103
Application de La méthode :	103
Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :	107
Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :	108
Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :	108
Nombre de modes à considérer :	109
Résultats de l'analyse :	109
Période et facteur de participation massique :	109
Calcul du centre de gravité des masses et centre de rigidité :	111
Effets de la torsion accidentelle :	113
Calcul et vérification des déplacements des planchers :	114
Calcul des déplacements latéraux inter étages :	115

ChapitreVII Etude des voiles

Introduction :	120
Principe :	120
Réglementation :	122
Les sollicitations sur les voiles :	123
Ferraillage des voiles :	123
Règles communes :	124
Quelques dispositions de ferrailages :	125
Dispositions propres aux dalles et aux diaphragmes :	125
Dispositions propres aux éléments porteurs : (article 7.10 du RPA/2003)	125
Poutres, poutrelles et dalles :	125
Calcul du ferraillage des voiles :	126
Vérification au flambement :	126
Position du point d'application de l'effort normale de compression (N') sur la section de béton	127
Choix de ferraillage :	128
Vérification de l'effort tranchant : $V = 684,82 \text{ KN}$	128
Armatures transversales :	129

ChapitreVIII Etude de l'infrastructure

Introduction :	131
Définition:	131
Etude du radier :	131
Le choix de type de fondation superficielle :	132
Pré dimensionnement du radier :	133
Ferraillage du radier :	137
Identification du panneau le plus sollicité :	137
Calcul des efforts tranchants (ELU) :	139
Ferraillage minimale : (Condition de non fragilité) :	140
Ferraillage minimale :	141
Conclusion final.....	

