



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURES

## *Thème*

# Etude D'UN BATIMENT R+9 TECHNIQUE COFFRAGE TUNNEL

Présenté par :

1. DARDOUNE ABDERAOUF
2. TAYEB MOHAMED EL AMINE

*Soutenu le 11/07 /2019, devant le jury composé de :*

Président :	M.MHALA TOUFIK
Examineur :	M. REZIGUA AHMED
Encadrant :	M. ZELMAT YASSINE

Année Universitaire : 2018 / 2019

## ***Chapitre I***

---

*Présentation de la technique coffrage tunnel*

## I.1 Historique :

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

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

### LES BANCHES I Les banches lourdes :

- 1) Définition Les banches sont des éléments verticaux souvent métalliques servant de moules aux voiles. Elles ont la hauteur du mur à construire. Leur taille dépend des fabricants mais elles sont assemblables pour pouvoir couler la longueur de paroi voulue
- 2) Les banches classiques 2.1 L'équipage de banches Pour couler un voile il faut bien évidemment poser deux banches, une de chaque côté du mur. L'ensemble de ces 2 banches est appelé « équipage de banches ». Le schéma 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 (étau tirepousse) pour réglage E Vérin de réglage F Verrouillage G Peau coffrant en tôle H Barrière de sécurité I Portillon J Raidisseurs verticaux K Raidisseurs horizontaux Les banches 1

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

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

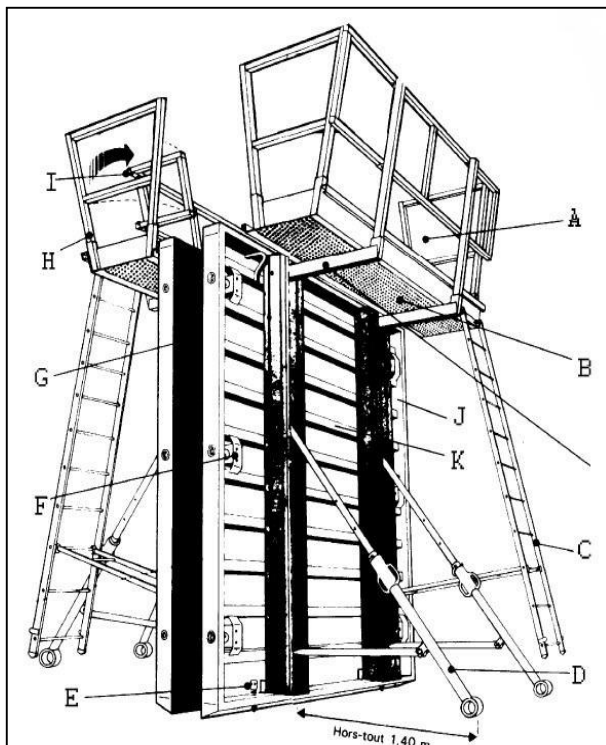


Fig I.1 : Schéma du système banche métallique

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

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

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

- A- Plateforme de travail pour les ouvriers
- B- Plancher de travail
- C- Echelle
- D- 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 :

### I.2.1 Définition :

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

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

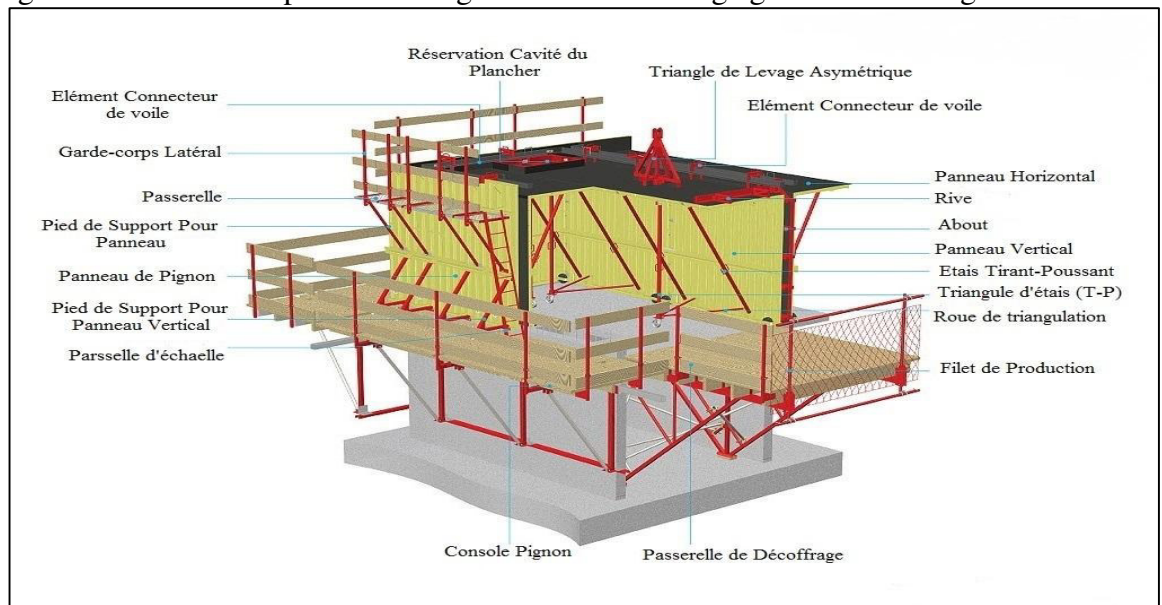
Un coffrage standardisé, qui intègre des solutions systématiques anticipées, offre une trame métrique simple, l'assemblage de banches de dimensions différentes est alors possible, et sa conception permet un gain de temps important au moment de la planification.

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

### I.2.2 Les accessoires du coffrage tunnel :

Les coffrages tunnels sont des moules métalliques susceptibles de nombreux réemplois et permettant par juxtapositions les uns à côté des autres de couler en une 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.



**Fig I.2 :** Schéma du système coffrage tunnel

a) **Demi-coquille** :

Elément de coffrage est un dièdre droit dont le plan vertical est constitué par un panneau de la hauteur de l'étage et le plan horizontal par un panneau représentant en générale 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.

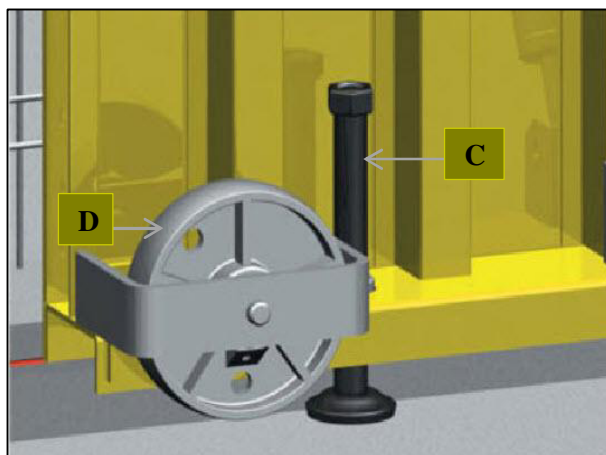
Les panneaux sont réalisés en tôle de 3 ou 4 mm rédiés par des profilés en tôle pliés en U soudés tous les 18 cm.

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.



**Fig I.4** : une demi-coquille sur chantier

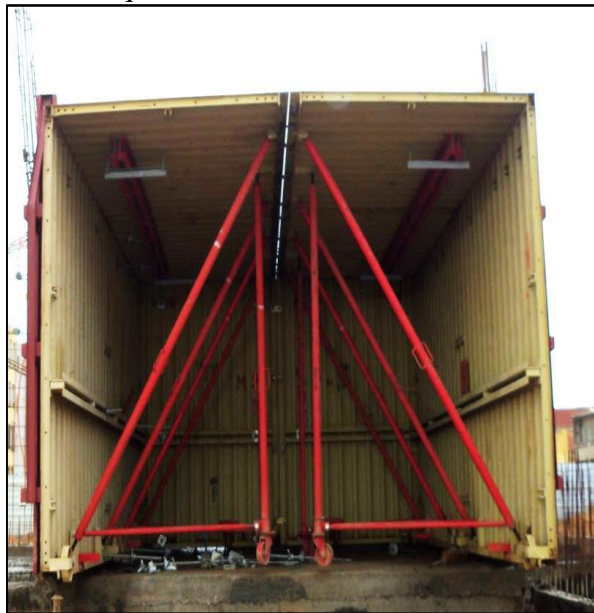


► **Fig I.5** : image 3D du vérin à vice et de la roue

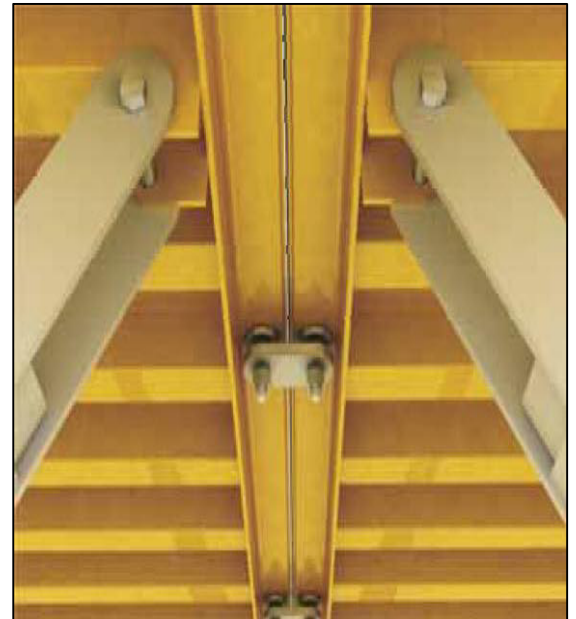
A la base du panneau verticale deux vérins à vice (C) permettent le réglage de la hauteur et de l'horizontalité des panneaux supérieurs ainsi que des roues (D) servent à dégager la demi-coquille lors du décoffrage, comme le montre la figure (**Fig I.4**)

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

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



**Fig I.6 :** Assemblage de deux demi-coquilles sur chantier



**Fig I.7 :** deux panneaux horizontaux solidarisés à l'aide verrous à clef

**b) Passerelle de décoffrage :**

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

**Descente de charge: données de calcul**

Qv=60daN/m<sup>2</sup> pour un Vent: 85km/h  
 P1: Surcharge de circulation: 150daN/m  
 P3: Poids des banquettes: 180daN/m<sup>2</sup>  
 B: Position banquette / voile: 0.2m  
 Autres données: voir tableau précédent.

**Calcul des réactions:**

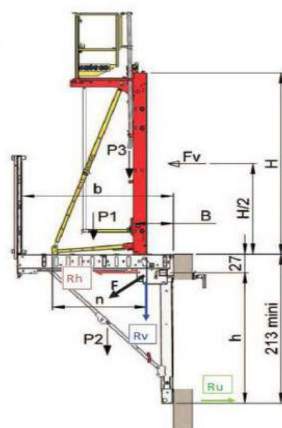
$$R_v \text{ attache} = \frac{R_v \times L}{\text{Nbr d'attache}}$$

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

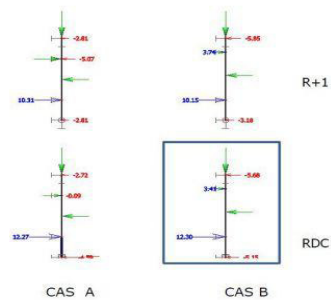
$$R_u \text{ ferme} = \frac{R_u \times L}{\text{Nbr de fermes}}$$

**Légende:**

Nbr: Nombre  
 L: Longueur de la plateforme



**EFFORTS**



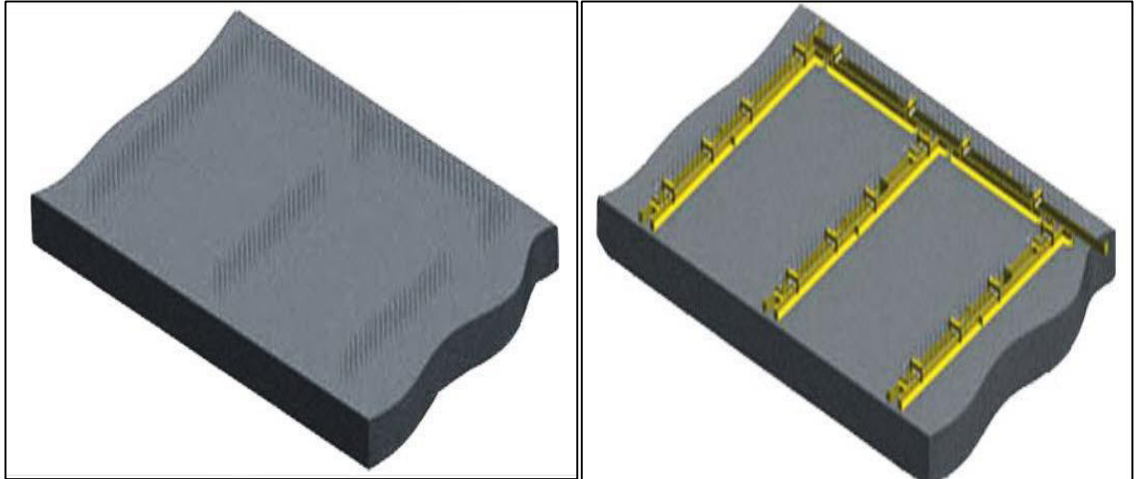
**Fig I.7 :** Passerelles de décoffrage

### I.2.3 Etapes d'exécutions :

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

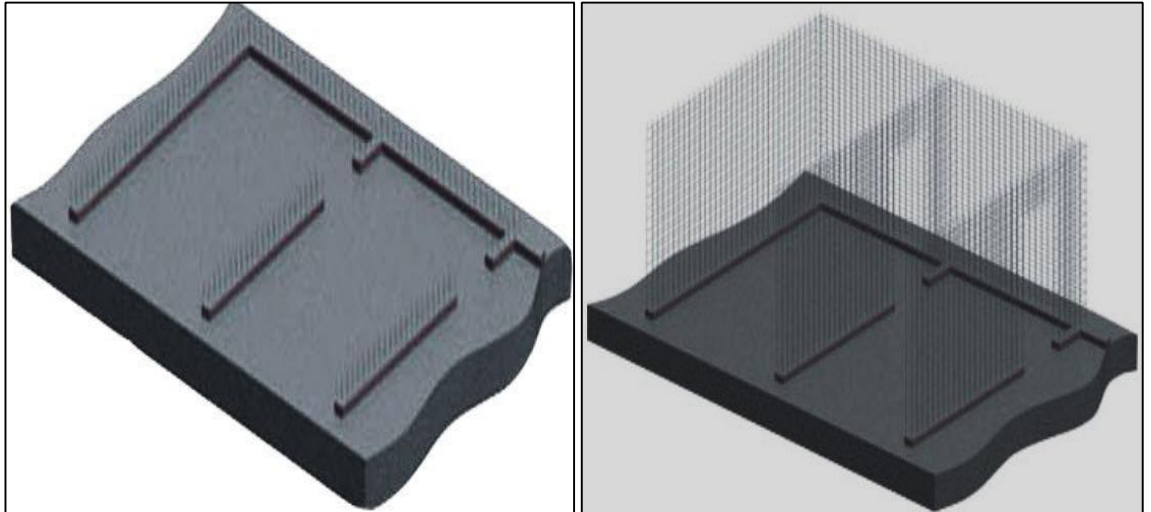
#### 1<sup>er</sup> étape :

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<sup>ème</sup> étape :

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



#### **Remarque :**

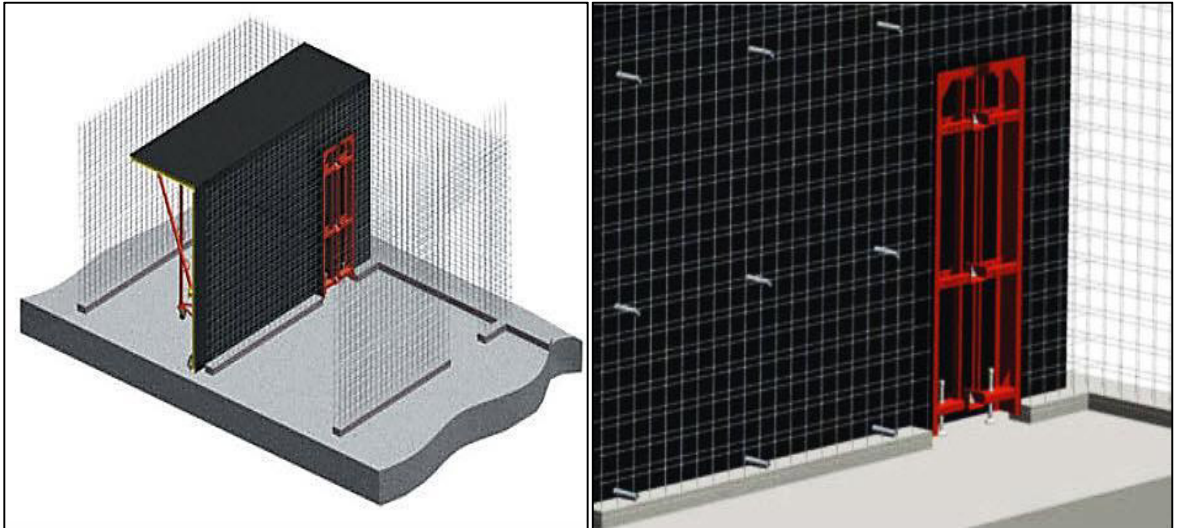
Les talonnettes seront marquées par un trait appelé « trait de niveau », de telles façons que lors du positionnement des demi-coquilles, leurs bases viennent s'y affleurer pour obtenir un niveau unique pour tous les coffrages.

**3<sup>ème</sup> 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.

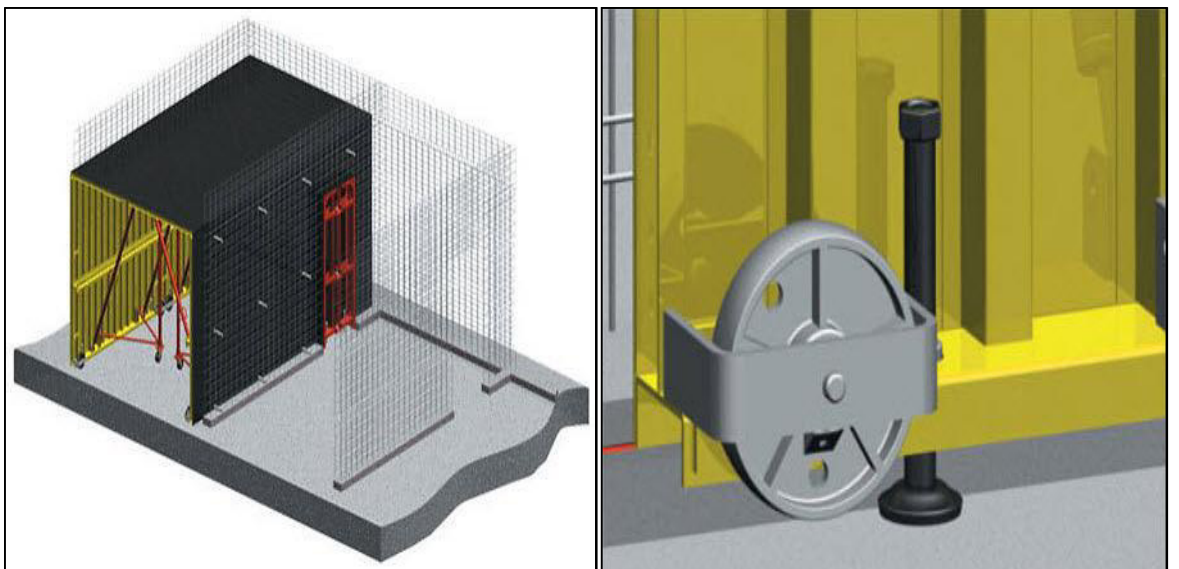
Disposition des connes d'entretoise sur les parois verticales, elles sont faites en plastique et permettent de protéger les tiges de solidarisation de deux demi-coquilles opposées (dos à dos) lors du coulage de béton.

**4<sup>ème</sup> étape :**

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

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

Réglage de l'horizontalité et la verticalité des demis coquilles pour pouvoir les bien solidariser



**5<sup>ème</sup> étape :**

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

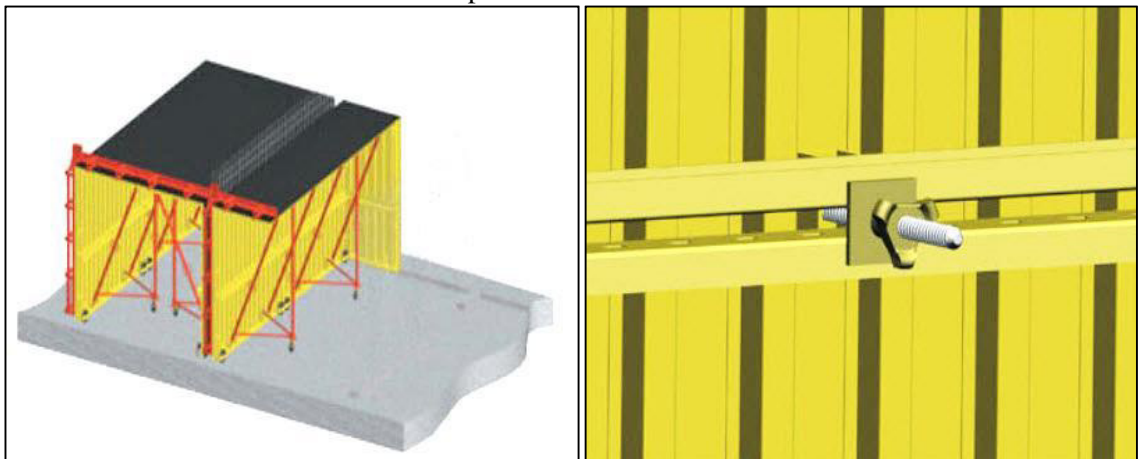
Derniers réglages du niveau, de la verticalité et de l'horizontalité de la 1<sup>ère</sup> chambre.



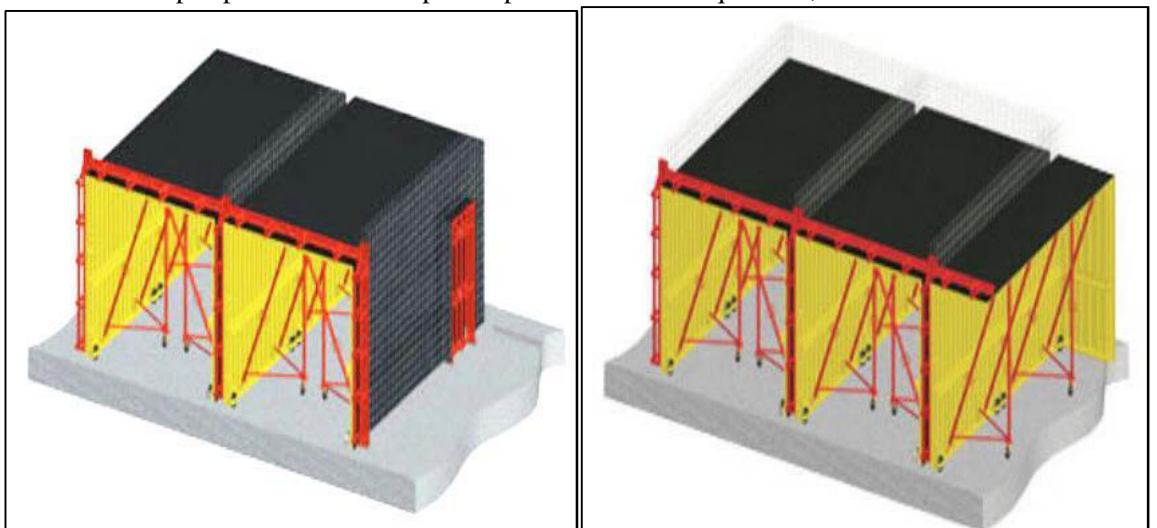
**6<sup>ème</sup> étape :**

Mise en place de la 3<sup>ème</sup> demi coquille au dos de la 1<sup>er</sup> demi coquille.

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



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

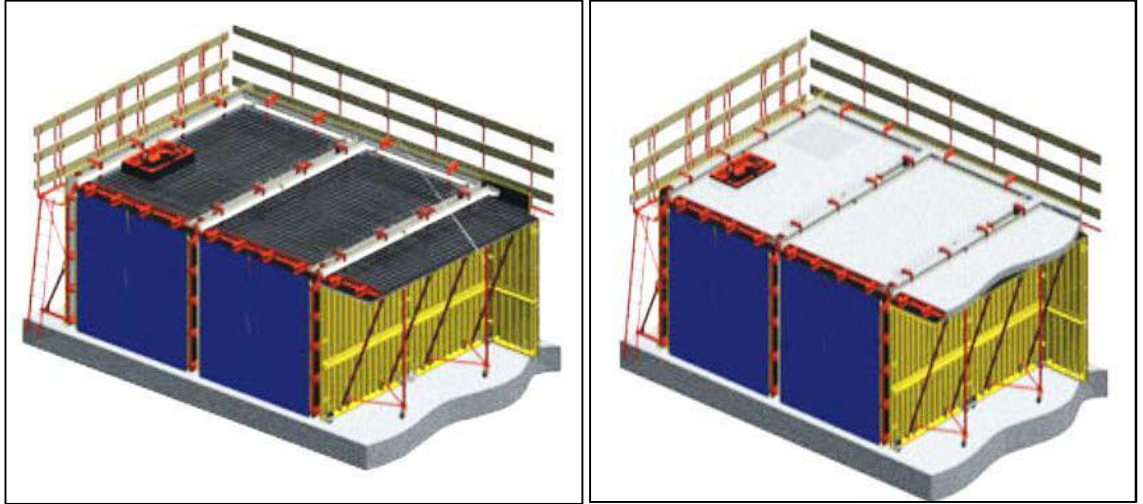


**7<sup>ème</sup> étape :**

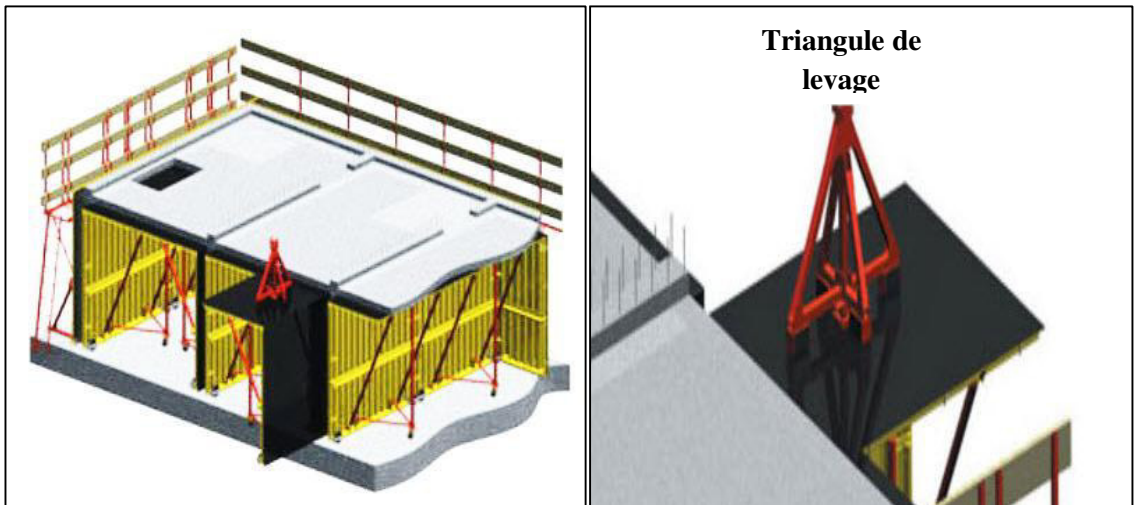
Mise en place des banche pignon.

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

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

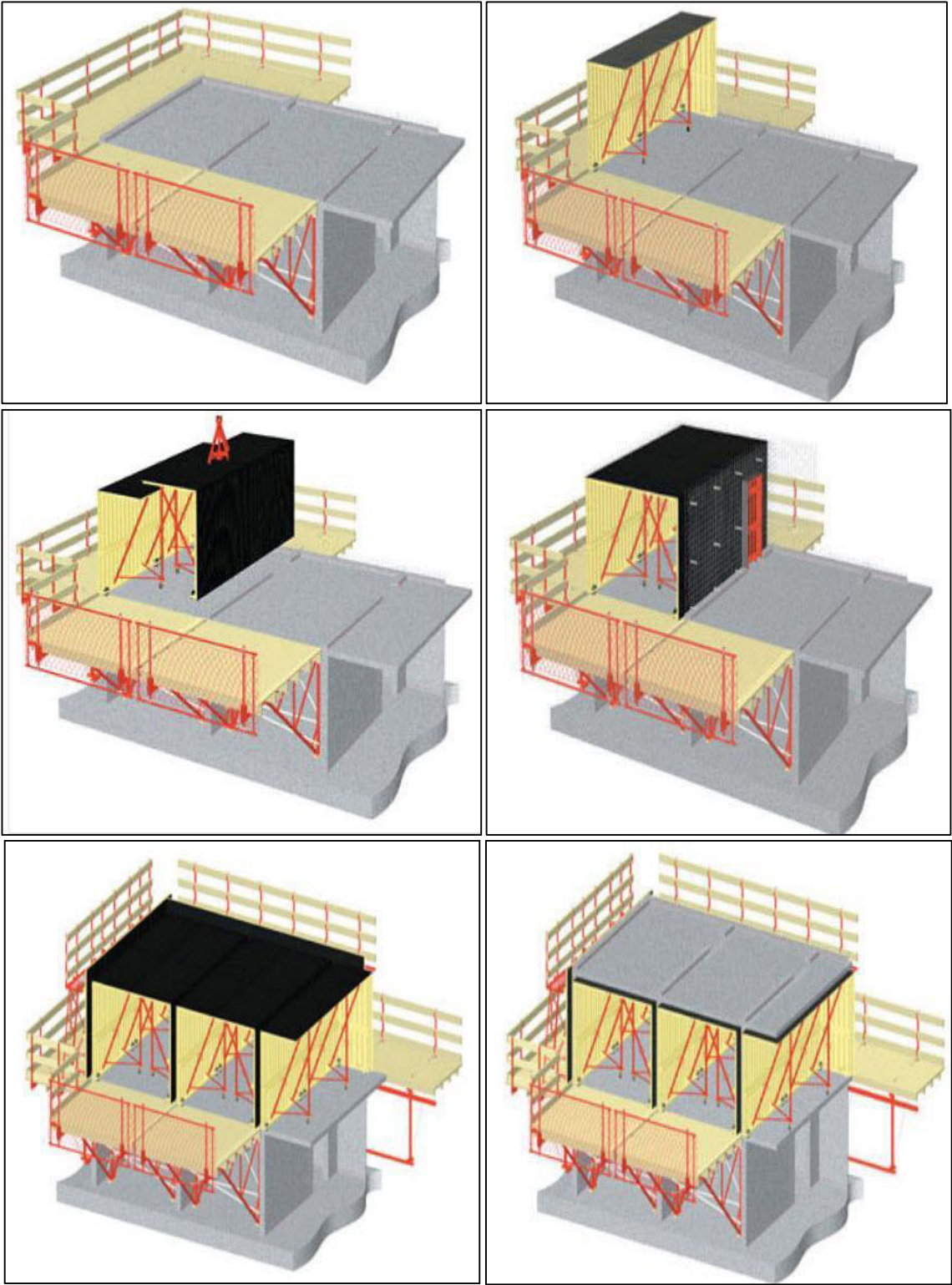
**8<sup>ème</sup> étape :**

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 devons penser à étayer les dalles prématurément décoffrées (4 à 5 jours) pour permettre aux ouvriers de procéder au ferraillage des voiles du second niveau, par conséquent la mise en place des passerelles de sécurité est indispensable pour la suite des travaux.

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



Un aperçu de la technique coffrage tunnel sur chantier



#### **I.2.4 Domaine d'application :**

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

#### **Avantage :**

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

## ***Chapitre II***

---

*Présentation de l'ouvrage et  
caractéristiques des matériaux*

## II.1 Présentation du projet :

L'ouvrage étudié dans ce mémoire est un bâtiment en **R+9** (Rez de chaussé + 9 étage) à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Mostaganem, il fait partie d'un projet de **520** logement .

Notre bâtiment fait partie du projet 520 logements.

### II.1.2 Caractéristiques de la structure :

#### Dimensions en élévation :

- Hauteur totale de bâtiment .....H = 30.6m
- Hauteur de RDC.....h = 3.06m.
- Hauteur d'étage courant .....h = 3.06m

#### Dimensions en plans :

- Longueur totale .....L<sub>long</sub> = 24.5m.
- Largeur totale..... L<sub>trans</sub>= 19.62m

### 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  **$\sigma_{sol} = 2,00$  bars.**

### II.1.4 Caractéristique techniques :

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

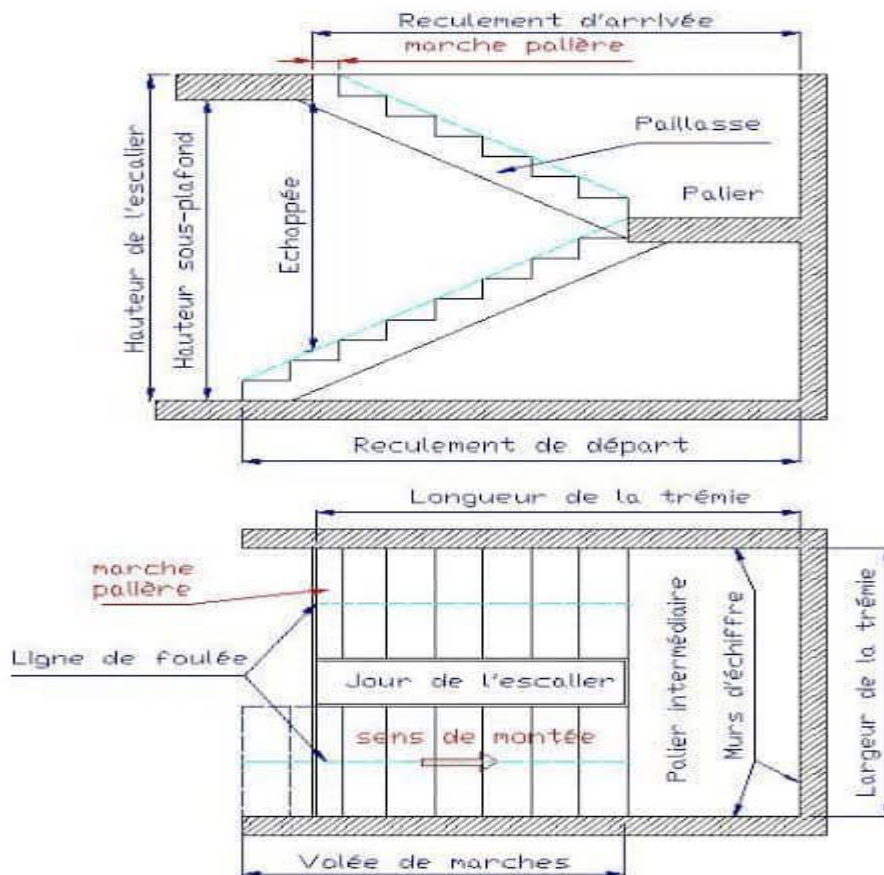
**a) Les planchers :**

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

▪

**b) Les escaliers :**

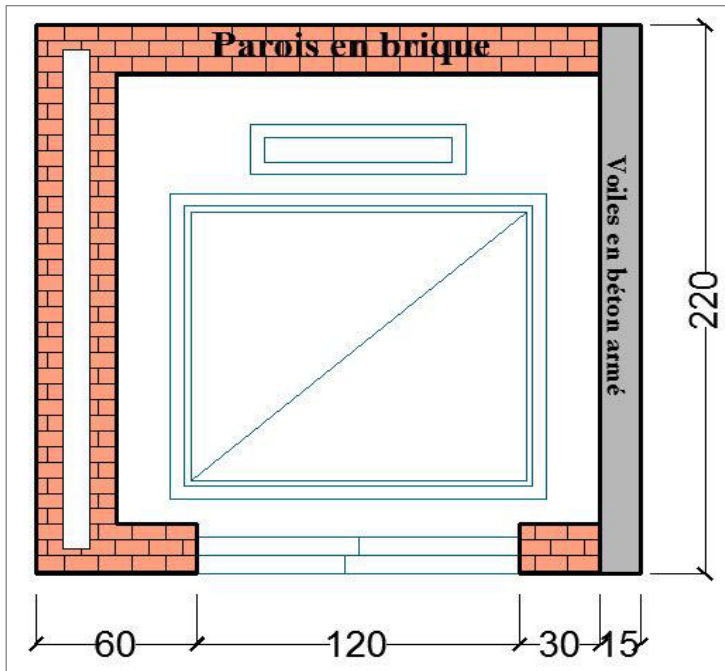
- Un seul type d'escalier a été adopté : escalier a paillasse porteuse



**Fig II.4 :** Schéma de l'escalier

c) **Ascenseur :**

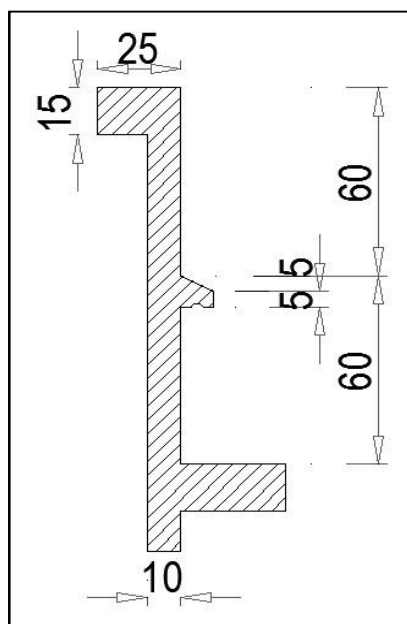
Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par un voile et deux murs en briques



**Fig II.5 :** Schéma de la cage d'ascenseur

d) **L'acrotère :**

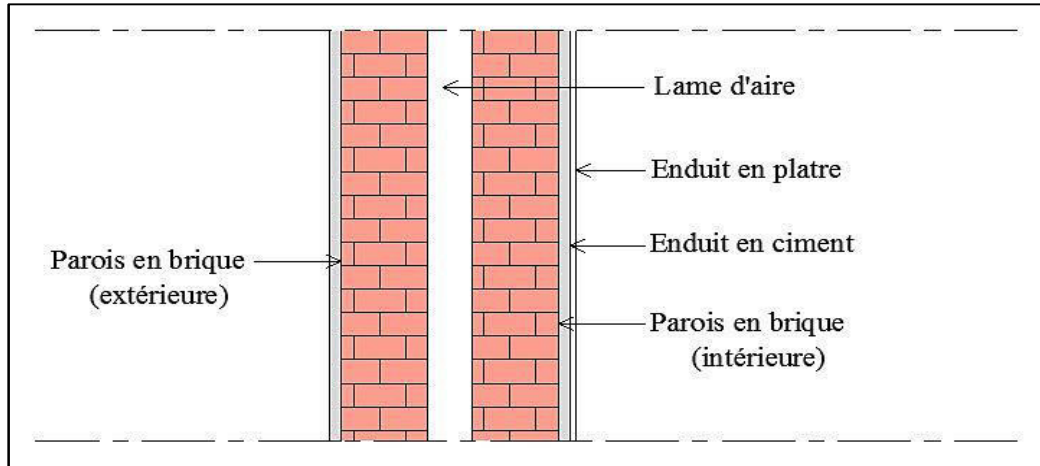
- Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.
- Dans notre bâtiment, la terrasse étant inaccessible, donc on adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure ci-dessous :



**Fig II.6 :** Schéma des acrotères

e) **Facades :**

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.



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

## II.2 Caractéristiques mécanique des matériaux :

### II.2.1 Le Béton :

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

### a) Liant hydraulique :

Un **liant hydraulique** est un [liant](#) qui se forme et durcit par réaction chimique avec de l'eau et est aussi capable de le faire sous l'eau, ce que l'on nomme [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 cique 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 normle 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/mm<sup>2</sup> (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 constituent le squelette du béton. Ils sont constitués par un ensemble de grains minéraux appelés fines, sables et gravillons suivant leurs dimensions comprises entre 0 et 80 mm.

Les granulats sont 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 noter que la classe des granulats doit être choisie de telle sorte que la dimension du plus gros grain puisse se frayer un passage entre les armatures et les parois du coffrage mais plus important encore, ils doivent être de bonne qualité et exempts d'impuretés.

c) **L'eau de gachage :**

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

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

d) **Les adjuvants pour bétons :**

l'état durci. Selon la norme EN NF 934-2, un adjuvant est incorporé lors du malaxage du béton à un dosage inférieur à 5 % des éléments fins (ciment).

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. 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 œuvre.

- **Sur béton durci** :

permet d'augmenter les résistances mécanique a jeune age et a long terme du béton, diminue sa porosité, augmente sa durabilité et diminue le retrait ainsi que 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 :

Composants du béton	Dosage
<b>Ciment (CPJ-CEM II/ A42.5)</b>	400 kg/m <sup>3</sup>
<b>Gravier (agrégats carrière ENOF)</b>	388 Kg/m <sup>3</sup> du 3/8mm
	794 Kg/m <sup>3</sup> du 8/15mm
<b>Sable (sable de sidi lakhdar)</b>	617 L/m <sup>3</sup>
<b>L'eau de gâchage</b>	de 185 à 200 L/m <sup>3</sup>
<b>Adjuvent (Plastocrete 160)</b>	de 0.3% a 0.35%

## II.2.3 Résistance du béton :

a) **Résistance caractéristique a la compression a 28 jours** :

Pour l'établissement des projets, le béton est définit par la valeur sa résistance à la compression a l'âge de 28 jours (j = 28) dite valeur caractéristique requise et notée  $f_{c28}$ . Ce dernier est obtenu à partir d'une exploitation statistique des résultats d'essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindrique de béton prélevé lors du coulage (section de 200 cm<sup>2</sup>, hauteur 32 cm, diamètre 6cm). Cette essai est connu sous le nom « essai d'écrasement de béton ».

Une copie d'un des rapports d'essai de compression sur éprouvettes en béton de certains éléments de notre structure est montrée ci-dessous.

STRUCTURE: BETON							
RAPPORT D'ESSAI DE CC							
PV N° .....				Selon NF P 18 406 - Mai 1981			
N° BC: /14				DU: 2014			
CHANTIER: SAYADA / MOSTAGANEM				ESSAI: 096			
CLIENT: COSIDER CONSTRUCTION				DOSSIER: 389			
DESTINATION DU BETON: BAT N° 08 : 3ème étage 2ème coulage ( voile + plancher ) + Bat 17 RDC 2ème coulage ( voile + plancher ) + Bat 13 : 3ème étage 2ème coulage ( voile + plancher ) + Bat 10 : voile peripherique 5ème coulage.							
OUVRAGE: Realisation 2760 logements sayada mostaganem							
PRESSE: MATEST				CLASSE: A			
*COMPOSITION DE BETON							
S.1	617	kg/m³	L/m³	Ciment:	400	KG/m³	
S.2		kg/m³	L/m³	Eau:	185	L/m³	
G.1	15/25	kg/m³	L/m³	Adjuvant:	PLASTOCRETE 160	0,35%	KG/m³
G.2	8/15	794	kg/m³	Poids d'un m³ béton:			KG
G.3	3/8	388	kg/m³	Affaissement:		16	
Eprouvettes confectionnées par : le client							
Dimensions des éprouvettes (cm): 16/32							
RESULTATS							
N°	Date de Coulage	Date D'essai	Age en Jours	Poids (kg)	Compression		Moyenne (MPa)
					Charge(KN)	RC (MPa)	
01	19/05/14	16/06/14	28	15,50	684	34,20	32,15
02	"	"	"	15,50	615	30,75	
03	"	"	"	15,60	630	31,50	
*Observations: <span style="border: 1px solid black; padding: 2px 20px;">32,15 Mpa = 322 Bars</span>							

Fig II.8 : Copie d'un rapport d'essai de compression sur éprouvettes en 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

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

**Remarque**

Il faut noter que le béton utilisé dans notre projet est adjuventé et 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 :

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

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

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

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

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

**d) Contraintes limites de compression :**

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

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

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

$\Gamma_b = 1,15$  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 :

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

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

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

---


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

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

**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 de temps considérable pour les délais de réalisation et plus spécialement pour la technique coffrage tunnel.

Nous avons utilisé également pour nos cadres, épingles et étriers, un acier a hautes adhérence (FeE500) nervuré.

Pour le ferrailage des éléments non structuraux (escaliers, acrotères), nous avons utilisé 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)

$$\text{Coefficient de sécurité } \gamma_s \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad 1,00 \quad (\text{situation accidentelle}) \\ \gamma_s = 1,15 \quad 1,15 \quad (\text{situation durable et transitoire}) \end{array} \right\} \text{➤ } \text{ELS : d'après le (C.B.A 93 A.4.5.3)}$$

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

$\mu$  : 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 a effectué en ce qui concerne  $\sigma_s$  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 Plan architectural :**

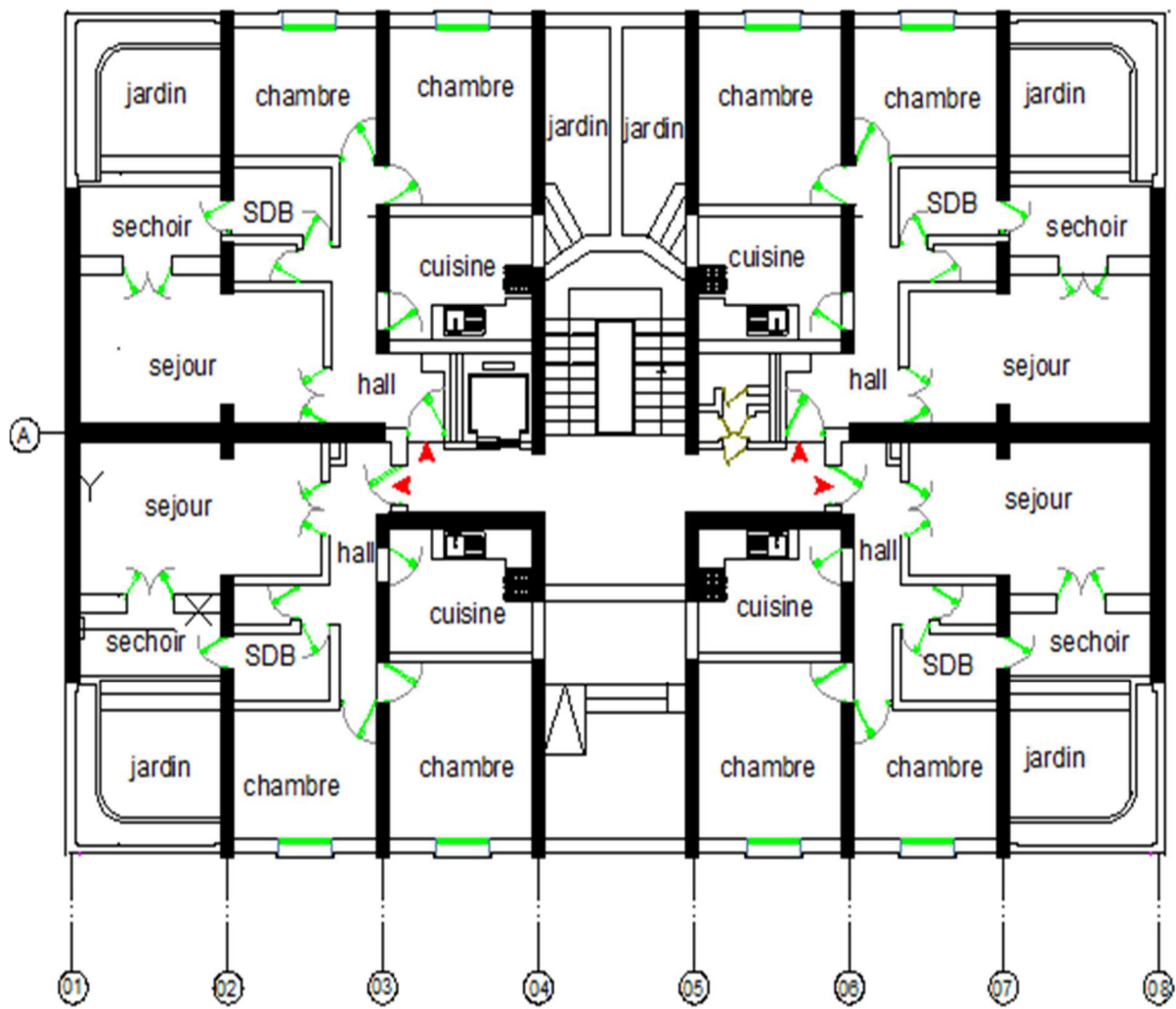


Fig II.9 : Plans architectural

## **Chapitre III**

---

### *Pré-dimensionnement des éléments résistants*

### III.1 Introduction :

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

### III.2 Pré-dimensionnement des planchers :

#### III.2.1 Plancher à dalle pleine :

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

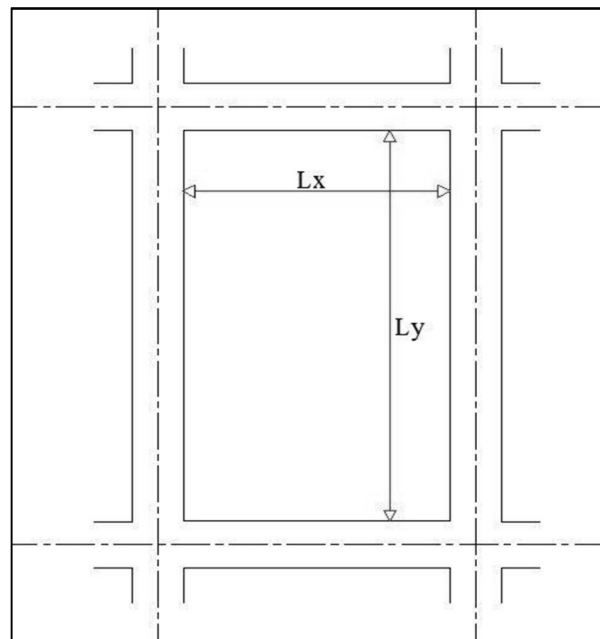
Soit un « panneau » de dalle chargé, de portées **Lx** et **Ly** mesurées entre nu d'appuis (**Fig III.1**).

Soit :

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

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

→ La dalle est considérée comme portant dans deux directions.



**Fig III.1** : schéma d'un panneau de dalle

Si  $\alpha \leq 0,40$

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

### III.2.2 Justifications et vérifications :

#### ► Epaisseur « $h_d$ » des dalles

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

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

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**).

$$\Rightarrow \text{Pour le présent projet, nous avons : } \left\{ \begin{array}{l} L_x = 3,50 \text{ m} \\ L_y = 10,05 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha = \frac{3,50}{10,05} = 0,34$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h_d = \left( \frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right) \Rightarrow h_d = \left( \frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) \times 350 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$h_d = (10 \div 11.66) \text{ cm} \Rightarrow h_d = 12 \text{ cm}$$

#### 1) Condition de résistance à l'incendie :

✓ Pour une heure de coupe-  $\longrightarrow h_d = 7 \text{ cm}$

✓ Pour deux heure de coupe-  $\longrightarrow h_d = 11 \text{ cm}$

$\longrightarrow$

**2) Condition d'isolation phonique :**

✓ 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 :  $h_d = 15 \text{ cm}$ "

**III.3 Descente de charges :**

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

**III.3.1 Les charges permanentes :**

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

**a) Planchers terrasse (inaccessible) :**

Matériau	Epaisseur (cm)	$\rho$ (Kg/m <sup>2</sup> /cm)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	4	20	80
Étanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente en béton (1%)	$H_{\text{moy}} = 12$	22	264
Isolation thermique en polystyrène	4	0,25	1
Dalle pleine en béton armé	15	25	375
Enduit au plâtre	1,5	10	15
			<b>747</b>

**b) Planchers étage**

Matériau	Epaisseur (cm)	$\rho$ (Kg/m <sup>2</sup> /cm)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	2	22	44
Mortier de pose	2	20	40
Lit de sable	2	18	36
Dalle pleine en béton armé	15	25	375
Enduit en plâtre	1,5	10	15
Cloisons légères	/	/	50
			<b>560</b>

**III.3.2 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) :  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

2) Planchers étage courant (niveau 1  $\Rightarrow$  09) :  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$

**III.3.2 Les combinaisons d'action :**

1) Planchers terrasse (inaccessible) :

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

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

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

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

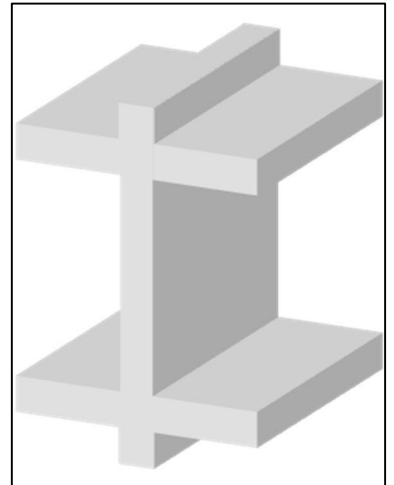
2) Planchers étage courant :

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

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

$$\text{ELS : } P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 560 + 150$$

$$P_{ser} = 710 \text{ daN/m}^2$$



**Fig III.2** : coupe de voile en élévation

### III.4 Pré-dimensionnement des voiles :

#### III.4.1 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 :

$$\Rightarrow L \geq 4e$$

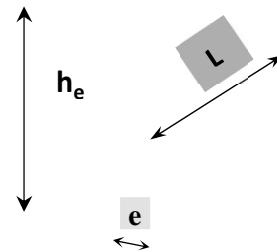
$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} \quad (\text{Les premiers cas ne sont pas recommandés, donc on optera pour le 3}^{\text{ème}})$$

avec :

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

$$e \geq \frac{291}{20}$$

$$e \geq 14,55 \text{ cm}$$



Donc on adoptera deux choix :  $e = 15 \text{ cm}$

$$e = 20 \text{ cm}$$

#### III.4.2 Voile périphérique :

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

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

## **Chapitre IV**

---

### *Etude des planchers*

## IV.1 Introduction :

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

Sa fonction principale consiste à :

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

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

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

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

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

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

## IV.2 Principe de calcul :

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

Pour le calcul, on utilisera **la méthode BAEL**, cette méthode s'applique aux dalles rectangulaires en continuité, totalement ou partiellement encastées, soumises à un chargement quelconque, en respectant la règle de fermeture des moments à **1,25 M<sub>0</sub>** dans les deux directions :

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

$M_t$  : Moment en travée.

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

$M_x$  : Moment pour une dalle simplement appuyée.

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

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

### IV.3 Hypothèses de calcul :

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

#### IV.3.1 Dalle portant dans un seul sens :

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

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

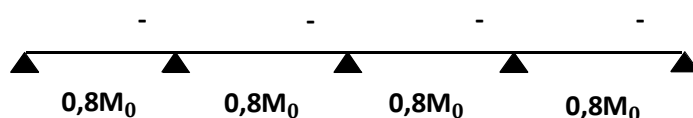
La charge est uniformément chargée.

#### 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 ( $b = 1m$ ) et de hauteur ( $h_0$ ) et de portée ( $L_x$ ).
- Les armatures ( $A_x$ ) calculées sont parallèles à ( $L_x$ ) et suivant le sens de ( $L_y$ ), on place des armatures de répartition ( $A_y$ ).

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

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



**IV.3.2 Dalle portant dans deux directions :**

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

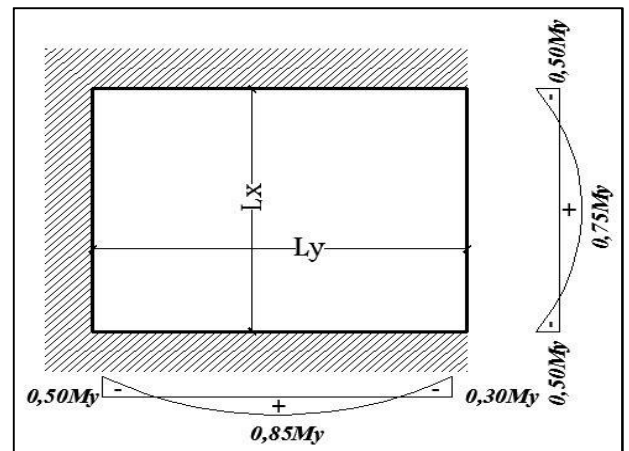
- Le rapport :  $0,4 < \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$
- La charge est uniformément chargée.

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 encastrées (totalement ou partiellement) peuvent être calculées à la flexion à partir des efforts qui s’y développeraient si elles étaient articulées sur leur contour.

Les moments de flexion maximaux calculés dans l’hypothèse de l’articulation peuvent être réduits de **15%** et **25%** selon la condition d’encastrement ce qui conduit à un moment en travée  $M_t$  de, respectivement, **0,85M<sub>0</sub>** et **0,75M<sub>0</sub>**. 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<sub>x</sub>** et **M<sub>y</sub>**) doivent être affectés d’un coefficient réducteur (noté  $\mu_x$  et  $\mu_y$ ) déterminé en fonction de ( $\alpha ; \nu$ ):

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

$\nu$  : coefficient de poisson

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

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

**IV.3.3 Les conditions d'appuis :**

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

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

Suivant le sens (x) :

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

Suivant le sens (y) :

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

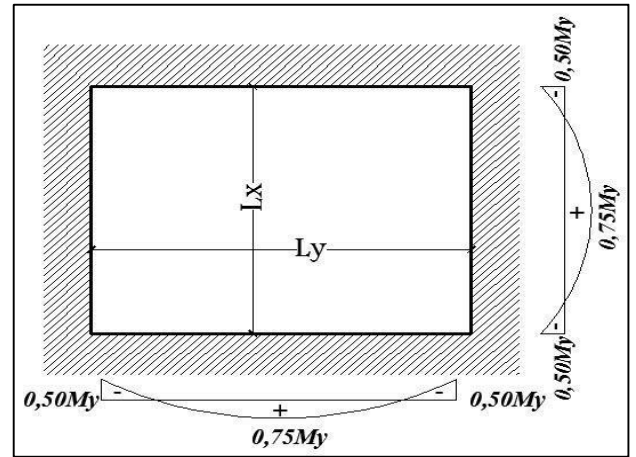


Fig IV.1 : Schéma d'un panneau continu au-delà de ses appuis

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

Suivant le sens (x) :

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

Suivant le sens (y) :

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

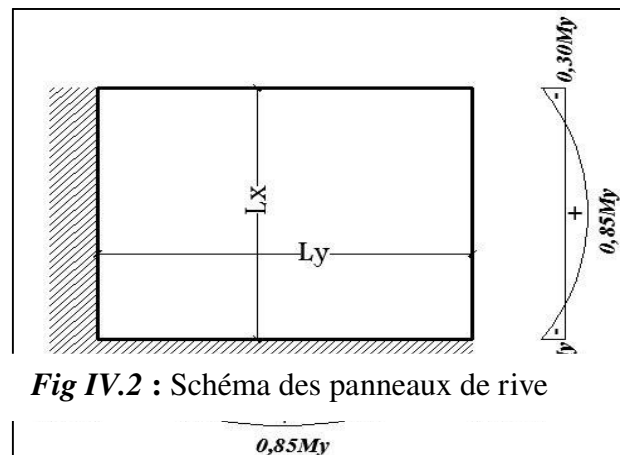
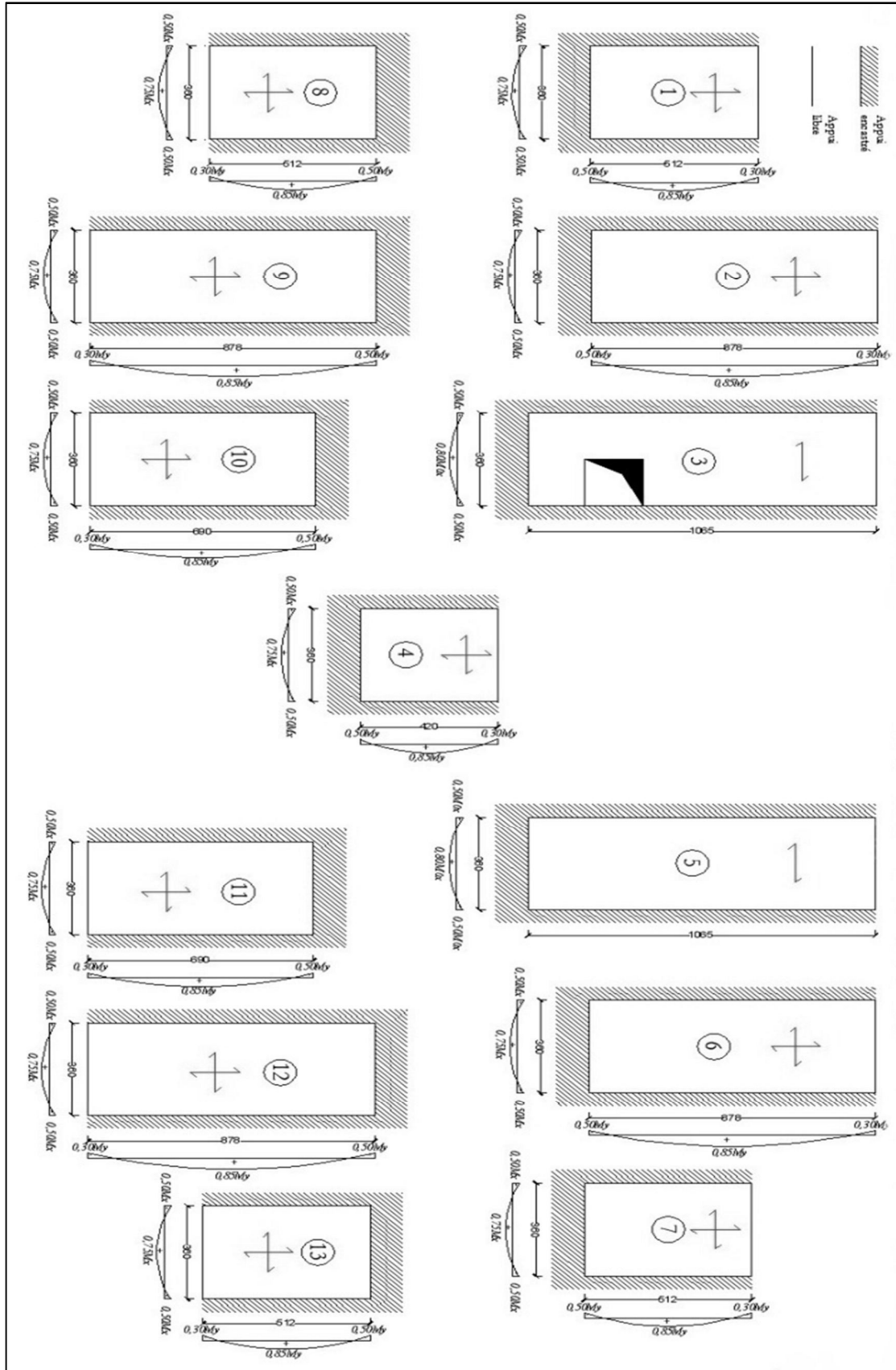


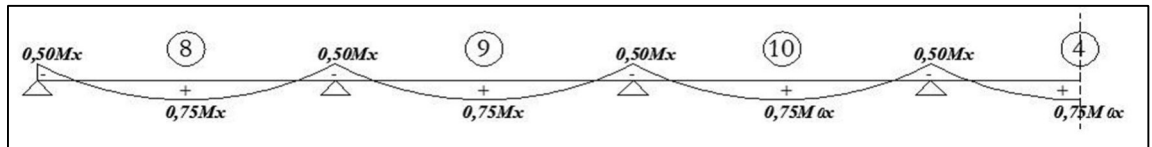
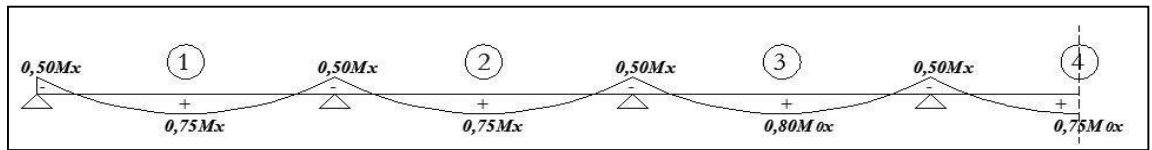
Fig IV.2 : Schéma des panneaux de rive



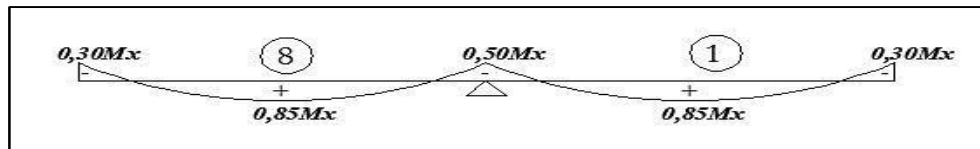
**IV.4.2 Établir le mode d'encastrement de chaque panneau :**



Sens x - x :



Sens y - y :



#### IV.4.3 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).

$$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \quad \text{avec } h_d = 15 \text{ cm} \Rightarrow \varnothing_{\max} \leq \frac{15}{10} \quad 1,5 \text{ cm} = 15 \text{ mm}$$

↳ 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 ( $a = 1 \text{ cm}$ ).

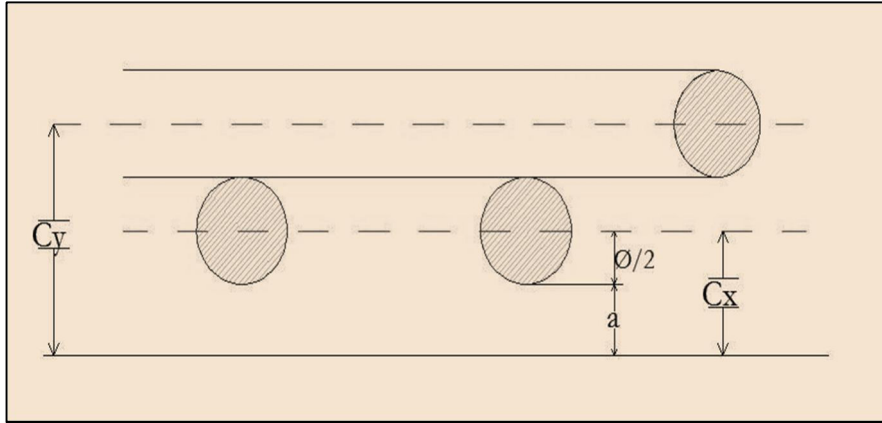


Fig IV.1 : Enrobage

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

Les hauteurs utiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_x = h_d - C_x = 15 - 1,4 = 13,6 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

#### IV.4.4 Calcul des sollicitations :

► Combinaisons fondamentales :

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

↳ Plancher terrasse (inaccessible) :  $G = 747 \text{ daN/m}^2$   $P = 100 \text{ daN/m}^2$

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

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

ELS :  $\bar{Q}_s = G + P = (747 + 100)$

$$\bar{Q}_s = 847 \text{ daN/m}^2$$



$$G = 560 \text{ daN/m}^2 \quad P = 150 \text{ daN/m}^2$$

**Plancher étage courant :**

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

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

$$\text{ELS : } \overline{Q_s} = G + P = (560 + 150)$$

$$\overline{Q_s} = 710 \text{ daN/m}^2$$

**► 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 3 et 5) :**

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (5)

( $L_x = 3,50 \text{ m}$  ;  $L_y = 10,05 \text{ m}$ )

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,34 \implies \alpha \leq 0,4 \\ \checkmark \text{ Charge uniformément répartie} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{le panneau (5) porte dans} \\ \text{une seule direction} \end{array}$$

A noter que pour la détermination des moments fléchissant, le panneau (5) est considéré comme étant encastré au niveau de ces appuis.

**↳ Pour le plancher terrasse :**

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_u = \overline{Q_u} \times 1,00 = 1158,45 \times 1,00 = 1158,45 \text{ daN/ml} \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{0x} = 1876,689 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1372,140 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8 M_{0x} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_{tx} = 1501,351 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 1097,712 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

⇒ Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{qL_x^2}{16} = 0,5 M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{ax} = -938,345 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -686,070 \text{ daN.m} \end{cases}$$



Pour le Plancher des étages courants :

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_u = \overline{Q_u} \times 1,00 = 981 \times 1,00 = 981 \text{ daN/ml}$$

$$M_{0x} = \frac{qL_x^2}{8} \begin{cases} \text{ELU : } M_{0x} = 1589,220 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{0x} = 1150,200 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx} = \frac{qL_x^2}{10} = 0,8 M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{tx} = 1271,376 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{tx} = 920,160 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en appuis :

$$M_{ax} = \frac{qL_x^2}{16} = 0,5 M_{0x} \begin{cases} \text{ELU : } M_{ax} = -794,610 \text{ daN.m} \\ \text{ELS : } M_{ax} = -575,100 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**Remarque** : Ces calculs sont valables pour le panneau de dalle (3).

**b) Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 4, 6...13)** :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (6)

( $L_x = 3,50 \text{ m}$  ;  $L_y = 9,57 \text{ m}$ )

$$\checkmark \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,41 \implies 0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{le panneau (6) porte sur deux direction}$$

✓ Charge uniformément répartie

$$M_x^u = \mu_x^u \cdot Q_u \cdot L_x^2$$

⇒

ELS	$\mu_x = 0,1088$	$\mu_y = 0,250$
ELS	$\mu_x = 0,1110$	$\mu_y = 0,2924$

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

Les coefficients réducteur ( $\mu_x$  et  $\mu_y$ ) sont déterminés en fonction de ( $\alpha$  ;  $\nu$ ) et relevé du tableau de l'annexe E3 du BAEL.

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

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

$$\begin{cases} M_x^u = 0,1088 \times 1158,45 \times (3,60)^2 = 1633,470 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,250 \times 1633,470 = 408,368 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1633,470 = 1225,103 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 408,368 = 347,112 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_{agx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1633,470 = -816,735 \text{ daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1633,470 = -816,735 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 408,368 = -204,184 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui de rive :

$$M_{ary}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 408,368 = -122,510 \text{ daN.m}$$

$$M_{arx}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1633,470 = -816,735 \text{ daN.m}$$

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

↳ Pour le plancher terrasse :  $Q_s = 847 \text{ daN/ml}$

$$\begin{cases} M_x^u = 0,1110 \times 847 \times (3,60)^2 = 1218,460 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0,2924 \times 1218,460 = 356,278 \text{ daN.m} \end{cases}$$

⇒ Moment en travée :

$$M_{tx}^u = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1218,460 = 913,845 \text{ daN.m}$$

$$M_{ty}^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 356,278 = 302,836 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui intermédiaires :

$$\text{Gauche : } M_{ag x}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1218,460 = -609,230 \text{ daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{ad x}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1218,460 = -609,230 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay}^u = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 356,278 = -178,139 \text{ daN.m}$$

⇒ Moment en appui de rive :

$$M_{ar y}^u = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 356,278 = -106,883 \text{ daN.m}$$

$$M_{ar x}^u = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 1218,460 = -609,230 \text{ daN.m}$$

**Fig VI :** tableau des moments fléchissant des différents panneaux dalles constituant le plancher terrasse

$M(dal.N.m)$	panneau 1	panneau 2	panneau 4	panneau 6	panneau 7	panneau 8	panneau 9	panneau 10	panneau 11	panneau 12	panneau 13	$M_{max}(dal.N.m)$
$M_x^u$	1026,924	1633,470	744,670	1633,470	1026,924	1026,924	1633,470	1406,766	1406,766	1633,470	1026,924	1633,470
$M_x^{ser}$	815,600	1218,460	621,305	1218,460	815,600	815,600	1218,460	1069,171	1069,171	1218,460	815,600	1218,460
$M_y^u$	443,631	408,368	525,141	408,368	443,631	443,631	408,368	351,692	351,692	408,368	443,631	525,141
$M_y^{ser}$	474,435	356,278	492,881	356,278	474,435	474,435	356,278	411,952	411,952	356,278	474,435	492,881
$M_{x^u}$	770,193	1225,103	558,503	1225,103	770,193	770,193	1225,103	1055,075	1055,075	1225,103	770,193	1225,103
$M_{x^{ser}}$	611,700	913,845	465,979	913,845	611,700	611,700	913,845	801,879	801,879	913,845	611,700	913,845
$M_{y^u}$	377,087	347,112	446,370	347,112	377,087	377,087	347,112	298,938	298,938	347,112	377,087	446,370
$M_{y^{ser}}$	403,269	302,836	418,949	302,836	403,269	403,269	302,836	350,159	350,159	302,836	403,269	418,949
$M_{x^u}$	513,462	816,735	372,335	816,735	513,462	513,462	816,735	703,383	703,383	816,735	513,462	816,735
$M_{x^{ser}}$	407,800	609,230	310,652	609,230	407,800	407,800	609,230	534,586	534,586	609,230	407,800	609,230
$M_{y^u}$	513,462	816,735	372,335	816,735	513,462	513,462	816,735	703,383	703,383	816,735	513,462	816,735
$M_{y^{ser}}$	414,386	609,230	321,630	609,230	414,386	414,386	609,230	541,721	541,721	609,230	414,386	609,230
$M_{x^u}$	221,816	204,184	262,571	204,184	221,816	221,816	204,184	175,846	175,846	204,184	221,816	262,571
$M_{x^{ser}}$	237,217	178,139	246,441	178,139	237,217	237,217	178,139	205,976	205,976	178,139	237,217	246,441
$M_{y^u}$	133,089	122,510	157,542	122,510	133,089	133,089	122,510	105,507	105,507	122,510	133,089	157,542
$M_{y^{ser}}$	142,330	106,883	147,864	106,883	142,330	142,330	106,883	123,586	123,586	106,883	142,330	147,864

**Fig VI** : tableau des moments fléchissant des différents panneaux de dalles constituant le plancher étage courant

$M(daNm)$	panneau 1	panneau 2	panneau 4	panneau 6	panneau 7	panneau 8	panneau 9	panneau 10	panneau 11	panneau 12	panneau 13	$M_{max}(daNm)$
$M_x^u$	869,621	1383,257	630,602	1383,257	869,621	869,621	1383,257	1191,279	1191,279	1383,257	869,621	1383,257
$M_x^{ser}$	683,679	1021,378	520,811	1021,378	683,679	683,679	1021,378	896,236	896,236	1021,378	683,679	1021,378
$M_y^u$	375,676	345,814	444,701	345,814	375,676	375,676	345,814	297,820	297,820	345,814	375,676	444,701
$M_y^{ser}$	397,696	298,651	413,159	298,651	397,696	397,696	298,651	345,320	345,320	298,651	397,696	413,159
$M_x^u$	652,216	1037,443	472,952	1037,443	652,216	652,216	1037,443	893,459	893,459	1037,443	652,216	1037,443
$M_x^{ser}$	512,759	766,033	390,608	766,033	512,759	512,759	766,033	672,177	672,177	766,033	512,759	766,033
$M_y^u$	319,325	293,942	377,996	293,942	319,325	319,325	293,942	253,147	253,147	293,942	319,325	377,996
$M_y^{ser}$	338,042	253,853	351,185	253,853	338,042	338,042	253,853	293,522	293,522	253,853	338,042	351,185
$M_x^u$	434,811	691,629	315,301	691,629	434,811	434,811	691,629	595,640	595,640	691,629	434,811	691,629
$M_x^{ser}$	341,839	510,689	260,405	510,689	341,839	341,839	510,689	448,118	448,118	510,689	341,839	510,689
$M_y^u$	434,811	691,629	315,301	691,629	434,811	434,811	691,629	595,640	595,640	691,629	434,811	691,629
$M_y^{ser}$	341,839	510,689	260,405	510,689	341,839	341,839	510,689	448,118	448,118	510,689	341,839	510,689
$M_x^u$	187,838	172,907	222,350	172,907	187,838	187,838	172,907	148,910	148,910	172,907	187,838	222,350
$M_x^{ser}$	198,848	149,325	206,580	149,325	198,848	198,848	149,325	172,660	172,660	149,325	198,848	206,580
$M_y^u$	112,703	103,744	133,410	103,744	112,703	112,703	103,744	89,346	89,346	103,744	112,703	133,410
$M_y^{ser}$	119,309	89,595	123,948	89,595	119,309	119,309	89,595	103,596	103,596	89,595	119,309	123,948

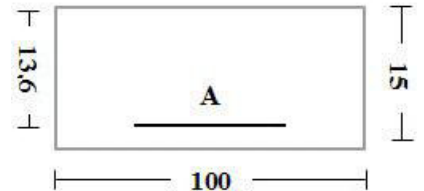
#### IV.4.5 Détermination des armatures :

##### a) Panneau de dalle portant dans une seule direction (panneau 3 et 5) :



Plancher terrasse (inaccessible) :

En travée	$M_{tx}^u = 15013,51 \text{ N.m}$	$M_{tx}^{ser} = 10977,12 \text{ N.m}$
-----------	-----------------------------------	---------------------------------------



##### ► Etat limite ultime (ELU) :

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{15013,51}{14,2 \times 100 \times (13,6)^2} = 0,0572$$

$$\mu = 0,0580 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000$$

$\xi_l$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0736$$

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

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{15013,51}{435 \times 0,971 \times 13,6} = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{tx \min}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (2,61 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3) Espacement maximal des armatures :**

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

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

**4) Choix des Armatures :**

$$A_{tx}^u = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (\text{T8} \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

**Remarque :**

On utilisera dans notre ferrailage en travée, des Panneaux TS8 de mailles (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  $\sigma_b$ , à la contrainte des aciers  $\sigma_s$  et aux déformations. Ces vérifications ont pour but d'évaluer la nécessité ou non du calcul à l'ELS :

✓ **La contrainte des armatures tendues  $\sigma_s$  :**

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

✓ **La contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

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  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 3,02}{100} \Rightarrow D = 0,453$$

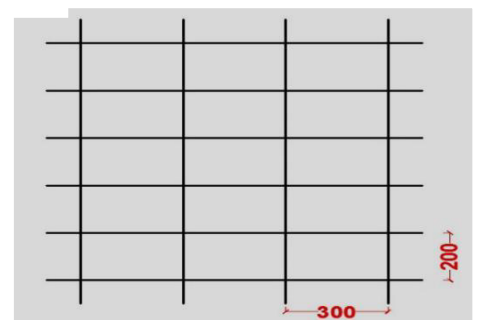
$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,453 \text{ donc } E = 12,322$$

$$\text{d'où } y_1 = 3,09 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times (3,09)^3}{3} + 15 \times 3,02 \times (13,6 - 3,09)^2 \Rightarrow I = 5987,292 \text{ cm}^4$$

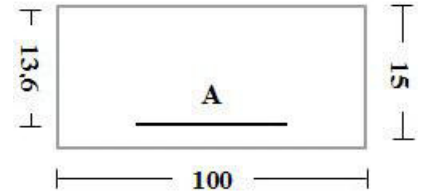
$$k = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{10977,12}{5987,292} \Rightarrow k = 1,833$$



Enfin  $\sigma_b = k \times y_1 = 1,833 \times 3,09 \Rightarrow \sigma_b = 5,66 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

### Conclusion :

La contrainte du béton  $\sigma_b$  étant vérifiée, nous retiendrons la valeur de la section d'armature calculée à l'ELU ( $A_{tx}^u = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ).



En appuis	$M_{ax}^u = - 9383,45 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = - 6860,70 \text{ N.m}$
-----------	------------------------------------	--

### ► Etat limite ultime (ELU) :

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{9383,45}{14,2 \times 100 \times (13,6)^2} = 0,0357$$

$\mu = 0,0357 < \mu_l = 0,392$  (Acier FeE500)  $\Rightarrow A'$  n'existe pas et  $1000 \xi_s > 1000 \xi_l$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0455$$

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

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9383,45}{435 \times 0,982 \times 13,6} = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{ax}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ax \min}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (1,62 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 1,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) **Espacement maximal des armatures :**

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

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

4) **Choix des Armatures :**

$$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

► **Etat limite de service (ELS) :**

Vérifications de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  ainsi que la contrainte des aciers  $\sigma_s$  et aux déformations.

- ✓ La vérification de la contrainte des aciers  $\sigma_s$  n'est pas nécessaire (fissuration peu nuisible).

Données	Unités
$f_{c28}$	25 MPa
<b>d</b>	13,6 cm
<b>b</b>	100 cm
$M_{ax}^{ser}$	6860,70 N.m
$A_u$	2,51 cm <sup>2</sup> /ml

- ✓ La vérification de la contrainte de béton  $\sigma_b$  passe par les calculs suivants

Vérification de la contrainte de béton $\sigma_b$		
<b>D</b>	$\frac{15 \times A_u}{b}$	0,377
<b>E</b>	$2 \times d \times D$	10,241
<b>y<sub>1</sub></b>	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,85 cm
<b>I</b>	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$	5122,6 cm <sup>4</sup>
<b>k</b>	$\frac{M_{ax}^{ser}}{I}$	1,339
<b><math>\sigma_b</math></b>	$k \times y_1$	3,81 MPa
<b><math>\overline{\sigma_b}</math></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  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

**Plancher étages courants :**

<b>En travée</b>	<b><math>M_{tx}^u = 12713,67 \text{ N.m}</math></b>	<b><math>M_{tx}^{ser} = 9201,6 \text{ N.m}</math></b>
------------------	---	---

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

<b>Etat limite ultime (ELU) :</b>		
<b><math>\mu</math></b>	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$	0,0484
<b><math>\alpha</math></b>	$1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0620
<b><math>\beta</math></b>	$1 - 0,4\alpha$	0,975
<b><math>A_{tx}^u</math></b>	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	2,20

<b>Données</b>	<b>Unités</b>
<b><math>f_{c28}</math></b>	25 MPa
<b>d</b>	13,6 cm
<b>b</b>	100 cm
<b><math>M_{tx}^u</math></b>	12713,67 N.m
<b><math>A_u</math></b>	3,02 cm <sup>2</sup> /ml

<b>Vérification de la contrainte de béton <math>\sigma_b</math></b>		
<b>D</b>	$\frac{15 \times A_u}{b}$	0,453
<b>E</b>	$2 \times d \times D$	12,322
<b><math>y_1</math></b>	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	3,09 cm
<b>I</b>	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$	5987,3 cm <sup>4</sup>
<b>k</b>	$\frac{M_{tx}^{ser}}{I}$	1,537
<b><math>\sigma_b</math></b>	$k \times y_1$	4,74 MPa
<b><math>\bar{\sigma}_b</math></b>	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

<b>Données</b>	<b>Unités</b>
<b><math>f_{c28}</math></b>	25 MPa
<b>d</b>	13,6 cm
<b>b</b>	100 cm
<b><math>M_{tx}^{ser}</math></b>	9201,6 N.m
<b><math>\sigma_{bc}</math></b>	14,2 MPa
<b><math>\sigma_s</math></b>	435 MPa

**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
- La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'ELU  
seront maintenues

En appuis	$M_{ax}^u = 7946,1 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = 5751 \text{ N.m}$
-----------	---------------------------------	-----------------------------------

Etat limite ultime (ELU) :		
$\mu$	$\frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2}$	0,0303
$\alpha$	$1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0384
$\beta$	$1 - 0,4\alpha$	0,985
$A_{ax}^u$	$\frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$	1,36

Données	Unités
$f_{c28}$	25 MPa
$d$	13,6 cm
$b$	100 cm
$M_{ax}^u$	7946,1 N.m
$\sigma_{bc}$	14,2 MPa
$\sigma_s$	435 MPa

Vérification de la contrainte de béton $\sigma_b$		
	$\frac{15 \times A_u}{b}$	0,377
$E$	$2 \times d \times D$	10,241
$y_1$	$-D + \sqrt{D^2 + E}$	2,846 cm
$I$	$\frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A_u \times (d - y_1)^2$	5122,6 cm <sup>4</sup>
$k$	$\frac{M_{ax}^{ser}}{I}$	1,123
$\sigma_b$	$k \times y_1$	3,19 MPa
$\overline{\sigma_b}$	$0,6 \times f_{c28}$	15 MPa

Données	Unités
$f_{c28}$	25 MPa
$d$	13,6 cm
$b$	100 cm
$M_{ax}^{ser}$	5751 N.m
$A_u$	2,51 cm <sup>2</sup> /ml

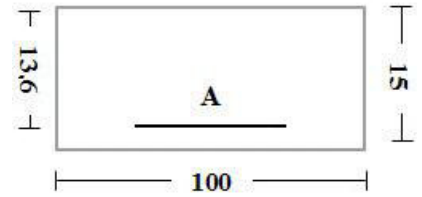
**Choix des armatures :**

$$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

**Conclusion :**

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

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

**b) Panneau de dalle portant dans deux sens (panneau 1, 2, 4, 6... 13) :**

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

En travée (sens x-x)	$M_{tx}^u = 12251,03 \text{ N.m}$	$M_{tx}^{ser} = 9138,45 \text{ N.m}$
----------------------	-----------------------------------	--------------------------------------

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

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{12251,03}{14,2 \times 100 \times (13,6)^2} = 0,0466$$

$$\mu = 0,0466 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0597$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12251,03}{435 \times 0,976 \times 13,6} = 2,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{tx}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{tx \min}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{tx}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (2,12 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{tx}^u = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3) Espacement maximal des armatures :**

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

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

**4) Choix des armatures :**

$$A_{tx}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (\text{T8} \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

**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  $\sigma_b$  et de l'acier  $\sigma_s$  pour les panneaux portant dans deux directions s'effectuera de la même façon.

**5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,51}{100} \Rightarrow D = 0,453$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 2,51 \times 0,453 \text{ et donc } E = 10,241$$

$$\text{d'où } y_1 = 2,85 \text{ cm}$$

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

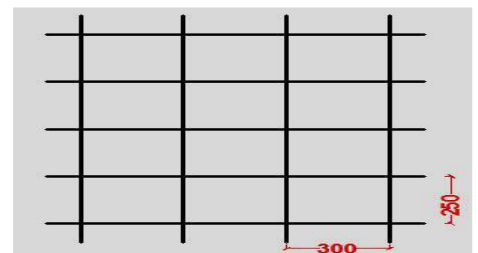
$$I = \frac{100 \times (2,85)^3}{3} + 15 \times 2,51 \times (13,6 - 2,85)^2 \Rightarrow I = 5122,560 \text{ cm}^4$$

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

$$\text{et enfin } \sigma_b = k \times$$

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

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



**Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
  - La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )
- } Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

En appuis (sens x-x)	$M_{ax}^u = - 8167,35 \text{ N.m}$	$M_{ax}^{ser} = - 6092,302 \text{ N.m}$
----------------------	------------------------------------	---

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{8167,35}{14,2 \times 100 \times (13,6)^2} = 0,0311$$

$$\mu = 0,0311 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0395$$

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

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8167,35}{435 \times 0,984 \times 13,6} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{ax}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ax \min}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

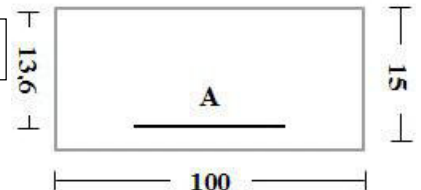
**Conclusion :**

$$A_{ax}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (1,40 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ax}^u = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**2) Espacement maximal des armatures :**

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

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

**3) Choix des Armatures :**

$$A_{ax}^u = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow (5T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

► **Etat limite de service (ELS) :**

4) **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

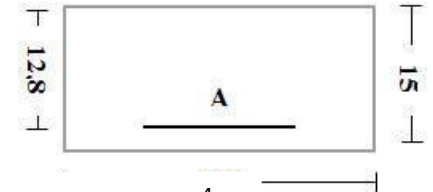
$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,51}{100} \Rightarrow D = 0,377$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 13,6 \times 0,377 \text{ et donc } E = 10,241$$

$$\text{d'où } y_1 = 2,85 \text{ cm}$$

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

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



$$k = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{6092,30}{5122,560} \Rightarrow k = 1,189$$

$$\text{Enfin } \sigma_b = k \times y_1 = 1,189 \times 2,85 \Rightarrow \sigma_b = 3,38 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

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

La fissuration est peu nuisible  
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

} Les armatures calculées à l'ELU  
seront maintenues

\*

En travée (sens y-y)	$M_{ty^u} = 4463,70 \text{ N.m}$	$M_{ty^s} = 4189,49 \text{ N.m}$
----------------------	----------------------------------	----------------------------------

► **Etat limite ultime (ELU) :**

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

$$\mu = \frac{M_{ty^u}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{4463,70}{14,2 \times 100 \times (12,8)^2} = 0,0192$$

$$\mu = 0,0192 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0242$$

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

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4463,70}{435 \times 0,990 \times 13,6} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{ty}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ty \text{ min}}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{ty}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0,81 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ty}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**3) Espacement maximal des armatures :**

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

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

**4) Choix des Armatures :**

Panneau TS8 de mailles (250 × 300) mm →  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 →  $e = 30 \text{ cm}$ )

► **Etat limite de service (ELS) :**

**5) Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,01}{100} \Rightarrow D = 0,3015$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 12,8 \times 0,3015 \text{ et donc } E = 7,718$$

d'où  $y_1 = 2,49 \text{ cm}$

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

$$I = \frac{100 \times (2,49)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (12,8 - 2,49)^2 \Rightarrow I = 3719,433$$

$$k = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{4189,49}{3719,433} \Rightarrow k = 1,126$$

Enfin  $\sigma_b = k \times y_1 = 1,126 \times 2,49 \Rightarrow \sigma_b = 2,81 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Conclusion :**

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

- La fissuration est peu nuisible  
(aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'ELU  
seront maintenues

En appuis (sens y-y)

$M_{ay}^u = - 2625,71 \text{ N.m}$

$M_{ay}^s = - 2464,41 \text{ N.m}$

► **Etat limite ultime (ELU) :**

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

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{2625,71}{14,2 \times 100 \times (12,8)^2} = 0,0113$$

$$\mu = 0,0113 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0142$$

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

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2625,71}{435 \times 0,994 \times 12,8} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{ay}^u = 0,0006 \times b \times h = 0,0006 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{ay \min}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**Conclusion :**

$$A_{ay}^u = \text{Max} (A_{cal} ; A_{min}) = \text{Max} (0,47 ; 0,9) \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{ay}^u = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3) **Espacement maximal des armatures :**

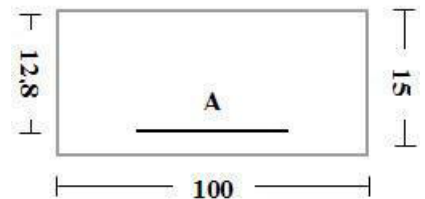
$$e \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 15 ; 33\text{cm})$$

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

4) **Choix des Armatures :**

$$4\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A_{ay} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 30 \text{ cm})$$



► **Etat limite de service (ELS) :**

1) **Vérification de la contrainte maximale du béton comprimé  $\sigma_b$  :**

$$D = \frac{15 \times A_u}{b} = \frac{15 \times 2,01}{100} \Rightarrow D = 0,3015$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \Rightarrow E = 2 \times d \times D \Rightarrow E = 2 \times 12,8 \times 0,3015 \text{ et donc } E = 7,718$$

$$\text{d'où } y_1 = 2,49 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times (2,49)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (12,8 - 2,49)^2 \Rightarrow I = 3719,433 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{2464,41}{3719,433} \Rightarrow k = 0,663$$

Enfin  $\sigma_b = k \times y_1 = 0,663 \times 2,49 \Rightarrow \sigma_b = 1,65 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Conclusion :**

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

- La fissuration est peu nuisible (aucune vérification pour  $\sigma_s$ )

Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

→ **Flanchet étage courant.**

**Sens x-x : en travée**

$M_{tx}^u$ (N.m)	$\sigma$ (MPa)	b (Cm)	d (Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{tx}^u$ (Cm <sup>2</sup> )	Le choix (Cm <sup>2</sup> )
10374,43	14,2	100	13,6	0,0395	0,0504	0,980	1,79	2,51
$D^2$	D	E	y1	I	$M_{tx}^{ser}$ (N.m)	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,142	0,3765	10,2408	2,846	5122,560	7660,332	1,495	4,26	

**Choix des Armatures :**

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

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

**Sens y-y : en travée**

$M_{ty}^u$ (N.m)	$\sigma$ (MPa)	b (Cm)	d (Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{ty}^u$ (Cm <sup>2</sup> )	Le choix (Cm <sup>2</sup> )
3779,96	14,2	100	12,8	0,0162	0,0205	0,992	0,68	2,01
$D^2$	D	E	y1	I	$M_{ty}^{ser}$ (N.m)	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,091	0,3015	7,7184	2,493	3719,433	3511,852	0,944	2,35	

**Choix des Armatures :**

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

(T8  $\rightarrow e = 30 \text{ cm}$ )

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

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

### Sens x-x : en appui

$M_{ax}^u$ (N.m)	$\sigma$ (MPa)	b (Cm)	d (Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{ax}^u$ (Cm <sup>2</sup> )	Le choix (Cm <sup>2</sup> )
6916,29	14,2	100	13,6	0,0263	0,0334	0,987	1,18	2,51
$D^2$	D	E	y1	I	$M_{ax}^{ser}$ (N.m)	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,142	0,3765	10,2408	2,846	5122,560	5106,888	0,997	2,84	

### Choix des Armatures :

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

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

### Sens y-y : en appui

$M_{ay}^u$ (N.m)	$\sigma$ (MPa)	b (Cm)	d (Cm)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{ay}^u$ (Cm <sup>2</sup> )	Le choix (Cm <sup>2</sup> )
2223,50	14,2	100	12,8	0,0096	0,0120	0,995	0,40	2,01
$D^2$	D	E	y1	I	$M_{ay}^{ser}$ (N.m)	k	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
0,091	0,3015	7,7184	2,493	3719,433	2065,795	0,555	1,38	

### Choix des Armatures :

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

(T8  $\rightarrow e = 30 \text{ cm}$ )

## IV.4.6 Vérification des contraintes de cisaillement et détermination de l'effort tranchant :

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

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

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 5) :

$L_x = 3,60 \text{ m}$	$L_y = 10,65 \text{ m}$
------------------------	-------------------------

$$T_x = \frac{1158,45 \times 3,60}{2} \times \frac{(10,65)^4}{(10,65)^4 + (3,60)^4} = 2058,34 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{1158,45 \times 10,65}{2} \times \frac{(3,60)^4}{(10,65)^4 + (3,60)^4} = 795,01 \text{ daN/ml}$$

Donc  $T_{\max}^u = 2140,39 \text{ daN/ml}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d \times 100} = \frac{2058,34 \times 10}{100 \times 13,6 \times 100}$$

$$\tau_u = 0,1513 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,35 \text{ MPa}$$

↳

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

On choisira le panneau le plus défavorable (panneau 5)

$$T_x = \frac{981 \times 3,60}{2} \times \frac{(10,65)^4}{(10,65)^4 + (3,60)^4} = 1743,034 \text{ daN/ml}$$

$$T_y = \frac{981 \times 10,65}{2} \times \frac{(3,60)^4}{(10,65)^4 + (3,60)^4} = 795,01 \text{ daN/ml}$$

Donc  $T_{\max}^u = 1743,034 \text{ daN/ml}$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_{\max}^u}{b \times d \times 100} = \frac{1743,034 \times 10}{100 \times 13,6 \times 100} \\ \tau_{..} &= 0,1282 \text{ MPa} \\ \overline{\tau}_u &= 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \tau_u < \overline{\tau}_u \text{ (Sans reprise de bétonnage)}$$

#### IV.4.7 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 ;

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

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

Où :

- $l_x$  : portée de la dalle suivant l'axe xx
- $h_d$  : hauteur de la dalle ;
- $d_x$  : hauteur utile de la section dans le sens x ;
- $M_{tx}^s$  : moment fléchissant maximal en travée à l'état limite de service dans le sens x ;
- $M_x^s$  : moment maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis simples dans le sens x ;
- $A$  : section des armatures tendues et
- $f_e$  : limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

$$\left[ \begin{aligned} \frac{15}{360} = 0,042 &\geq \frac{10977,120}{20 \times 13721,40} = 0,04 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{3,02}{100 \times 13,6} = 0,002 &\leq \frac{2}{500} = 0,004 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

#### Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

## **Chapitre V**

---

### *Etude des éléments non structuraux*

## V.1. Etudes des escaliers

### V.1.1 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.

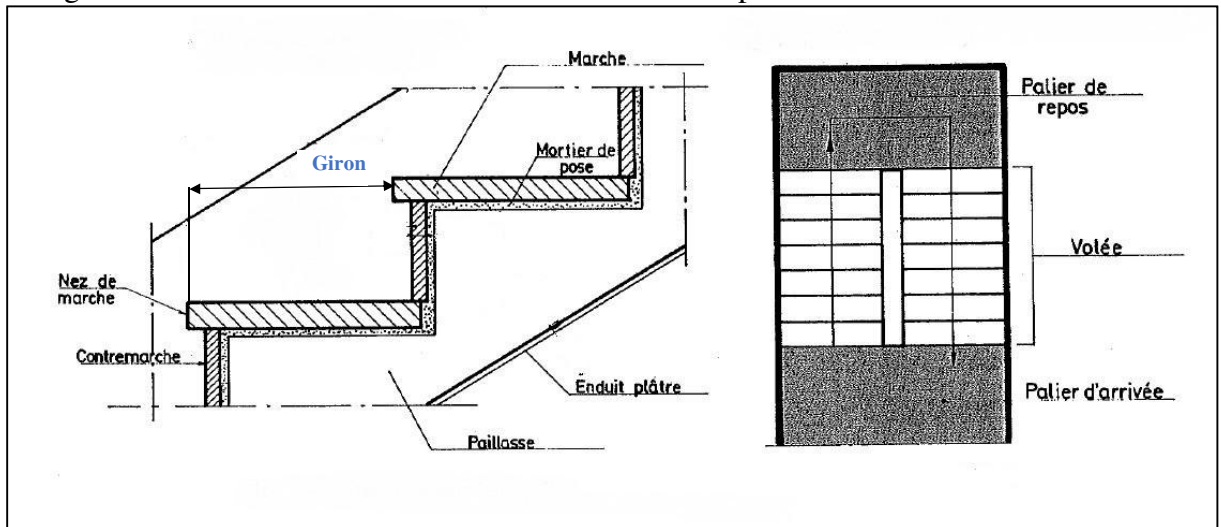
L'escalier est un élément non structurel car il ne participe pas à la résistance de la structure dont il fait partie. Sa fonction principale est de desservir les différents niveaux d'un ouvrage en toute sécurité

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'embranchement** : 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 paillasse** : 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 :



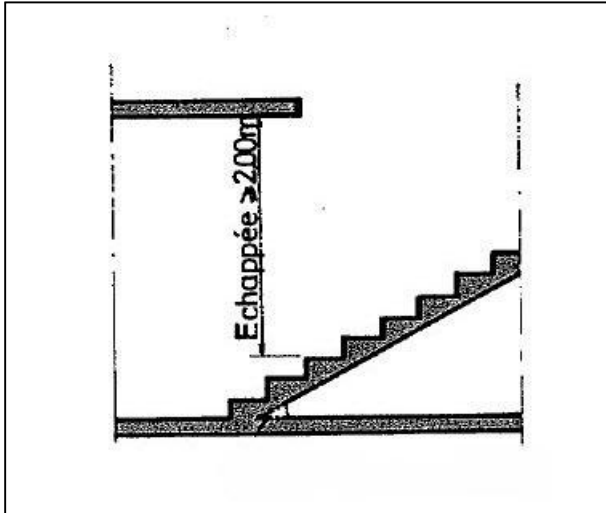


Fig V.1 : schéma de l'escalier

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 à paillasse porteuse.
- Escalier à marche porteuse.

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

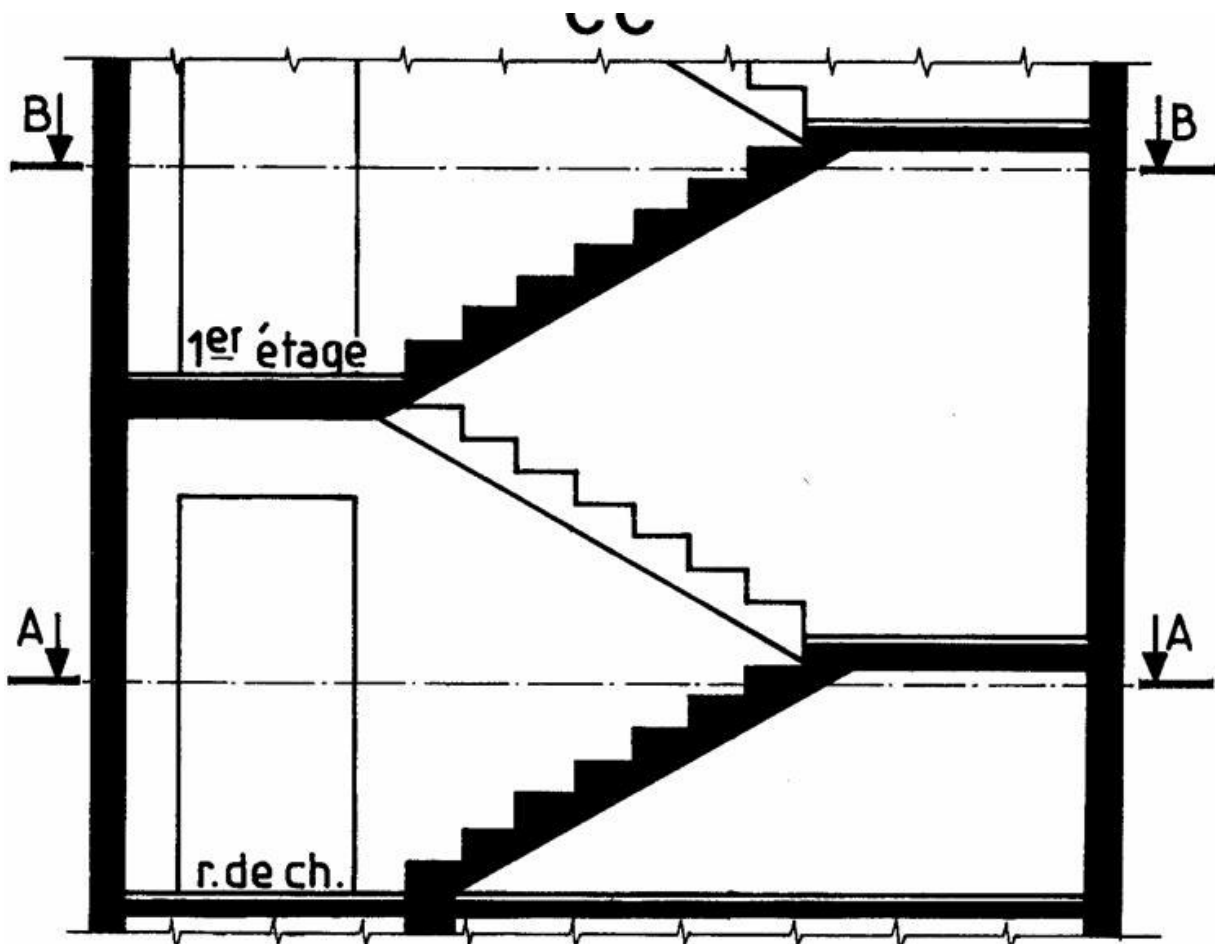


Fig VI.2 : plan de la cage d'escalier

**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 3<sup>ème</sup> coté.

**V.1.2 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 contre marches pour RDC (9 contre marches pour la volée 1; et 9 pour la volée 2)

**c) L'angle d'inclinaison ( $\alpha$ ) :**

► On a  $g = 30cm$  et  $h = 17cm$

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

**d) Dimension des volées :**

➤ **Volée (1) et (2):**

- **Longueur ( $L_p$ ):**  $L' = \frac{2.4}{\cos(29.53)} = 2.75m$

$$L_{paillasse} = L' + L_{palier} = 2.75 + 1.50 = 4.25m.$$

- **Epaisseur ( $e_p$ ) :**

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

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

### V.1.3 Descente des charges des escaliers :

#### a) Charge permanente de la Paillasse « G » :

Matériau	Formule	G (daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal (Carrelage + Matériaux de pose)	/	104
Revêtement vertical	$(104 \times h/g)$	55,46
Poids propre des marches	$(2500 \times h/2)$	176
Poids propre de la paillasse	$(2500 \times e_p/\cos\alpha)$	426,14
Enduit au ciment	$(18 \times 1,5/\cos\alpha)$	30,68
		<b>792,28</b>

#### b) Charge permanente du Palier « G » :

Matériau	Formule	G (daN/m <sup>2</sup> )
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
		<b>566</b>

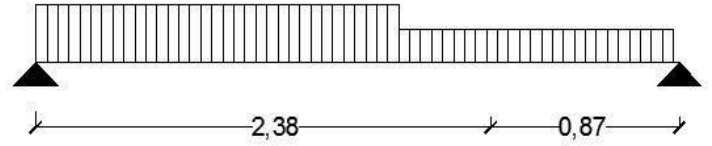
#### c) Charges d'exploitations « Q » :

Escalier (RDC + les autres étages) :  $Q = 250$  daN/m<sup>2</sup>

**V.1.4 Les combinaisons d'action Escalier (RDC + les autres étages) :**

**a) Paillasse :**

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



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

$$\begin{aligned} \text{ELS : } P_{\text{ser}} &= G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 792,28 + 250 \\ P_{\text{ser}} &= 1042,28 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

**b) Palier :**

$$\left. \begin{aligned} \text{ELU : } P_u &= 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 566 + 1,5 \times 250 \\ &P_u = 1125,6 \text{ daN/m}^2 \\ \text{ELS : } P_{\text{ser}} &= G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 566 + 250 \\ &P_{\text{ser}} = 806 \text{ daN/m}^2 \end{aligned} \right\}$$

**Remarque :**

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

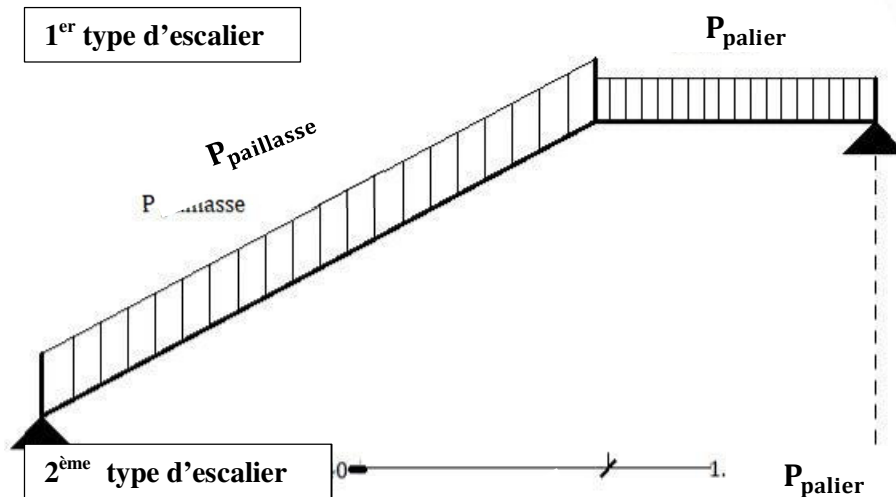


Fig VI.3 : Schéma statique des escaliers

**V.1.5 Calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier :**



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

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

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

**Calcul des sollicitations :**► **Etat limite ultime (ELU) :**

$$p_s^{pai} = 806 \text{ daN/m}^2$$

a) **Calcul des réactions :**

$$\begin{aligned} \sum M_{/B} = 0 &\Rightarrow R_A = 2310,3 \text{ daN} \\ \sum M_{/A} = 0 &\Rightarrow R_B = 2107,07 \text{ daN} \end{aligned}$$

**Vérification :**

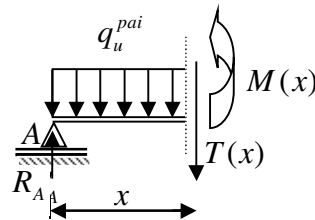
$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 2310,3 + 2107,07 \\ &= 1444,58 \cdot 2,38 + 1125,6 \cdot 0,87 = 4417,37 \text{ daN} \end{aligned}$$

b) **calcul des efforts tranchants et des moments fléchissons (M ; T) :**

⇒ **Section 1 - 1** :  $0 \leq x \leq 2,38$

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

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



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

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

$$\begin{aligned} x = 0 &\Rightarrow \begin{cases} T(0) = 2310,3 \text{ daN} \\ M(0) = 0 \end{cases} \implies & x = 2,38 \Rightarrow \\ \begin{cases} T(2,38) = -1127,8 \text{ daN} \\ M(2,38) = 1407,17 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases} & \end{aligned}$$

⇒ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

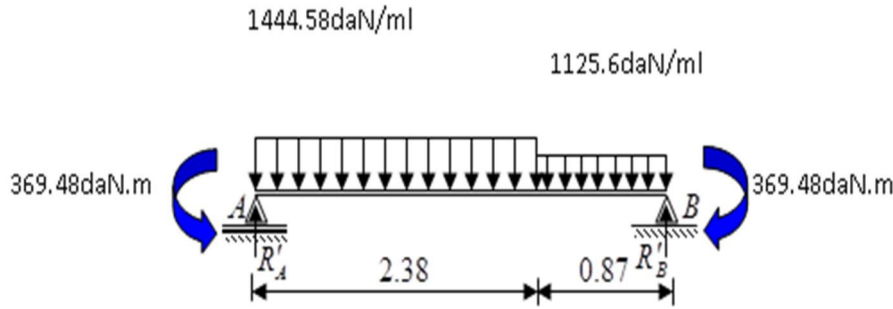
$$M_{m_{max}} = M(1,6) = 1847,42 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

✓ **Moment en appuis :**

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

✓ **Moment en travée :**

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



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 :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 1666,19 + 1515,66$$

$$= 1042,28 \cdot 2,38 + 806 \cdot 0,87 = 3181,85 daN$$

b) calcul des sollicitations (M ; T) :

⇒ Section 1-1 :  $0 \leq x \leq 2,38$

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

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

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

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

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

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

⇒ **Calcul du moment fléchissant maximum :**

✓ **Moment en appuis :**

✓  $M_a^s = -0,2M_{max}$

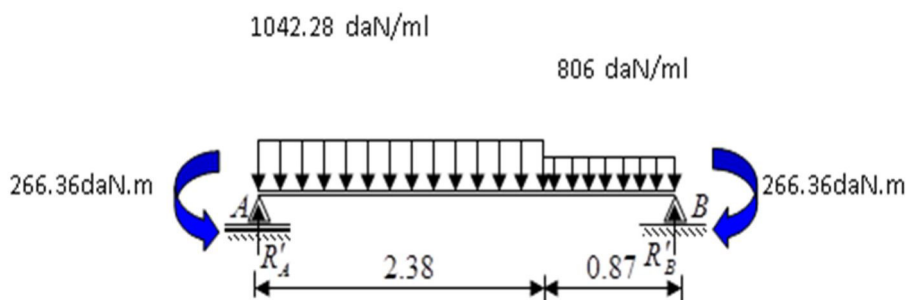
✓ **Moment en travée :**

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

c) **Recalculée les réactions :**

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

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



↳ **Calcul du ferrailage :**

En travée	$M_t^u = 1477,93 daN.m$
-----------	-------------------------

► **Etat limite ultime (ELU) :**

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

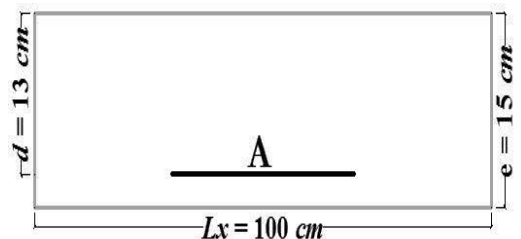
$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{14779.3}{14,2 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,062$$

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

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

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

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



b) **Détermination des armatures :**

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

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

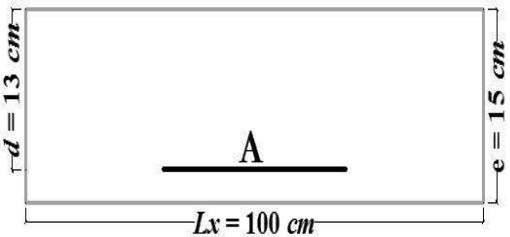
$$A_t = \max(A_{cal}; A_{cm^2/ml_{min}})$$

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

**d) Choix des armatures:**

5T10/ml  $\longrightarrow$  A = 3,93cm<sup>2</sup>/ml  
 (T10  $\longrightarrow$  e = 25cm).

En travée	$M_t^{ser} = 1065,43 \text{ daN.m}$
-----------	-------------------------------------



► **Etat limite de service (ELS) :**

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

- Flexion simple  
 - Section rectangulaire sans A'  
 - Acier FeE400

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

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

Avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1477,93}{1065,43} = 1,39$

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

**Conclusion :**

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

$\Rightarrow$  **Armatures de répartition :**

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

$\Rightarrow$  **Choix des armatures :**

5T8/ml  $\longrightarrow$  A = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml  
 (T8  $\longrightarrow$  e = 25cm).

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

► **Etat limite ultime (ELU) :**

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

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

$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A'$  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:**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3694.8}{348 \cdot 0.99 \cdot 13} = 0.82 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_0 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2.1}{400} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

**d) Choix des armatures :**

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

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

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 :

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

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

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

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

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} - \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ - \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

$$\Rightarrow \underline{A}_l \text{ (Aucune vérification pour } \sigma_s)$$

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

**⇒ Choix des armatures :**

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

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

► **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{\tau_{ux}^{max}}{b \times d \frac{23103}{100 \cdot 13 \cdot 100}}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

**V.1.6 Calcul du 2<sup>ème</sup> type escalier :**

↳ **Calcul des sollicitations :**

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

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

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

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

\*

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

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

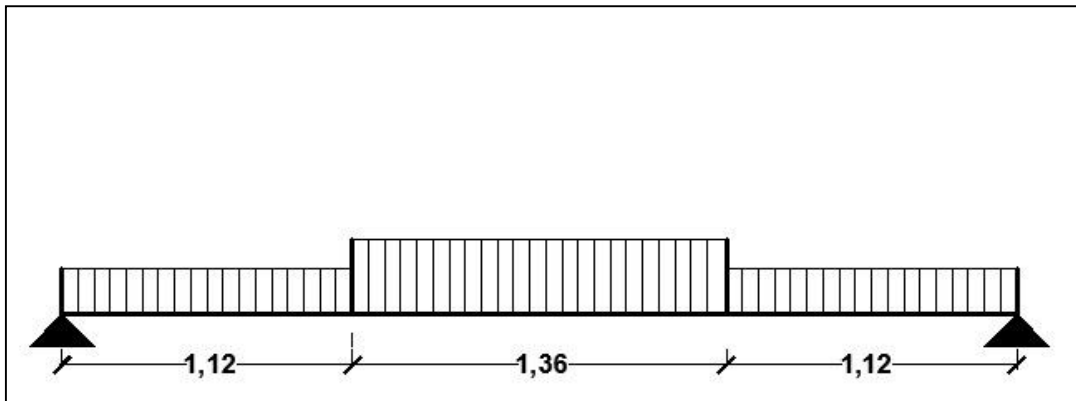


Fig VI.4 : Schéma statique du 2<sup>ème</sup> type d'escalier

► **Etat limite ultime (ELU) :**

a) **Calcul des réactions :**

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

$$R_A + R_A = 4490,05 \text{ daN} \Rightarrow R_A = R_A = 4490,05/2 = 2245,03 \text{ daN}$$

$$R_A = R_A = 2245,03 \text{ daN}$$

**b) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**✓ **Moment en appuis :**

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

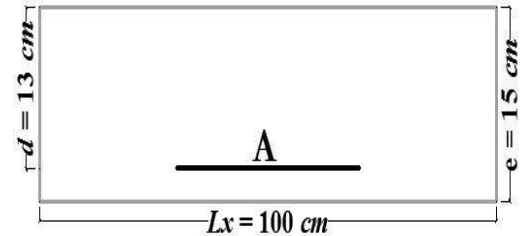
✓ **Moment en travée :**

$$M_t^u = 0,6M_{max}$$

► **Etat limite de service (ELS) :**a) **Calcul des réactions :**

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Rightarrow R_A + R_B \\ &= (806 \times 1,12 \times 2) \\ &+ (1042,28 \times 1,36) \\ &= 3222,94 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$R_A = R_B = 3222,94/2 = 1611,47 \text{ daN}$$

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

$$\begin{aligned} M_{max} \\ M_{max} \end{aligned}$$

✓ **Moment en appuis :**

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

✓ **Moment en travée :**

$$M_t^s = 0,6M_{max}$$

↳ **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 :**

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

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

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

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

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

**b) Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6876.3}{348 \times 0.99 \times 13} = 1.54 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

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

**d) Choix des armatures :**

$$\begin{aligned} 5\text{T}10/\text{ml} &\longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (\text{T}10 &\longrightarrow e = 25 \text{ cm}). \end{aligned}$$

En travée	$M_t^{\text{ser}} = 493,43 \text{ daN.m}$
-----------	---

**► Etat limite de service (ELS) :**

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

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

$$\begin{aligned} \text{Avec : } \gamma &= \frac{M_u}{M_s} = \frac{687,63}{493,43} = 1,39 \\ \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} &= 0,445 \geq \alpha = 0,036 \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

**Conclusion :**

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

**⇒ Armatures de répartition :**

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

**⇒ Choix des armatures :**

$$\begin{aligned} 5\text{T}8/\text{ml} &\longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (\text{T}8 &\longrightarrow e = 25 \text{ cm}). \end{aligned}$$

En appuis	$M_a^u = -458,42 \text{ daN.m}$
-----------	---------------------------------

► **Etat limite ultime (ELU) :**

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

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

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

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,024$$

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

b) **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{4584,2}{348 \times 0,99 \times 13} = 1,02 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

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

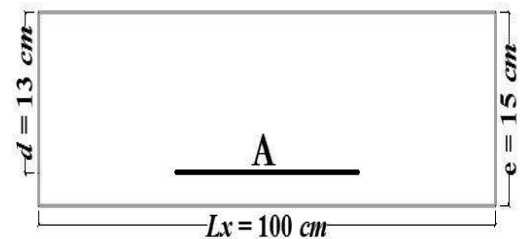
$$A_0 = \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2,1}{400} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = \max(A_a; A_{\min}(0,2^2)) / \text{mL}$$

d) **Choix des armatures :**

$$5\text{T}8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 25 \text{ cm}).$$



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 :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{458,42}{328,95} = 1,39$$

$$\frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \geq \alpha = 0,024 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

 $\Rightarrow$  **Armatures de répartition :**

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

 $\Rightarrow$  **Choix des armatures :**

5T8/ml  $\longrightarrow$  A = 2,51cm<sup>2</sup>/ml  
(T8  $\longrightarrow$  e = 25cm).

**Vérification des contraintes de cisaillement :**

$T_u^{\max} = 2245,03 \text{ daN}$
------------------------------------

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

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,173 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

}  $\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**V.2. L'acrotère :****V.2.1 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.

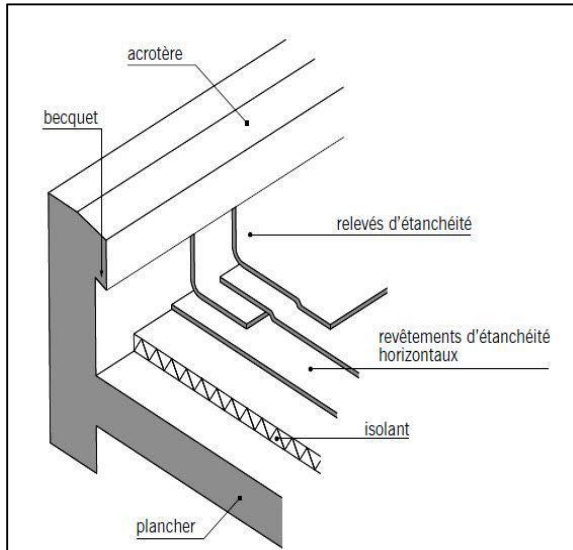


Fig VI.5 : schéma d'un acrotère bas

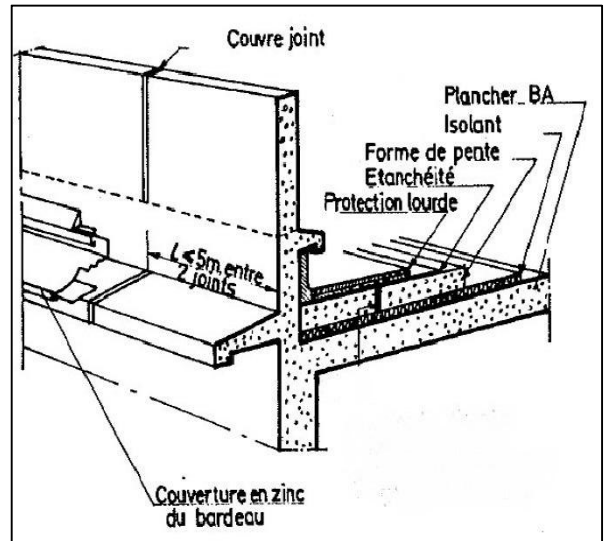


Fig VI.6 : schéma d'un acrotère haut

**V.2.2 Calcul des sollicitations :**

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

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

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

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

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

**$W_p$  :** 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

**a) le poids propre de l'acrotère  $W_p$  :**

$$W_p = 2500 \times (S_1 + S_2 + S_3 + S_4) \times b$$

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

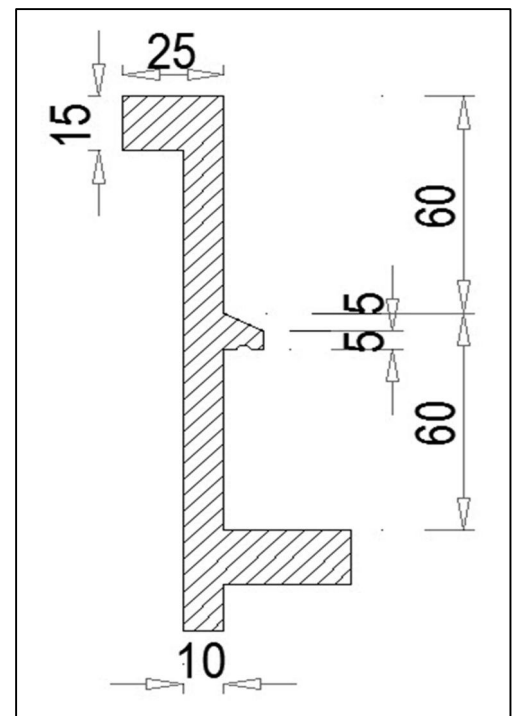


Fig VI.7 : schéma de l'acrotère étudié

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

**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) :**

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

► **Etat limite de service (ELS) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 556.25 \text{ daN} \\ M_{ser} = 320.4 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

**V.2.3 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  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

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) :**

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

$$e_0 = 0,64 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

⇒ 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.

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

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

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

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

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

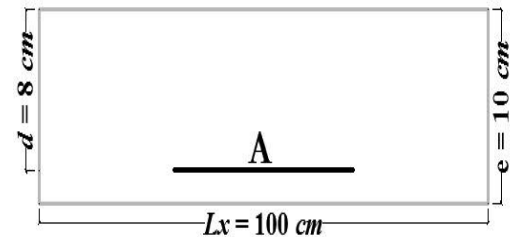
$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

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

**c) Détermination des armatures:**

- **Armature longitudinale :**

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



⇒ On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

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

- **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 armé 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

$$\left\{ \begin{array}{l} A \text{ cm}^2/\text{ml}_{min} \\ A_t = \max(A_{cal}; A \text{ cm}^2/\text{ml}_{min}) \\ A_r^t \geq \frac{A_t}{4} = \frac{2,50}{4} = 1,25 \text{ cm}^2/\text{m}_L \end{array} \right.$$

e) **Choix des armatures :**- **Armature longitudinale :**

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

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

- **Armatures de répartition :**

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

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

► **Etat limite de service (ELS) :**

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

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

⇒ 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

$y_2$  : La distance du point C à l'axe neutre

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression  $\Rightarrow y_2 > 0$ .

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

b) **Calcul des contraintes :**

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

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

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

$$p = -1614,82$$

$$\left. \begin{aligned} q &= -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2 \\ q &= -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24)^2 \end{aligned} \right\} q = 24026,11$$

$y_2$  est la solution de l'équation

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0 \Rightarrow y_2^3 - 1614,82y_2 + 24026,11 = 0$$

Dont la résolution est comme suite :

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

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

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

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

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

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

$$\text{D'où : } y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

### c) Calcul du moment statique :

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

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

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

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

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

Avec :  $FeE400 \Rightarrow \eta = 1,6$  et  $f_e = 400 \text{ MPa}$

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

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

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

**Conclusion :**

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

**► Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$T_u^{max}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{max}}{b \cdot d \frac{4005}{100 \times 8 \times 100}}$$

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

$$\tau_u = 0,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

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

**Remarque :**

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

## ***Chapitre VI***

---

### ***Etude Sismique de la structure***

## **VI.1 Introduction :**

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

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

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

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

## **VI.2 Etude sismique :**

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

Les Règles Parasismique Algérienne (**RPA.99 modifié 2003**) préconise et fixe des méthodes de conception et 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.

### **VI.2.1 Condition d'application pour chaque Méthode :**

#### **a) La méthode statique équivalente :**

Elle est utilisé si :

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

- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, 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.

**VI.2.2 Choix de la méthode de calcul :**

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

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

- Notre 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.

### **VI.2.3 Présentation du logiciel ETABS :**

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

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

### **VI.2.4 Principe de la méthode statique équivalente :**

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

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

### **VI.2.5 Application de La méthode :**

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

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

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen.

**Q** : facteur de qualité.

**R** : valeurs du coefficient de comportement.

**W** : Poids totale de la structure.

- **Coefficient d'accélération de zone « A » :**

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

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

$$\text{Résultat : } A = 0,15 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

Le site d'implantation de la structure appartient à la catégorie des sites fermes ( $S_2$ ), donc  $T_2 = 0,40 \text{ sec}$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

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

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)}$$

$$\Rightarrow \eta = 0,76 \geq 0,7 \text{ ..... Condition vérifiée}$$

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

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

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)  $\Rightarrow h_N = 30,6m$

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

Le contreventement de notre structure est assuré totalement par des voiles en béton armé  $\Rightarrow C_T = 0,050$

$$T = 0,050 \times (30,6)^{3/4} \Rightarrow T = 0,65 \text{ Sec}$$

**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.

$$\left[ \begin{array}{l} D_x = 24,50m \\ D_y = 19,62m \\ T_x = 0,09 \times 30,6 / \sqrt{24,50} \Rightarrow T_x = 0,55 \text{ sec} \\ T_y = 0,09 \times 30,6 / \sqrt{19,62} \Rightarrow T_y = 0,62 \text{ sec} \end{array} \right.$$

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 :

$$\left[ \begin{array}{l} T(x) = \min ( T ; T_x ) \Rightarrow T(x) = \min ( 0,67 ; 0,55 ) \\ T(y) = \min ( T ; T_y ) \Rightarrow T(y) = \min ( 0,67 ; 0,62 ) \end{array} \right. \left. \begin{array}{l} T(x) = 0,55 \text{ sec} \\ T(y) = 0,62 \text{ sec} \end{array} \right.$$

En fin, d'après (4.2) :

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T(x) = 0,55 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec} \\ T_2 = 0,40 \text{ sec} \leq T(y) = 0,62 \text{ sec} \leq 3,0 \text{ sec} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

$$D(x) = 2,5 \times 0,76 \times (0,40/0,55)^{2/3} \Rightarrow D(x) = 1,49$$

$$D(y) = 2,5 \times 0,76 \times (0,40/0,62)^{2/3} \Rightarrow D(y) = 1,36$$

- **Facteur de qualité « Q » :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4-4)$$

$P_q$  : 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	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,1	0,1
	0,2	0,2

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,2 \Rightarrow Q = 1,2$$

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

- **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) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{vec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

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

$W_{Qi}$ : charges d'exploitation.

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

Le poids totale de la structure est donnée par le logiciel de calcul « ETABS » que nous avons utilisé pour notre modélisation :  $W = 55038,50$  KN

En fin

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \cdot D(x) \cdot Q}{R} \\ V_y = \frac{A \cdot D(y) \cdot Q}{R} \end{array} \right. W = \frac{0,15 \times 1,49 \times 1,2}{3,5} \times 55038,50 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \mathbf{4217.52 \text{ KN}} \\ V_y = \mathbf{3849, 54 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

### VI.2.6 Vérification de la condition des résultantes des forces sismique :

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

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

$$\text{Vérification : } \left\{ \begin{array}{l} V_{Dx} = 6376,1 \text{ KN} > 0.8V_x = 3374.016 \text{ KN Condition vérifié} \\ V_{Dy} = 6516 \text{ KN} > 0.8V_y = \mathbf{3079.63 \text{ KN}} \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

### VI.2.7 Principe de la méthode d'analyse dynamique modale spectrale :

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

L'action sismique est 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 :

$$Sa/g = \begin{cases} 1.25A(1+(T/T_1)(2.5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta(1.25A) Q/R & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta(1.25A)Q/R(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta(1.25A)Q/R(T_2/T)^{2/3}(3/T)^{5/3}Q/R & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.13)$$

### VI.2.8 Modélisation mathématique par la méthode des éléments finis :

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

- ✓ de mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages
- ✓ de développer des méthodes de calculs
- ✓ d'obtenir un juste équilibre entre l'économie et la sécurité
- ✓ de libérer le projeteur des phases mécaniques, de l'évaluation des sollicitations statiques et dynamiques.

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

La modélisation de la structure implique la prise en compte d'un certain nombre  $N$  de degrés de liberté. Le calcul de la réponse dynamique de la structure

demande le calcul d'un certain nombre  $n$  de modes propres. Afin d'optimiser ce calcul, il faut acquérir au moment de la modélisation, la certitude qu'un nombre de mode limité pourra assurer le calcul de la réponse dynamique recherchée.

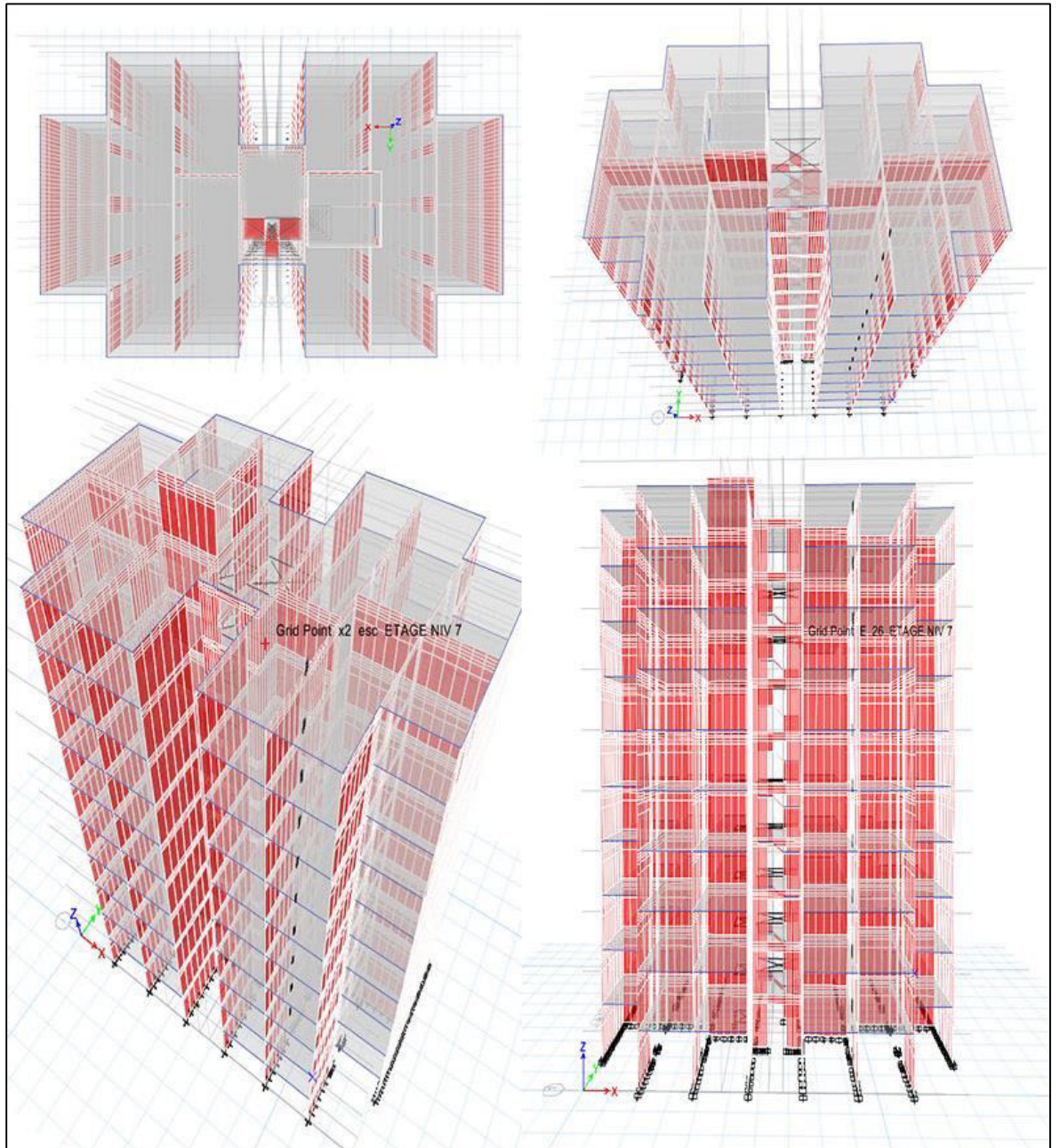
D'après le RPA99/2003, les structures irrégulières en plans (notre structure), sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, doivent être représenté par un modèle tridimensionnel, encastré a la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

### **VI.2.9 Nombre de modes à considérer :**

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

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

VI.2.10 **Modélisation :**



**Fig.VI.1** : image 3D de la structure sur ETABS

### VI.2.11 Résultats de l'analyse :

#### a) Période et facteur de participation massique :

Mode	Période (seconde)	Facteurs de Participation Massique (en%)			
		$U_x$	$U_y$	$\Sigma U_X$	$\Sigma U_Y$
1	0,389	7,543	0,257	7,543	0,257
2	0,370	0,065	70,216	7,608	70,473
3	0,349	68,347	0,008	75,956	70,481
4	0,108	12,609	0,060	88,565	70,541
5	0,097	1,558	6,330	90,123	76,871
6	0,093	0,505	11,321	90,628	88,192
7	0,092	0,162	0,010	90,790	88,202
8	0,056	4,507	0,010	95,296	88,211
9	0,046	0,040	4,480	95,336	92,692
10	0,043	0,008	0,350	95,344	93,042
11	0,040	0,548	0,935	95,892	93,977
12	0,037	1,615	0,115	97,507	94,092
13	0,030	0,749	0,038	98,256	94,130
14	0,029	0,026	0,013	98,282	94,143
15	0,028	0,074	0,048	98,356	94,191
16	0,028	0,029	2,247	98,385	96,438
17	0,028	0,032	0,330	98,417	96,768
18	0,027	0,032	0,000	98,449	96,768

Tableau VI.1 : Périodes et facteur de participation modale

➤ **Interprétation des résultats :**

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

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

$$\left[ \begin{array}{l} T_{\text{amp}}(x) = 0,55 \text{ sec} \\ T_{\text{amp}}(y) = 0,62 \text{ sec} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} 0,389 \text{ sec} < 1,3 \times 0,55 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée} \\ 0,389 \text{ sec} < 1,3 \times 0,62 \text{ sec} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- 2) Le premier mode est un mode de torsion.  
3) Le deuxième mode est un mode translation suivant le sens (yy).  
4) Le troisième mode est un mode de translation suivant le sens (xx).  
5) Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 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 nouvelles voiles afin de rigidifier la structure demeure impossible en raison de conditions pratiques imposées par la technique du coffrage tunnel et par le plan architectural qui présente une irrégularité de distribution des voiles horizontaux sur la partie inférieure du plan par rapport à la partie supérieure.

**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 à niveau d'étage  $i$ .

Chaque étage possède un centre de gravité ( $C_{Mi}$ ) à priori différent de celui des autres étages. Pour déterminer les sollicitations d'un niveau  $i$  d'un bâtiment de  $n$  étages soumis à une action sismique, il faut connaître la position de la force horizontale résultante  $V_i$  appliquée au même étage.  $V_i$  étant la somme des forces d'étage au-dessus du niveau ( $i$ ), elle passe par le centre de gravité ( $C_{Mi}$ ) de l'ensemble des étages situés au-dessus de l'étage  $i$ .

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

$$X_{C_{Mi}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j X_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j} \quad Y_{C_{Mi}} = \frac{\sum_{j=i+1}^n m_j Y_j}{\sum_{j=i+1}^n m_j}$$

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

- **Centre de rigidité :**

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

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

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	13,126	8,729	13,127	8,192	-0,001	0,537
1 <sup>er</sup>	13,126	8,729	13,127	8,323	-0,001	0,406
2 <sup>ème</sup>	13,126	8,729	13,127	8,381	-0,001	0,348
3 <sup>ème</sup>	13,126	8,729	13,127	8,397	-0,001	0,332
4 <sup>ème</sup>	13,126	8,729	13,127	8,385	-0,001	0,344
5 <sup>ème</sup>	13,126	8,729	13,127	8,359	-0,001	0,37
6 <sup>ème</sup>	13,126	8,729	13,126	8,328	0	0,401
7 <sup>ème</sup>	13,126	8,729	13,125	8,296	0,001	0,433
8 <sup>ème</sup>	13,124	8,718	13,123	8,269	0,001	0,449
9 <sup>ème</sup>	12,99	8,679	13,12	8,245	-0,13	0,434

**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 ( $C_{Mi}$ ) et les centre de rigidité ( $C_{Ri}$ ) à chaque étage. Cette excentricité résultant de la non coïncidence de ces deux centres est dite "**naturelle**".

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

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

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

$$e_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 \times L_x \Rightarrow e_{x \text{ accidentelle}} = 0,05 \times 26,40\text{m} = 1,32 \text{ m}$$

$$e_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 \times L_y \Rightarrow e_{y \text{ accidentelle}} = 0,05 \times 17,76\text{m} = 0,888 \text{ m}$$

**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 ( $\delta_{ek}$ ) 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 ( $\delta_{ek}$ )	
	Sens x-x (mm)	Sens y-y (mm)
9 <sup>ème</sup>	6,360	0,335
8 <sup>ème</sup>	5,871	0,276
7 <sup>ème</sup>	5,311	0,240
6 <sup>ème</sup>	4,681	0,206
5 <sup>ème</sup>	3,989	0,173
4 <sup>ème</sup>	3,252	0,140
3 <sup>ème</sup>	2,494	0,108
2 <sup>ème</sup>	1,743	0,075
1 <sup>er</sup>	1,036	0,043
RDC	0,423	0,016

**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 :

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

$\delta_{ek}$  : 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)		
	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)	$\delta_{ek}$ (mm)	$\delta_k$ (mm)	$\Delta_k$ (mm)
9 <sup>ème</sup>	6,360	22,261	/	0,335	1,171	/
8 <sup>ème</sup>	5,871	20,550	1,712	0,276	0,967	0,204
7 <sup>ème</sup>	5,311	18,590	1,960	0,240	0,841	0,126
6 <sup>ème</sup>	4,681	16,384	2,206	0,206	0,720	0,121
5 <sup>ème</sup>	3,989	13,961	2,423	0,173	0,604	0,116
4 <sup>ème</sup>	3,252	11,382	2,579	0,140	0,490	0,114
3 <sup>ème</sup>	2,494	8,727	2,655	0,108	0,377	0,113
2 <sup>ème</sup>	1,743	6,099	2,629	0,075	0,263	0,114
1 <sup>er</sup>	1,036	3,627	2,472	0,043	0,152	0,111
RDC	0,423	1,479	2,148	0,016	0,056	0,096

**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.

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

$$\Rightarrow \bar{\Delta} = 0,01 \times h_e = 2,88 \text{ cm ; donc la condition est vérifiée}$$

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  :**

L'effet P- $\delta$  (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<sub>k</sub> : 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<sub>k</sub> : effort tranchant d'étage au niveau "k" ⇒  $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ<sub>k</sub> : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage « k ».

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

Niveau	P <sub>k</sub> (KN)	h <sub>k</sub> (m)	Sens longitudinal (xx)			Sens transversal (yy)		
			Δ <sub>k</sub> <sup>x</sup> (m)	V <sub>k</sub> <sup>x</sup>	θ <sub>x</sub>	Δ <sub>k</sub> <sup>y</sup> (m)	V <sub>k</sub> <sup>y</sup>	θ <sub>y</sub>
9 <sup>ème</sup>	5738,594	2,88	/	1423,8	/	/	1575,3	/
8 <sup>ème</sup>	11208,307	2,88	0,001712	3784	0,00176	0,000204	4160,7	0,00019
7 <sup>ème</sup>	16687,031	2,88	0,001960	7040,6	0,00161	0,000126	7711,5	0,00009
6 <sup>ème</sup>	22165,756	2,88	0,002206	11075,7	0,00153	0,000121	12078,5	0,00008
5 <sup>ème</sup>	27644,480	2,88	0,002423	15780,4	0,00147	0,000116	17116	0,00007
4 <sup>ème</sup>	33123,205	2,88	0,002579	21043,6	0,00141	0,000114	22689	0,00006
3 <sup>ème</sup>	38601,929	2,88	0,002655	26753,4	0,00133	0,000113	28671,2	0,00005
2 <sup>ème</sup>	44080,654	2,88	0,002629	32798,9	0,00123	0,000114	34940,6	0,00005
1 <sup>er</sup>	49559,378	2,88	0,002472	39068,8	0,00109	0,000111	41385,4	0,00005
RDC	55038,498	2,88	0,002148	45444,9	0,00090	0,000096	47901,4	0,00004

Tableau VI.5 : Calcul du coefficient θ

**Conclusion :**

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

➤ **Vérification au renversement :**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Ms : Moment stabilisant} \Rightarrow \text{Ms} = \text{W} \times \text{L}/2 \\ \text{Mr : Moment renversant} \Rightarrow \text{Mr} = \sum \text{F}_i \times \text{h}_i \\ \text{W : Poids du bâtiment.} \\ \text{F : Force sismique au niveau i.} \end{array} \right.$$

**Sens Longitudinal (xx) :**

W (KN)	Lx (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
55038,5	26,4	726508,2	130881,312	5,55	✓

**Sens Longitudinal (yy) :**

W (KN)	Lx (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms / Mr	vérification
55038,5	17.76	488741,88	137956,032	3,54	✓

## **Chapitre VII**

---

### *Etude des voiles*

### VII.1 Introduction :

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

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

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

- Cloisons de séparation entre les locaux ou les chambres et garantir une isolation acoustique ainsi qu'une protection incendie (coupe-feu).
- murs de façade, murs pignons
- voiles périphériques, voiles soubassement

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

### VII.2 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.

### VII.3 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 :

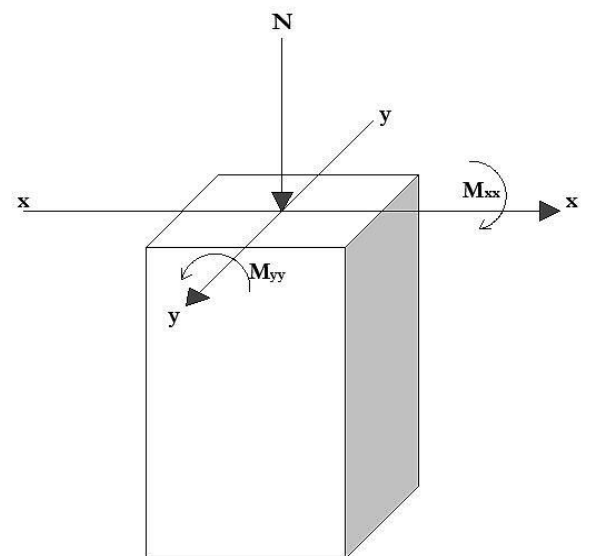
$$\begin{cases} \mathbf{G + Q + E} \\ \mathbf{0,8 G + E} \end{cases}$$

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 composée sont à considérer pour la détermination de la nature de la section, tout dépend de la position de l'axe neutre (entre ou en 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.

**VII.4 Ferrailage des voiles :**

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

**a) Le ferrailage des trumeaux :**

Les trumeaux seront calculés à la flexion composée avec un effort tranchant. Moyennant la satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par l'article **7.7.1 du RPA99/2003** et la disposition de contreventement en voiles dans deux directions orthogonales, le calcul des trumeaux se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (cf. **DTR-B.C.-2.41 "CBA 93"**).

Si la deuxième condition n'est pas respectée, il y a lieu de faire le calcul de vérification dans les deux directions; Le calcul dans la deuxième direction (direction orthogonale à la direction du plan moyen) doit alors se faire 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 ferrailages suivants:

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

**b) Le ferrailage des linteaux :**

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

On devra disposer :

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

**Remarque :**

Il y a lieu d'effectuer quelques vérifications comme :

## ✓ Vérification au flambement :

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

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

Avec :

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

b : épaisseur du voile;

d : hauteur utile (d = 0,9.h)

h : hauteur totale de la section brute

$$\overline{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28}$$

**VII.5 Règles communes :**

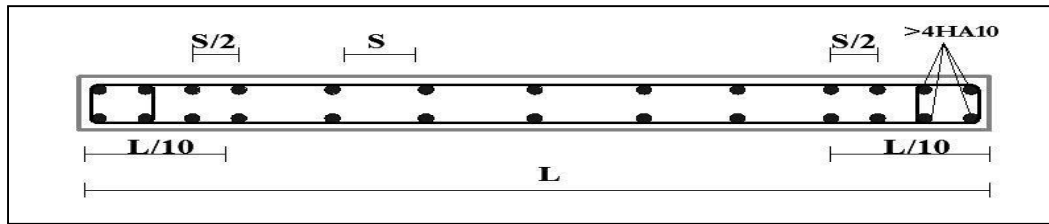
Lorsque la section d'acier calculée est nulle ou trop faible, le **RPA99/2003** imposent des sections minimales d'acier, qui sont les suivantes :

- 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 :  $\delta \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm})$ ..... 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 épingles au m<sup>2</sup>. 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 3cm<sup>2</sup> de section d'acier et un chaînage au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, de section minimale 1,5cm<sup>2</sup> 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 **0,15M<sub>0</sub>**, 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 (12Ø<sub>l</sub> ; 0,5a ; 30cm).

### VII.6 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.

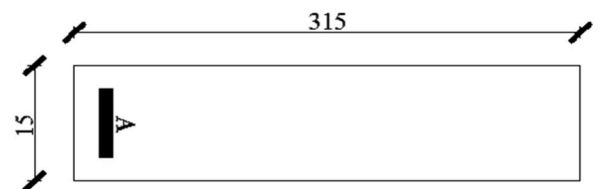
#### ➤ Ferrailage des trumeaux :

Après l'interprétation des résultats donnés par le logiciel **ETABS** nous avons obtenu :

$N_z$ (KN)	$M_x$ (KN.m)	$M_y$ (KN.m)	T (KN)
355,39	1400,217	7,464	286,83

↳ Ferrailage vertical suivant le sens xx :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_z = 355,39 \text{ KN} \\ M_x = 1400,217 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



a) Position du point d'application de l'effort normale de compression (N')  
sur la section de béton :

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{1400,217}{355,39} = 3,94 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 394 \text{ cm} > \frac{h_f}{2} = 145,5 \text{ cm}$$

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 :

$$M_1 = M + N' \left( d - \frac{l}{2} \right) = 1400,217 + 355,39 \times \left( 2,835 - \frac{3,15}{2} \right)$$

$$M_1 = 1848,008 \text{ KN.m}$$

c) Calcul des armatures en flexion simple :

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1848008}{18,48 \times 15 \times (284)^2} = 0,0827$$

$$\mu = 0,0827 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE500)}$$

$\Rightarrow$  A' n'existe pas et  $1000 \xi_c > 1000$

$$\text{Situations accidentelles} \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1080 \quad \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,957$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1848008}{500 \times 0,957 \times 284} = 13,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_c} = 13,60 - \frac{355390}{100 \times 500} = 6,49 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0$$

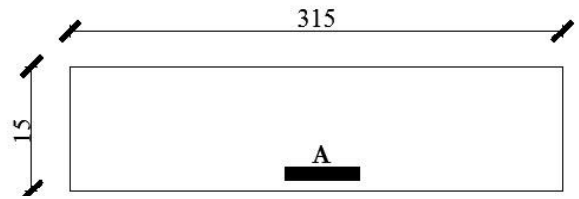
$$\Rightarrow A = 6,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d) Choix de ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{V1} = 6,49 \text{ cm}^2 \\ A_{\text{choix}} = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

↳ Ferraillage vertical suivant le sens yy :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_y = 355,39 \text{ KN} \\ M_y = 7,464 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



a) Position du point d'application de l'effort normale de compression (N')  
sur le noyau centrale de la section de béton :

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{7,464}{355,39} = 0,021\text{m} \Rightarrow e_0 = 2,1 \text{ cm} > \frac{h_f}{12} = 1,25 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression  $N'$  se trouve à l'extérieur du noyau central. Donc il n'y a pas lieu de vérifier si  $N'$  est excentré ou pas.

b) Position du point d'application de l'effort normale de compression (N')  
sur la section de béton :

$$e_1 = \frac{M}{N'} = \frac{7,464}{355,39} = 0,021\text{m} \Rightarrow e_0 = 2,1 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

Donc l'effort normal de compression  $N'$  se trouve à l'intérieur de la section.

c) Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N' \times (d - c_1) - M_1$$

(1)	≤	(2)
-----	---	-----

$M_1$  : Moment par rapport aux armatures les moins comprimées

$$M_1 = M + N' \left( d - \frac{l}{2} \right) = 7,464 + 355,39 \times \left( 0,135 - \frac{0,15}{2} \right)$$

$$M_1 = 28,787 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 0,15 - 0,81 \times 0,015) \times 18,48 \times 0,15 \times 3,15 \times 1000$$

$$(1) = 335,301 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 355,39 \times (0,135 - 0,015) - 28,787$$

$$(2) = 13,860 \text{ KN.m}$$

Conclusion:

$$(1) = 335,301 \text{ KN.m} > (2) = 28,787 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{SPC}$$

d) Calcul des armatures en flexion simple :

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{28787}{18,48 \times 315 \times (13)^2} = 0,0293$$

$$\mu = 0,0293 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE500)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0371$$

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1848008}{500 \times 0,985 \times 13} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ retour aux sollicitations réelles (la flexion composée) :

$$A_2 = A_1 - \frac{N}{100 \cdot \sigma_c} = 4,50 - \frac{355390}{100 \times 500} = -2,61 < 0$$

$$\Rightarrow A_2 = 0$$

✓ Armatures minimales :

$$A_{V2} = \text{Max}(A_2 ; A_1)$$

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\% = [(315 - 2 \times 15) \times 15] \times 0,10\%$$

$$A_1 = 4,28 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = (L \times e \times 0,15\%) - A_{V1} = (315 \times 15 \times 0,15\%) - 6,78$$

$$A_2 = 0,31 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_v = 4,28 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement minimal des barres verticales :

En zone courante :

$$\delta \leq \min(1,5 \times e ; 30\text{cm}) \Rightarrow \delta \leq \min(1,5 \times 15 ; 30\text{cm})$$

L'espacement est pris en fonction du nombre de barre à condition que :  $\delta \leq 30\text{cm}$

$$\Rightarrow \text{On adoptera donc un espacement : } \delta = 15\text{cm}$$

$$\delta' = \delta/2 = 10\text{cm}$$

✓ **Choix des armatures :**

Afin de vérifier l'espacement minimal préconisé par le RPA99/2003, on optera pour les choix suivants :

- **Sens x-x : 6T12** à chaque extrémité de la section verticale du voile
- **Sens y-y : T5.5** espacé de 15cm a chaque nappe pour les armatures parallèle aux parements du voile.

⇒ **Ferraillage horizontales :**

e) **Vérification de l'effort tranchant : V = 286,83 KN**

$$\tau_u = \frac{\overline{V}_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u \Rightarrow \overline{\tau}_u = 0,2f_{c28}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1,4 \times 286830}{15 \times 284 \times 100} = 0,94 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \quad \text{et donc :} \quad \tau_u < \overline{\tau}_u$$

(Condition vérifiée)

f) **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau_u - (0,3 \times f_{t28} \times k)}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow \text{Pas de reprise de bétonnage}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta} \geq \frac{\tau_u}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{\tau_u \times b_0 \times \delta}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,94 \times 15 \times 20}{0,9 \times \frac{500}{1}}$$

$$A_t \geq 0,62 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**

On adoptera pour le ferraillage des zones courantes, des panneaux TS5.5 (150 × 200) à haute adhérence de nuance FE500

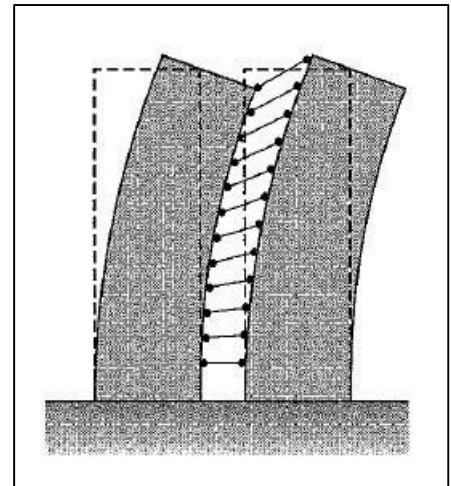
➤ **Principe des linteaux :**

Les linteaux sont des éléments reliant deux trumeaux d'un voile, à leurs extrémités par encastrement.

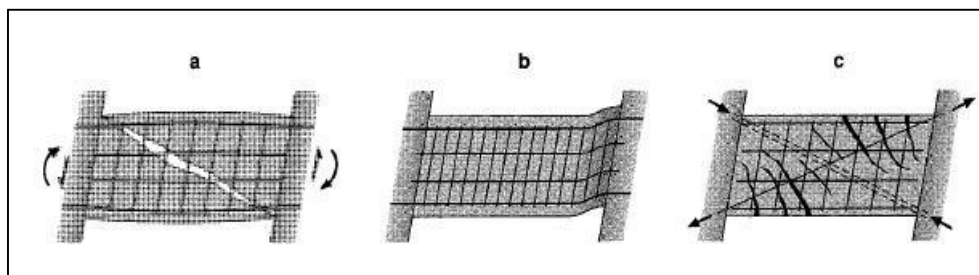
Dans le cas des murs à ouvertures, les rotations subies par les sections horizontales se traduisent par de fortes courbures et, donc, par de fortes exigences de ductilité de linteaux qui seront appelés à dissiper une partie importante de l'énergie par la formation des rotules plastiques entre les trumeaux et les linteaux comme c'est indiqué sur le schéma à droite.

Il faut rappeler qu'une rotule plastique est le point de départ de la déformation d'un voile quand il est sollicité. Ce point continue à se déformer (se plastifier) sans pour autant se rompre, tant que l'épuisement total de sa capacité de déformation n'a pas été atteint.

Les linteaux sont donc fortement sollicités à l'effort tranchant, avec parfois d'importants efforts axiaux de compression ou de traction. Leur endommagement dépend directement des dispositions d'armatures. Une disposition très rapprochée des armatures transversales ou la mise en place des armatures en X équilibrant directement les tensions diagonales améliorent la ductilité du linteau (Fig VII.4)



**Fig VII.3 :** Liaisons des trumeaux par les linteaux



**Fig VII.4 :** Dispositions des linteaux

➤ **Ferraillage des linteaux :**

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts M, V).

Après une vérification des contraintes limites de cisaillement ( $\tau_b$ ) dans linteaux, le ferraillage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du RPA99/2003 qui préconise deux cas :

⇒ **1<sup>er</sup> cas :  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$  (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)**

On dispose alors le ferraillage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
- Des aciers transversaux ( $A_t$ )
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_c$ )

⇒ **2<sup>ème</sup> cas  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$  (article 7.7.3.2 du RPA99/2003)**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ) à disposer obligatoirement (voir figure 7.6).

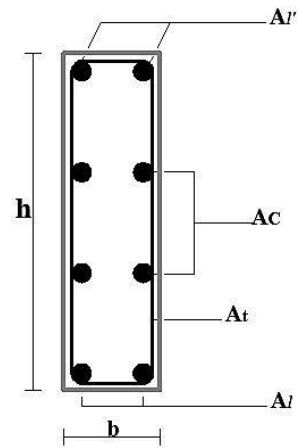


Fig VII.5 : Linteau du 1<sup>er</sup> cas

➤ **Ferraillage minimale :**

$$\left[ \begin{array}{ll} A_l ; A_l' \geq 0,0015 b.h & \\ A_c \geq 0,0020 b.h & \\ A_D \geq 0,0015 b.h & \text{Si } \tau_b > 0,06 f_{c28} \\ A_D = 0 & \text{Si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \\ A_t \geq 0,0015 b.S & \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \\ A_t \geq 0,0025 b.S & \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \end{array} \right.$$

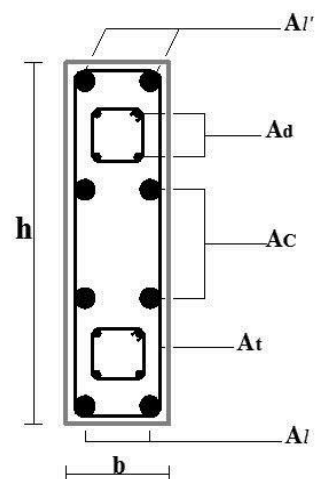


Fig VII.6 : Linteau du 2<sup>ème</sup> cas

➤ **Détermination des armatures :**

a) Vérification de l'effort tranchant :  $V = 173,60 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{h.d} \leq \bar{\tau}_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\Rightarrow \tau_b = \frac{1,4 \times 173600}{15 \times 0,9 \times 70 \times 100} = 2,57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

Et donc :  $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_b = 2,57 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \text{ (2<sup>ème</sup> cas)}$$

b) Calcul des armatures longitudinales ( $A_l$ ) :

$$(A_l ; A_l') \geq 0,0015 \times 15 \times 70$$

$$\Rightarrow (A_l ; A_l') \geq 1,58 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des armatures transversales ( $A_t$ ) :

$$\text{Puisque } \tau_b = 2,57 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,0025 \times 15 \times 15$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0,56 \text{ cm}^2$$

d) Calcul des armatures de peau ( $A_c$ ) :

$$A_c \geq 0,0020 \times 15 \times 70$$

$$\Rightarrow A_c \geq 2,1 \text{ cm}^2$$

e) Calcul des armatures diagonales ( $A_D$ ) :

$$\text{Puisque } \tau_b = 2,57 \text{ MPa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_D \geq 0,0015 \times 15 \times 70$$

$$\Rightarrow A_D \geq 1,58 \text{ cm}^2$$

$$A_D = \text{Max} (A_D (\text{Calculer}); A_D (\text{RPA}))$$

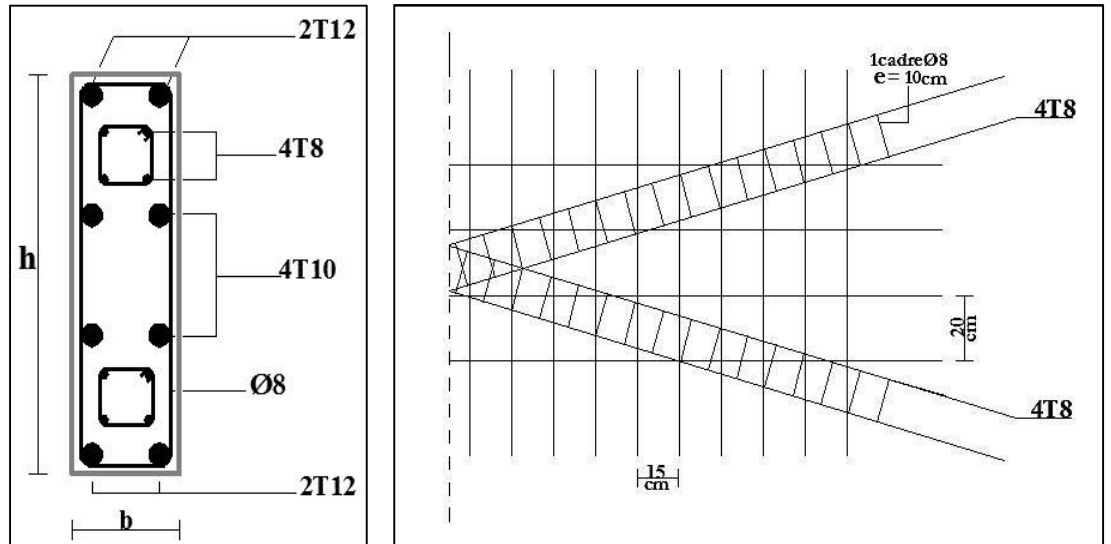
$$\left\{ \begin{array}{l} A_{D (\text{Calculer})} = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha} \\ \tan(\alpha) = \frac{h - 2.d'}{l} \Rightarrow \tan(\alpha) = \frac{70 - (2 \times 5)}{125} \Rightarrow \tan(\alpha) = 0,48 \\ \Rightarrow \sin(\alpha) = 0,433 \end{array} \right.$$

$$A_{D (\text{Calculer})} = \frac{1736}{2 \times 500 \times 0,433} = 4,01 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 4,24 \text{ cm}^2$$

f) Choix de ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} (A_l ; A_l')_{(\text{Calculer})} = 1,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow (A_l ; A_l')_{(\text{Choix})} = 4T12 \\ A_{t(\text{Calculer})} = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t(\text{Choix})} = \emptyset 8 + \emptyset 6 \\ A_{c(\text{Calculer})} = 2,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{c(\text{Choix})} = 4T10 \\ A_{D (\text{Calculer})} = 4,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{D (\text{Choix})} = 8T8 \end{array} \right.$$



VII.7 : Ferrailage du Linteau

➤ **Ferrailage Récapitulative des autres voiles :**

✓ **Voile sans ouvertures :**

**Ferrailage des trumeaux :**

Voile N°	Longueur (m)	Ferrailage verticale (extrémité)	Ferrailage (zone courante)	chaînage au croisement du plancher
V1-V8	10,44	6T12	TS5.5 (150× 200)	4T8
V11-V12	3,90	6T16	TS5.5 (150× 200)	4T8
V9-V10	7,65	8T16	TS5.5 (150× 200)	4T8

✓ **Voile avec ouvertures :**

**Ferrailage des trumeaux :**

(V2-V7) L = 17,75 m	Nombre de Trumeau	Longueur (m)	Ferrailage vertical (extrémité)	Ferrailage (zone courante)	chaînage au croisement du plancher
Trumeau extrême	2	3,90	6T12 + 4T12	TS5.5 (150× 200)	4T8
Trumeau intermédiaire	2	0,65	10T12		4T8

Trumeau central	1	1,06	12T12	4T8	
(V13) L = 3,90 m	Nombre de Trumeau	Longueur (m)	Ferrailage vertical (extrémité)	Ferrailage (zone courante)	chaînage au croisement du plancher
Trumeau	2	1,20	6T16	TS5.5 (150× 200)	4T8

(V4) L = 17,75 m	Nombre de Trumeau	Longueur (m)	Ferrailage vertical (extrémité)	Ferrailage (zone courante)	chaînage au croisement du plancher
Trumeau extrême	2	4,19	6T12	TS5.5 (150× 200)	4T8
Trumeau central 1	1	3,76	6T12	TS5.5 (150× 200)	4T8
Trumeau central 2	1	1,71	6T12+ 2T12	TS5.5 (150× 200)	4T8

(V5) L = 17,75 m	Nombre de Trumeau	Longueur (m)	Ferrailage vertical (extrémité)	Ferrailage (zone courante)	chaînage au croisement du plancher
(V3 - V6) L = 17,75 m	Nombre de Trumeau	Longueur (m)	Ferrailage vertical (extrémité)	Ferrailage (zone courante)	chaînage au croisement du plancher
Trumeau extrême	2	4,19	6T14	TS5.5 (150× 200)	4T8
Trumeau central 1	2	3,76	6T12	TS5.5 (150× 200)	4T8
Trumeau central 2	1 2	1,71 1,71	6T14+ 2T14 6T12	TS5.5 (150× 200) TS5.5 (150× 200)	4T8 4T8
Poteau allongé 1	1	0,41	6T20		4T8
Poteau allongé 2	1	0,36	6T12		4T8

✓ Ferrailage des linteaux :

(V2-V7)	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')$ <sub>(Choix)</sub>	$A_{t(Choix)}$	$A_{C(Choix)}$	$A_{D(Choix)}$
Linteau (1) en x	1,25	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T8
Linteau (2) en x	2,55	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T20

(V13)	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')$ <sub>(Choix)</sub>	$A_{t(Choix)}$	$A_{C(Choix)}$	$A_{D(Choix)}$
Linteau en x	1,50	4T16	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T20
(V4)	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')$ <sub>(Choix)</sub>	$A_{t(Choix)}$	$A_{C(Choix)}$	$A_{D(Choix)}$
Linteau (1) en x	1,20	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T16
Linteau (1') en x	1,20	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T20
Linteau (2) en x	1,50	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T20

(V5)	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')$ <sub>(Choix)</sub>	$A_{t(Choix)}$	$A_{C(Choix)}$	$A_{D(Choix)}$
Linteau (1) en x	1,20	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T14
Linteau (2) en x	1,50	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T20
(V3-V6)	Longueur d'ouverture (m)	$(A_l ; A_l')$ <sub>(Choix)</sub>	$A_{t(Choix)}$	$A_{C(Choix)}$	$A_{D(Choix)}$
Linteau (1) en x	0,94	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T14
Linteau (2) en x	0,84	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T14
Linteau	1,70	4T12	$\emptyset 6 + \emptyset 8$	4T10	8T20

## **Chapitre VIII**

---

### **Etude de l'infrastructure**

### VIII.1 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.

### VIII.2 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.

### VIII.3 Etude du voile périphérique :

Les voiles périphériques constituent avec les poteaux périphériques une caisse rigide qui résiste aux efforts Tranchants dus au séisme.

D'après RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- Epaisseur  $\geq 15$  cm.
  - Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
  - Un recouvrement de  $40 \phi$  pour les renforcements des angles.
- ⇒ On adopte une épaisseur  $e = 15$  cm.
- ⇒ La hauteur de voile périphérique = 3,5 m.

### VIII.3.1 Calcul des sollicitations :

- Le moment fléchissant maximum est donné par la formule suivante :

$$M_{\max} = \frac{2Ph}{9\sqrt{3}} \quad \text{Avec:} \quad Q = \frac{P_i \times h}{2} ; \quad P_i = \gamma_d \times h \times K_0$$

$$K_0 : \text{Coefficient de poussée} \Rightarrow K_0 = \text{tg}^2 \cdot \left[ \left( \frac{\pi}{4} \right) - \left( \frac{\phi}{2} \right) \right]$$

$$h = 3,5 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids volumique spécifique du remblai} \Rightarrow \gamma_d = 1,8 \text{ t/m}^2$$

$$\phi : \text{Angle de frottement interne du remblai} \Rightarrow \phi = 30^\circ$$

$$P_i = 2,1 \text{ t.}$$

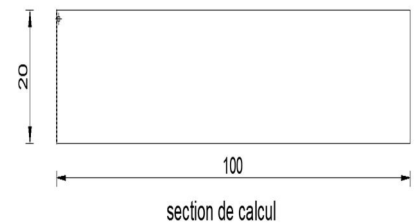
$$Q = 3,68 \text{ t.}$$

$$\text{D'où : } M = 0,943 \text{ t.m.}$$

- Calcul du ferrailage vertical:

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration très préjudiciable (le calcul se fera à l'ELS).

$$M_{\text{ser}} = 0,943 \text{ t} = 0,943 \times 10^2 \text{ KN.}$$



Le ferrailage sera fait pour une bande de section (1,00 x 0,2) m<sup>2</sup>.

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$x = (n \times \bar{\sigma}_{bc} \times d) / (n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st})$$

$$x = (15 \times 15 \times 0,9 \times 0,2) / (15 \times 15 + 201,63)$$

$$x = 0,0953$$

$$Z = d - x/3 = 0,9 \times 0,2 - \frac{0,0953}{3} = 0,1482$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times b \times x \times \bar{\sigma}_{bc} \cdot Z$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,0953 \times 15 \times 0,1482$$

$$\bar{M}_1 = 0,1059 \text{ MPa.}$$

$M_{\text{ser}} < \bar{M}_1 \Rightarrow$  donc la section sans armatures comprimées.

$$A_s = \zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{8,78} = 0,41 \text{ m} \Rightarrow ; A_s = 2,011 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

Le **RPA99/2003** préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 0,10\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⇒ **Choix des armatures verticales :**

$$6T10/ml \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

⇒ **Choix des armatures horizontales :**

$$6T10/ml \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

#### **VIII.4 Semelles filantes :**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

○ **E.L.U** :  $N_u = 5853,6 \text{ t}$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S_b \geq 292,68 \text{ m}^2$$

○ **E.L.S** :  $N_s = 6748,8 \text{ t}$

$$\Rightarrow S_b \geq 337,44 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est:  $S_b = 432 \text{ m}^2$

➤ **Conclusion :**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, par conséquent nous étions obligés d'envisager la solution du radier général comme fondation.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

**VIII.5 Etude du radier :**

**VIII.5.1 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 :**

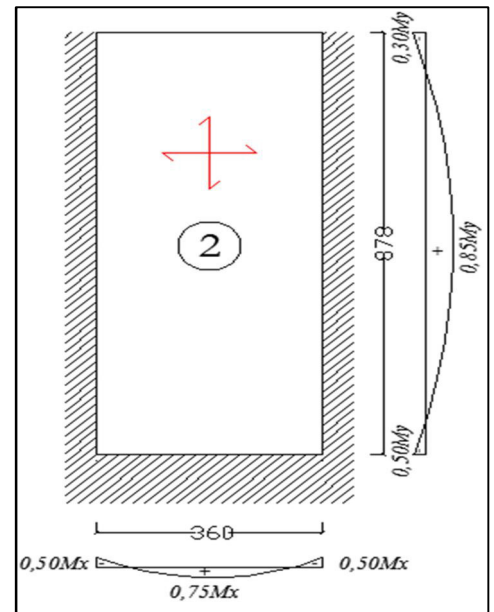
$$ELU \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

- **Situation accidentelle :**

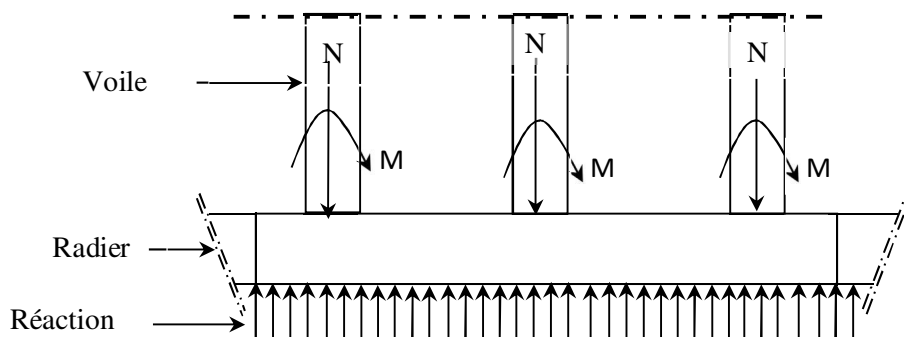
$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC5 \rightarrow 0,8G + E \\ ACC6 \rightarrow 0,8G - E \end{array} \right\} \text{[RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$

- **L'état limite de service:**

$$ELS \rightarrow G + Q$$



**Fig. VIII.2 :** Schéma du panneau le plus défavorable



**Fig. VIII.1 :** Schéma du radier général

### VIII.5.2 Pré dimensionnement du radier :

➤ **Hauteur du radier :**

Le pré- dimensionnement du radier consiste à déterminer son hanteur pour laquelle il résistera aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous - pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1) Condition forfaitaire
- 2) Condition de rigidité
- 3) Condition de non cisaillement
- 4) Condition de non poinçonnement

A noté que le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

1) **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau.

$$L \ 9.81m = \Rightarrow 1,09 \leq h \leq 1,76$$

2) **Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e : \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=40MN/m^3$  (HENRY THONIER) ;  
Conception et Calcul des structures de bâtiment.

E : module d'Yong du béton ( $E=3,10^4$  MPa) ;

I : inertie du radier ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$ ) ;

B : largeur du radier.

Pour notre cas :  $L=9.81m$ .

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 8,78}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 1,57 \text{ m}$$

**3) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_c 28 / \gamma_b = 1,16 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T_u^{max}}{b \times 0,9 h} \quad [\text{BAEL91/A5.1, 1}]$$

$$\delta_{t1} \leq -7,87 \text{ cm} \Rightarrow \text{valeur rejeté}$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible ;

$T^{max}$  : Effort tranchant max.

$$T^{max} = \max(T_x^{max}, T_y^{max})$$

On a  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{9,81} = 0,41$  le panneau travaille suivant deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{8,78} = 0,41 \text{ m} \Rightarrow \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

**Calcul  $q_u$  :**

La surface du radier est de :  $S = 477,3 \text{ m}^2$

Le poids de superstructure :  $G = 55038,5 \text{ KN}$

$$q^u = 1,35 \frac{G}{S} + 1,5Q$$

$$\Rightarrow h \geq 23 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{243,74}{0,9 \times 1 \times 1,16 \times 10^3} = 0,23 \text{ m}$$

$$q^u = 1,35 \frac{55038,5}{477,3} + 1,5 \times 5 = 163,17 \text{ KN/m}^2$$

$$(T_x = 195,80 \text{ KN} ; T_y = 243,74 \text{ KN})$$

$T^{max}$

**4) Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

$h$  : épaisseur du radier ;

$N_u$  : charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure :  $N_{u \max} = 5853,6 \text{ KN}$

$$U_c = 2(a_1 + b_2) \Rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$\Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

$$(1) \Rightarrow 45h + 3h^2 - 5853,6 \geq 0$$

$$\text{Ou : } h = 0,373 \text{ m.}$$

**Remarque :**

Le radier sera étudié comme un plancher renversé comportant un système de poutres (nervures) avec une hauteur égale à  $(L/10)$  et une dalle pleine d'épaisseur égale à  $L/20$ .

Pour satisfaire les quatre conditions, soit :  $h = 160 \text{ cm}$ .

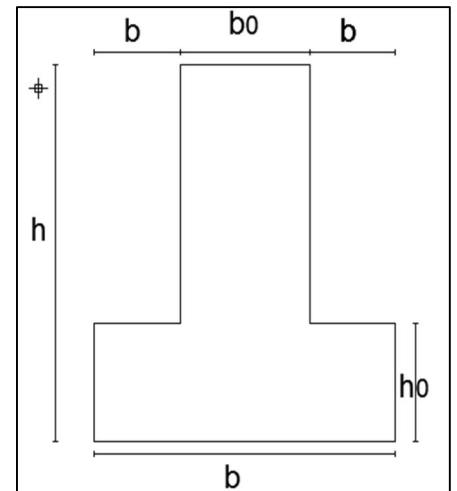


Fig. VIII. 4 : Dimensions de la poutre

➤ **La hauteur des nervures :  $h_n$**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{981}{10} = 98,1 \text{ cm}$$

On prendra :  $h_n = 110 \text{ cm}$ .

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{981}{20} = 49,05 \text{ cm}$$

On prendra  $e = 50 \text{ cm}$

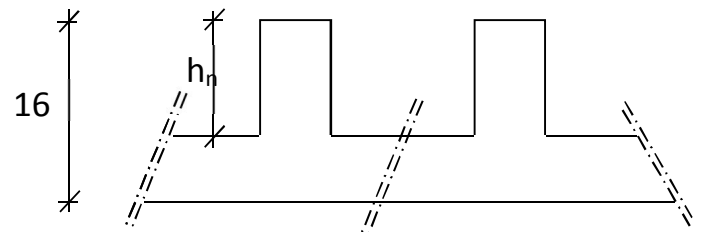


Fig. VIII. 3: Dimension du radier.

**VIII.6 Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- Poutres principales et Poutres secondaires
- Dimensions des poutres doivent satisfaire les

Conditions suivantes :

$$\checkmark \quad 0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$\checkmark \quad b_1 \leq \min \left( \frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10} \right)$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

► **Détermination des sollicitations :**

a) **Caractéristiques du radier :**

$$h = 160 \text{ cm}; e = 50 \text{ cm}; h_n = 110 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 477.3 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 61647.37 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 74947.5 \text{ m}^4$$

$$V_x = 9.97 \text{ m}$$

$$V_y = 10.08 \text{ m}$$

Avec :

$V_x, V_y$  : abscisse du centre de gravité du radier

$I_{xx}, I_{yy}$  : inerties du radier ;

	Poutres principales	Poutres secondaires
<b>h (cm)</b>	160	160
<b>h<sub>0</sub> (cm)</b>	50	50
<b>b<sub>0</sub> (cm)</b>	60	60
<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	40	40
<b>b (cm)</b>	140	140

**Tableau.VIII.1:** Dimension de la poutre

b) **Calcul du poids du radier: Pr**

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres principales : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b ;$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_s = L'(h - h_0)b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

$e$  : épaisseur du radier sans poutres ;

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton ;

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires ;

$$P_1 = 477.3 \times 0.5 \times 25 \Rightarrow P_1 = 5966.25 \text{ KN.}$$

$$P_p = 88.64 \times 0.66 \times 25 \Rightarrow P_p = 1462.56 \text{ KN.}$$

$$P_s = 25.2 \times 0.66 \times 25 \Rightarrow P_s = 415.8 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p + P_s = 7844.61 \text{ KN.}$$

c) **Surcharges d'exploitation :**

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 477.3 \Rightarrow Qr = 2386.5 \text{ KN.}$$

d) **Combinaisons d'actions :**

► **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$1) \text{ **Situations durable et transitoire :** } \frac{(1,35G + 1,5Q)}{N_u^1} + \frac{(1,35 Pr + 1,5Qr)}{N_u^2} + N_u^3$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 + N_u^3$$

Avec :

$N_u^3$  : Le poids de remblai.

$N_u^1$  : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 78919.2 \text{ KN}$$

$$N_u = 78919.2 + 14169.97 + 27216 \Rightarrow N_u = 120305.17 \text{ KN.}$$

$$M_x = -57.3 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -55.03 \text{ KN.m}$$

Avec :

$M_x$  et  $M_y$  : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

$M_x$ ,  $M_y$  et  $F_z$  sont donnés par le logiciel ETABS;

$x$ ,  $y$  : abscisses du point d'application de  $F_z$ .

**2) Situation accidentelle :**  $[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]$  et  $[(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$  +  $N_u^3$

$$N_a = 83897.61 + 10231.11 + 27216 \Rightarrow N_a = 121344.72 \text{ KN.}$$

$$M_x = -104.43 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -49.46 \text{ KN.m.}$$

► **Etat limite service (E.L.S.) :**

$$(G + Q) + (Pr + Qr) + N_u^3$$

$$N_s = 115712.87 + 10231.11 + 27216 = 153159.98 \text{ KN.}$$

$$M_x = -108.58 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -60.87 \text{ KN.m}$$

**1) Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$\sigma_{1,2}$  : Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)

**2) Situation durable et transitoire :**

► **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 120305.17 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Suivant l'article de **RPA99/V2003** :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 4bars$$

⇒ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{120305.17}{477.3} \pm \frac{-57.3}{61647.37} \cdot 9.97 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2.51 bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \\ \sigma_2 = 2.51 bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.51 bars$$

⇒ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{120305.17}{477.3} \pm \frac{-55.03}{74947.5} \cdot 10.08 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2.51bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \\ \sigma_2 = 2.51bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.51bars$$

► **Etat limite service (E L S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 153159.98KN$$

⇒ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{153159.98}{477.3} \pm \frac{-108.58}{61647.37} \cdot 9.97 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3.20bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \\ \sigma_2 = 3.20bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.20bars$$

⇒ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{153159.98}{477.3} \pm \frac{-60.87}{74947.5} \cdot 10.08 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3.20bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \\ \sigma_2 = 3.20bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3.20bars$$

**Situation accidentelle :**

⇒ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{121344.72}{477.3} \pm \frac{-104.43}{61647.37} \cdot 9.97 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2.53bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \\ \sigma_2 = 2.53bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{Condition vérifiée} \end{array}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.53bars$$

⇒ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{121344.72}{477.3} \pm \frac{-49.46}{74947.5} \cdot 10.08 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2.53 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_2 = 2.53 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right\} \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2.53 \text{ bars}$$

### f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

-P : Poids du bâtiment;

-S : Surface d'assise du bâtiment;

-Z : L'ancrage

$-\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $1 \text{ t/m}^3$ ).

**Fig. VIII.6:** Encrage de la structure

Pour la structure étudiée :  $P = 55038,5 \text{ KN} = 5503.85 \text{ t}$

$$1,5 \cdot S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 477.3 \times 1 \times 2.88 = 2061.94 \text{ t}$$

$$P = 5503.85 \text{ t} > 2061.94 \rightarrow \text{CV}$$

$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$  la structure est stable.

## III. Ferraillage du radier :

### III.1. Ferraillage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

#### a) Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

Le panneau le plus sollicité :  $L_x = 3.50m$   
 $L_y = 9.81m$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{8.78} = 0.41m \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x^* = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$\Rightarrow M_y^* = \mu_y \cdot M_x^* \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

$$\Rightarrow \text{Etat limite ultime (E L U):}$$

$$q_u = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 251 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Etat limite de service (E L S):}$$

$$q_s = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 320 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Situation accidentelle :}$$

$$q_{acc} = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) \cdot 1m = 253 \text{ KN/ml}$$

**Tableau VIII.2 :** Sollicitations (moments) suivant les sens x et le sens y.

Sollicitation	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$\rho=L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_{0x}$ (KN.M)	$M_{0y}$ (KN.M)
<b>E.L.U</b>	3,5	9.81	0,41	0,1088	0,2500	353.92	88.48
<b>E.L.S</b>	3,5	9.81	0,41	0,1110	0,2924	460.34	134.60

**Tableau. VIII .3:** Tableau récapitulatif des sollicitations maximales appuis et travées :

Moment \ Sens	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaison				
$M_a$ [KN.m]	<b>176.96</b>	<b>230.17</b>	<b>44.24</b>	<b>67.3</b>
$M_t$ [KN.m]	<b>265.44</b>	<b>345.25</b>	<b>66.36</b>	<b>100.95</b>

**III.1.1.Calcul des armatures :**✓ **Enrobage :**Fissuration préjudiciable  $\longrightarrow a = 2cm$ 

$$C_x = a + \frac{\varphi}{2}$$

$$C_y = a + \varphi + \frac{\varphi}{2}$$

$$\varphi_{max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{50}{10} = 5cm$$

En prend :  $\varphi = 1.6cm$ 

Donc :

$$C_x = a + \frac{1.6}{2} = 2.8cm$$

$$C_y = a + 1.6 + \frac{1.6}{2} = 4.4cm$$

$$d_x = h_0 - c_x = 47cm$$

$$d_y = h_0 - c_y = 45.6cm$$

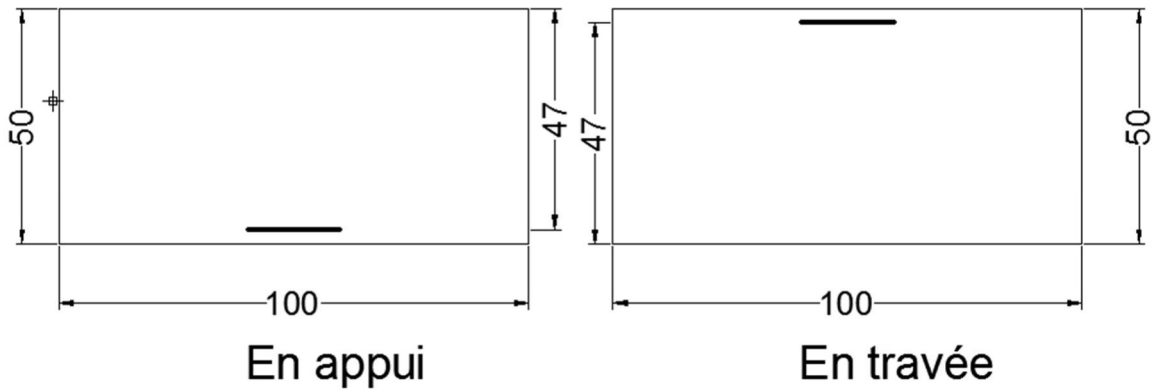
✓ **Sections de calcul :**a) **Sens xx :**

Fig.VIII. 7 : Section de calcul dans le sens yy.

b) **Sens yy :**

Fig.VIII. 8 : Section de calcul dans le sens yy.

a) **Sens x-x:**❖ **En travée :**⇒ **Etat limite ultime (E.L.U) :**  $M_u = 265.44 \text{ KN.m}$ 

$$\mu = \frac{265440}{14.2 \times 100 \times 47^2} = 0,085$$

 $\mu = 0,085 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$ 
 $\alpha = 0.011 \quad \beta = 0.96$ 

$$A = \frac{265440}{435 \times 0,96 \times 47} = 13.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

 $A = 13.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A \frac{2.1}{400_{min}} \\ A_{min}$$

$$A = \max(13.52; 5.68) \Rightarrow A = 13.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$9T14/\text{ml} \longrightarrow A = 13.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ (T14 \longrightarrow e = 12 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow \text{Etat limite service (E.L.S.) : } M_{ser} = 345.25 \text{ KN.m}$$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 13.85/100 = 2.08 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2.08 \times 47 = 195.29 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -2.08 + \sqrt{195.29 + 2.08^2} = 12.05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (12.05)^3}{3} + 15 \cdot 13.85 \cdot (47 - 12.05)^2 \\ = 312090.15 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{345250}{312090.15} = 1.11$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1.11 \times 12.05 = 13.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 1.11 \times (47 - 12.05) = 581.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 581.92 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

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

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

}  $\Rightarrow$  Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et  
doivent être recalculé à l'ELS

✓ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{345250}{240 \cdot 100 \cdot (47)^2} = 0,00651$$

$$\mu_1 = 0,00651 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.875 \\ k_1 = 25 \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} =$$

$$\frac{240}{25} = 9.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq$$

$$A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{345250}{240 \cdot 0,875 \cdot 47} =$$

$$34.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$12T20/\text{ml} \longrightarrow A = 37.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \longrightarrow e = 9 \text{ cm}).$$

❖ **En appuis :**

$$\Rightarrow \text{Etat limite ultime (E L U) : } M_{ax}^u = 176.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{176960}{14.2 \times 100 \times (47)^2} = 0,056$$

$$\mu = 0,046 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\beta = 0,98$$

$$A = \frac{176960}{435 \times 0,98 \times 47} = 8.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$8\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 14 \text{ cm}).$$

⇒ **Etat limite de service (E L S):**  $M_{ax}^s = 230.17 \text{ KN.m}$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 9.05}{100} = 1.36 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 9.05 \cdot 47}{100} = 127.61 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.36 + \sqrt{(1.36)^2 + 127.61} = 10.01 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (10.01)^3}{3} + 15 \cdot 9.05 \cdot (47 - 10.01)^2$$

$$= 219174.74 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{230170}{219174.74} = 1.05$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 1.05 \cdot 10.01 = 10.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 1.05 \cdot (47 - 10.01) = 582.59 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s > \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et

Doivent être recalculé à l'ELS

➤ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{230170}{240 \cdot 100 \cdot (47)^2} = 0,00432$$

$$\mu_1 = 0,00432 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ k_1 = 32.62 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{32.62} = 7.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{230170}{240 \cdot 0,895 \cdot 47} = 22.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$8\text{T}20/\text{ml} \longrightarrow A = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}20 \longrightarrow e = 14 \text{ cm}).$$

b) Sens Y-Y :

❖ En travée :

⇒ Etat limite ultime (E.L.U.) :  $M_{tx}^u = 66.36 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{66360}{14.2 \times 100 \times (45)^2} = 0,023$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,029$$

$$\beta = 0,99$$

$$A = \frac{66360}{435 \times 0,99 \times 45} = 3.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A \frac{2,1}{400_{min}}$$

$$A = \max(3.42; 5.43) \Rightarrow A = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

$$5\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}12 \longrightarrow e = 25\text{cm}).$$

⇒ Etat limite service (E.L.S.) :  $M_{ser} = 100.95 \text{ KN.m}$

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 5.65/100 = 0.85 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.85 \times 45 = 76.5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0.85 + \sqrt{76.5 + 0.85^2} = 9.64 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.64)^3}{3} + 15 \cdot 5.65 \cdot (45 - 9.64)^2$$

$$= 125826.81 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{100950}{125826.81} = 0,80$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,8 \times 9.64 = 7.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0,8 \times (45 - 9.64) = 424.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 424.32 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

➤ Conclusion :

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

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{100950}{240 \cdot 100 \cdot (45)^2} = 0,00207$$

$$\mu_1 = 0,00207 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,924 \\ k_1 = 50,79 \end{cases}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{50,79} = 4,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq A_s = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{100950}{240 \cdot 0,924 \cdot 45} = 10,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

9T12/ml → A = 10.18 cm<sup>2</sup>/ml

(T12 → e = 12.5cm).

❖ En appuis :

⇒ Etat limite ultime (E.L.U.R) : M<sub>u</sub> = 44.24 KN.m

$$\mu = \frac{44240}{14,2 \times 100 \times 45^2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,017 \quad \beta = 0,99$$

$$A = \frac{44240}{435 \times 0,99 \times 45} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

6T8/ml → A = 3.02cm<sup>2</sup>/ml

(T8 → e = 20cm).

⇒ Etat limite service (E.L.S) : M<sub>ser</sub> = 67.3 KN.m

$$D = 15 \times A/b = 15 \times 3,02/100 = 0,45 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,45 \times 45 = 40,5 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{E + D^2} = -0,45 + \sqrt{40,5 + 0,45^2} = 5,93 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (5,93)^3}{3} + 15 \cdot 3,02 \cdot (45 - 5,93)^2 = 76099,79 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{67300}{76099,79} = 0,88$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 0,88 \times 5,93 = 5,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \times (d - y_1) = 15 \times 0,88 \times (45 - 5.93) = 515.72MPa$$

$$\sigma_s = 515.72MPa > \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

➤ **Conclusion :**

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240MPa$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELU ne conviennent pas et doivent être recalculées à l'ELS

✓ Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{67300}{240 \cdot 100 \cdot (45)^2} = 0,00137$$

$$\mu_1 = 0,00137 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,937 \\ k_1 = 64.37 \end{cases}$$

✓ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

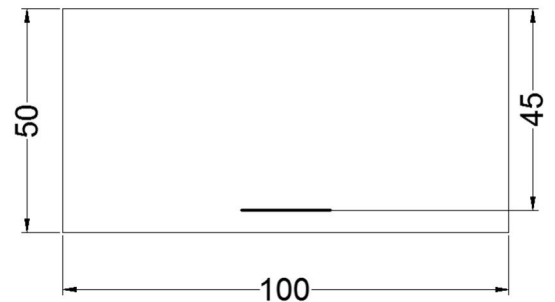
$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{64.37} = 3.73MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \Rightarrow A' \neq A_s =$$

$$\frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{67300}{240 \cdot 0.937 \cdot 45} = 6.65 \text{ cm}^2/ml$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T12/ml \longrightarrow A = 6.78 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T12 \longrightarrow e = 20cm).$$



**VIII.7. Ferrailage du débordement :**

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

$$\Rightarrow \text{Etat limite ultime (ELU)} : \sigma_m = 251 \text{ KN/m}^2$$

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 251 \cdot 1 = 251 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -31.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{31380}{14.2 \times 100 \times (45)^2} = 0,0011$$

$$\mu = 0,0011 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348MPa$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,014$$

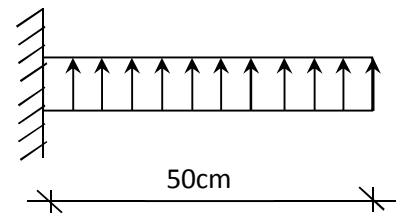
$$\beta = 0,99$$

$$A_{ax}^u = 1.62 \text{ cm}^2/ml$$

⇒ Condition de non fragilité :

$$A0 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{2.1}{400} \text{ cm}^2/ml_{min}$$

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



**Fig.VIII. 9:**Schéma statique du débord.

**Fig.VIII. 10 :** Section de calcul

➤ **Choix des armatures:**

$$7T10 \longrightarrow A = 5.49\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 16\text{cm})$$

$$\Rightarrow \text{Etat limite de service (E L S)} : q_s = 320 \cdot 1 = 320 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -40 \text{ KN.m}$$

Fissuration préjudiciable  $\Rightarrow$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 5.49}{100} = 0,82 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 5.49 \cdot 45}{100} = 74.12 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,82 + \sqrt{(0,82)^2 + 74.12} = 9.47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (9.47)^3}{3} + 15 \cdot 5.49 \cdot (45 - 9.47)^2 = 132266.34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{40000}{132266.34} = 0,30$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,30 \cdot 9.47 = 2.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,30 \cdot (45 - 9.47) = 159.89 \text{ MPa}$$

➤ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

➤ **Remarque :**

Le ferrailage du radier est utilisé pour deux nappes, l'une supérieure et l'autre inférieure

### VIII.8 Ferrailage des poutres :

$\Rightarrow$  **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

$\Rightarrow$  **Accidentelle :**

✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly}$$

$$q_1 = \left[ 253 \frac{8.78 + (8.78 - 3.6)}{2} \right] \frac{2}{8.78}$$

$$q_1 = 402.26 \text{KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = \left[ \bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx}$$

$$q_1 = \left[ 253 \frac{3.6}{2} \right] \frac{2}{3.6}$$

$$q_1 = 253 \text{KN}$$

⇒ **Etat limite ultime (E L U) :**✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = 399.08 \text{KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = 251 \text{KN}$$

⇒ **Etat limite ultime (E L S) :**✓ **Poutres principales :**

$$q_1 = 508.79 \text{KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$q_1 = 320 \text{KN}$$

**1/ Poutres principales :**

Avec :

 $\bar{q}_1$  : Charges provenant du radier ; $q_1$  : Charge équivalente ;

Mi : sollicitations réelle apportées par les voiles (voir annexe II).

**2/ Poutres secondaires :**➤ **Remarque :**

Les sollicitations sont calculées par le logiciel RDM6 suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau. VIII.4:**Tableau récapitulatif des sollicitations.

Poutre principale		Poutre secondaire	
Travée	Appui	Travée	appui

Moment à l'ELUR (KN.m)	437.22	590.74	480.89	858.92
Moment à l'ELS (KN.m)	763.80	848.15	316.08	1089.94
Moment à accidentelle (KN.m)	440.71	595.45	484.72	861.73
Effort tranchant (KN)	1152		1044	
$A^u$ calculée (cm <sup>2</sup> )	7.25	9.8	7.98	14.25
$A^{acc}$ calculée (cm <sup>2</sup> )	7.31	9.88	8.03	14.29
$A = \max(A^u; A^{acc})$	7.31	9.88	8.03	14.29
Choix des armatures	5T14 $A=7.70 \text{ cm}^2$	7T14 $A=10.77 \text{ cm}^2$	8T12 $A=9.05 \text{ cm}^2$	10T14 $A=15.39 \text{ cm}^2$

➤ **Remarque :**

La hauteur des poutres dépasse 60cm donc on doit prévoir des armatures de peau 4T12 injectée au milieu.

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

⇒ **Poutre au sens principale:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1152000}{150 \cdot 140 \cdot 100} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}/1.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

⇒ **Poutre aux sens secondaire:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{1044000}{150 \cdot 140 \cdot 100} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28}/1.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.50 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

➤ **Section des armatures transversales :**

Après le calcul, on a trouvé :

At= 4φ8 espacées de : 25 cm pour la zone courante.

15 cm pour la zone nodale.

## **Conclusion final**

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 somme arriver aux conclusions suivantes :

- ❖ Les structures à voiles porteurs ne sont pas complètement in faible 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 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 de voiles porteurs (disposé selon le sens xx) prise lors de la conception de de cette ouvrage car on peut remarquer le déséquilibre des rigidités crée par ces voiles sur le plan architectural entre sa partie inférieur et supérieur.

Par conséquent, on peut dire que certaines dispositions architectural prise 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.

