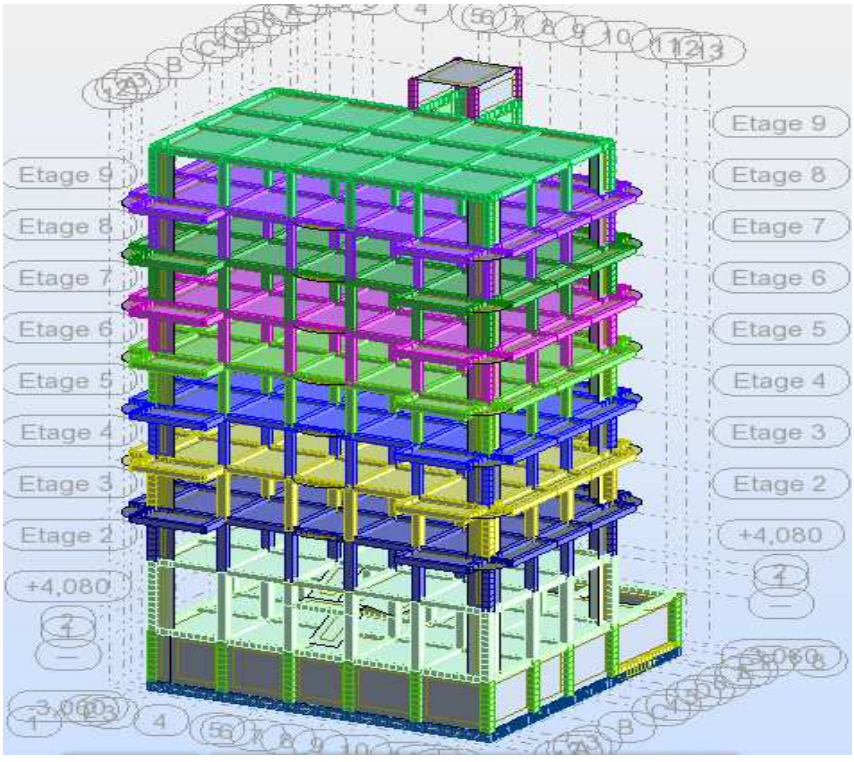
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de master en Génie Civil
Option Constructions civiles et industrielles

THEME

ETUDE D'UNE STRUCTURE (R+8+SS)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL,
A OSSATURE EN PORTIQUE ET VOILES
(APPLICATION ROBOT BAT 2010)



Réalisé par :
- M^r^ HADID DJAMEL
- M^r^ HAOUCHINE AHMED

Dirigé par :
- M^r^ LABIOD

Promotion 2015/2016

REMERCIMENTS

Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

Nos remerciements sont adressés tout particulièrement à notre promoteur ***Mr.LABIOD*** *qui nous a beaucoup aidé.*

Enfin, nos vifs remerciements et notre profonde gratitude sont adressés à tous nos amis (es) qui nous ont soutenus et encouragés.



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui m'ont soutenue et encouragée.

A mon frère (AHMED)et mes sœurs(AMIRA, MELISSA).

A tous mes amis qui m'ont beaucoup aidée et soutenue.

A tous ceux qui ont contribué de prés ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

A toutes les personnes que j'aime.

Hadid Djamel

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents

Qui m'ont soutenue et encouragée.
A mes frères et mes sœur. A tous mes amis (es)
qui m'ont beaucoup aidé et soutenu.
A tous ceux qui ont contribué de prés ou de

loin à l'élaboration de ce mémoire.

A toutes les personnes que j'aime.

Hauchine Ahmed

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage….....1

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges….....13

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

: Acrotère.....28

: Plancher..... 37

: Balcons..... 57

: Salle machine.....64

: Escaliers.....74

: Poutre de chainage…..…..91

: Poutre palière…....100

Chapitre IV : Modélisation et vérifications selon les exigences du RPA …..109

Chapitre V : Ferraillage des poteaux.....141

Chapitre VI : Ferraillage des poutres.....153

Chapitre VII : Ferraillage des voiles.....167

Chapitre VIII: Etude du voile périphérique 180

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure… 187

Conclusion générale

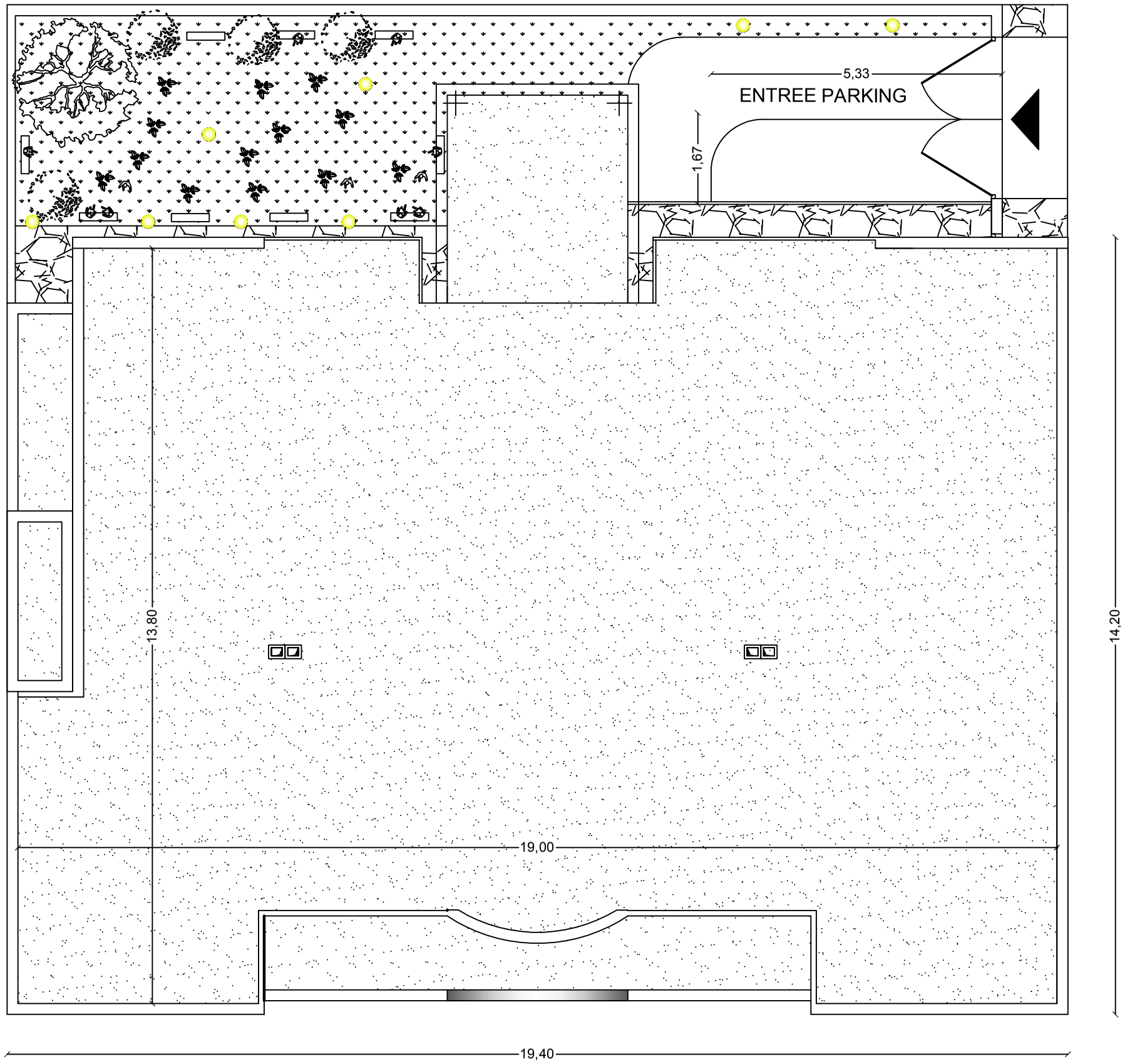
Bibliographie

Introduction Général

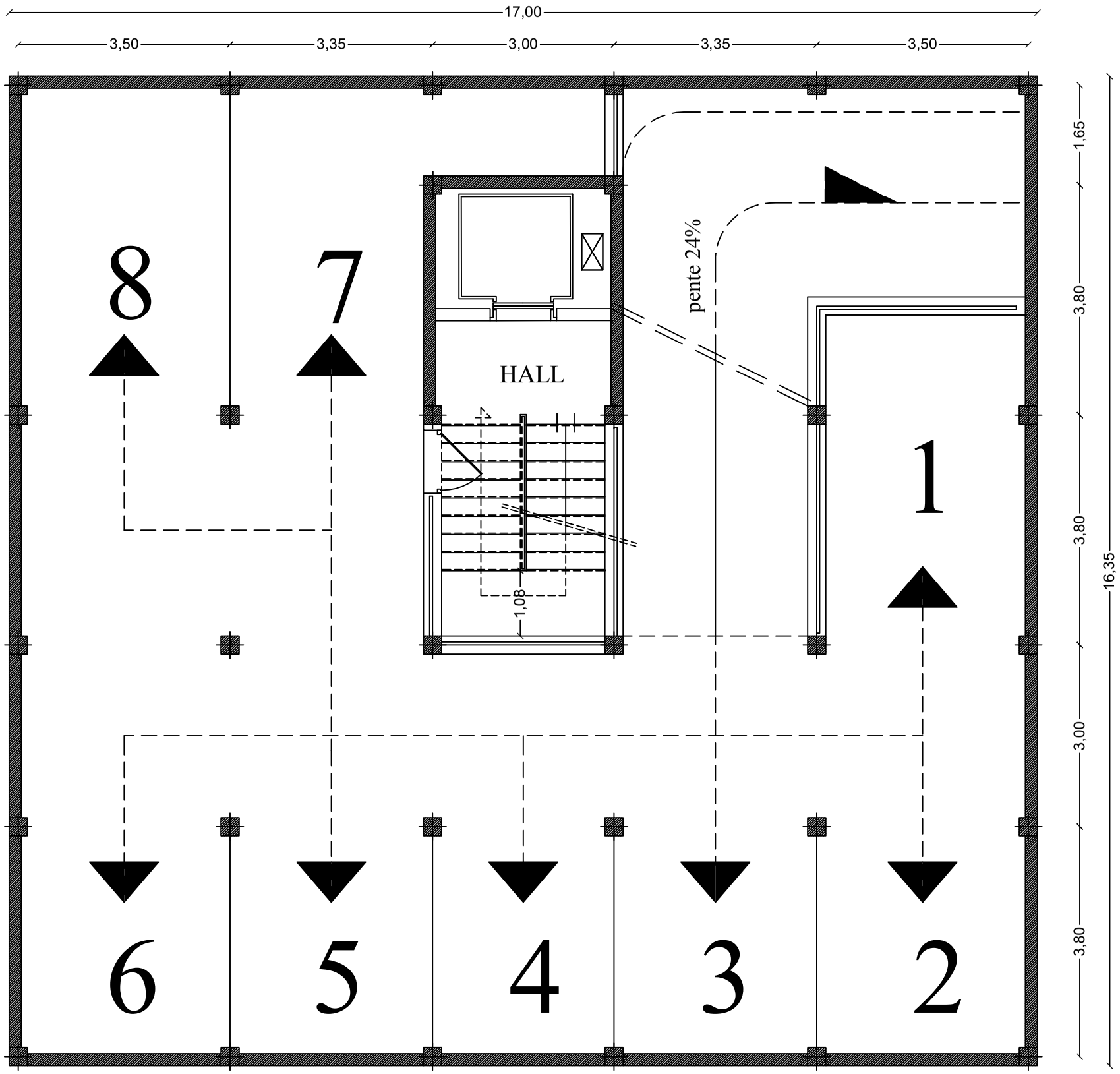
-Après le séisme dévastateur du 21 mai 2003 à Boumerdes et les dégâts causés par la suite, le rôle de l'ingénieur en génie civil s'est accentuer en Algérie et devenu primordial. En effet, aucun projet de construction n'est toléré sans l'assistance et l'intervention d'un ingénieur expérimenté en génie civil.
Muni de normes, règlements ainsi que des différents DTR, l'ingénieur en génie civil doit bâtir une construction qui sera à la fois stables et apte à absorber tout les chocs sismiques que subira cette dernière et cela en restant toujours dans la sécurité et l'économie ainsi que le respect du délai.

-Un bâtiment en béton armé fera notre étude. De la descente de charge jusqu'au ferraillage, passant par la modélisation de la structure, chaque chapitre représente une étape fondamentale pour la réalisation d'un bâtiment. Soit avec des logiciels ou manuellement, chaque calcul entamé doit être impérativement suivi de vérifications et dispositions constructives du règlement parasismique algérien, car on dit que la méthode utilisée ne sera complète que si elle est accompagnée de ces dispositions, pour ainsi satisfaire les exigences et les conditions des différents règlements algériens.

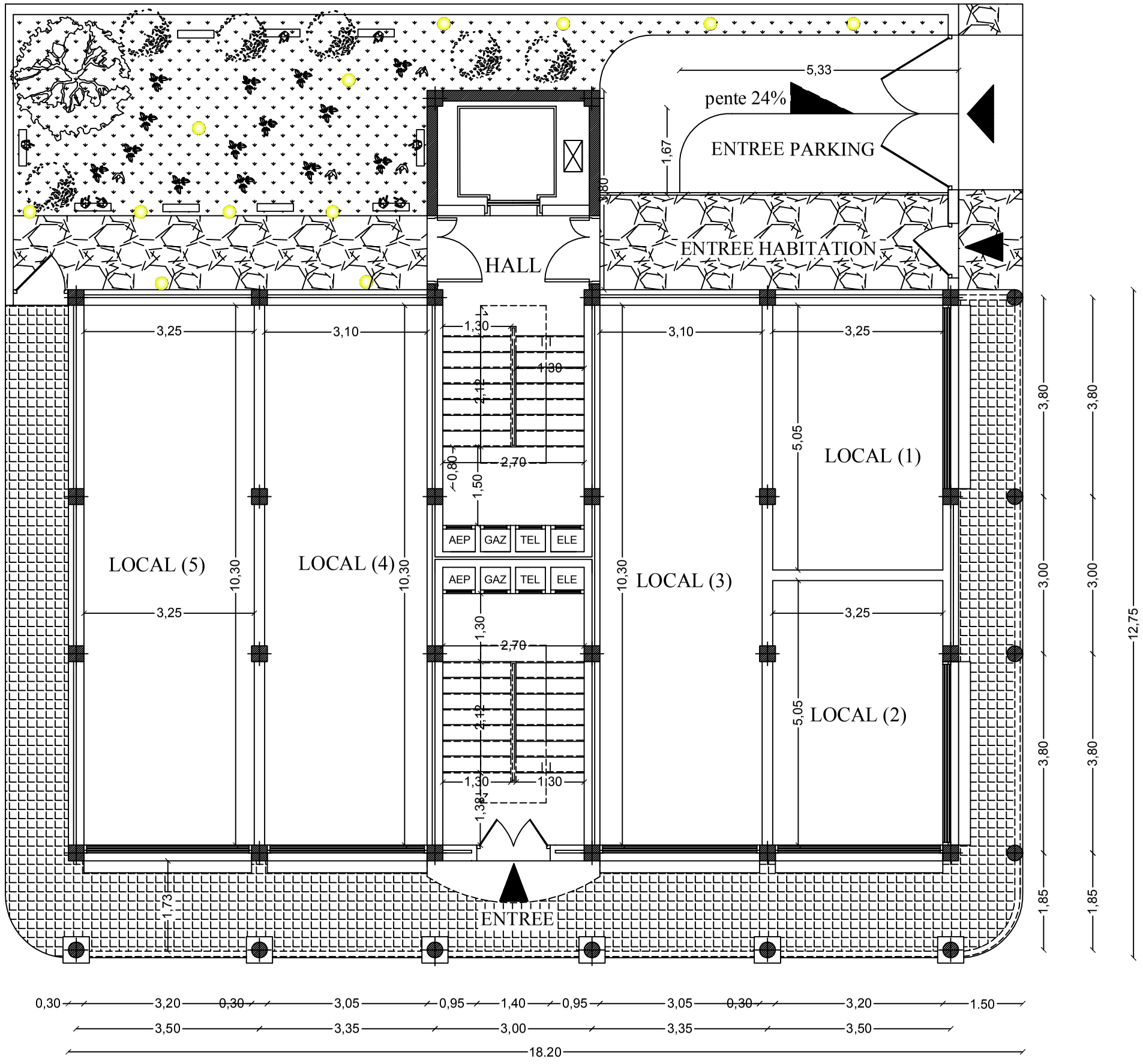




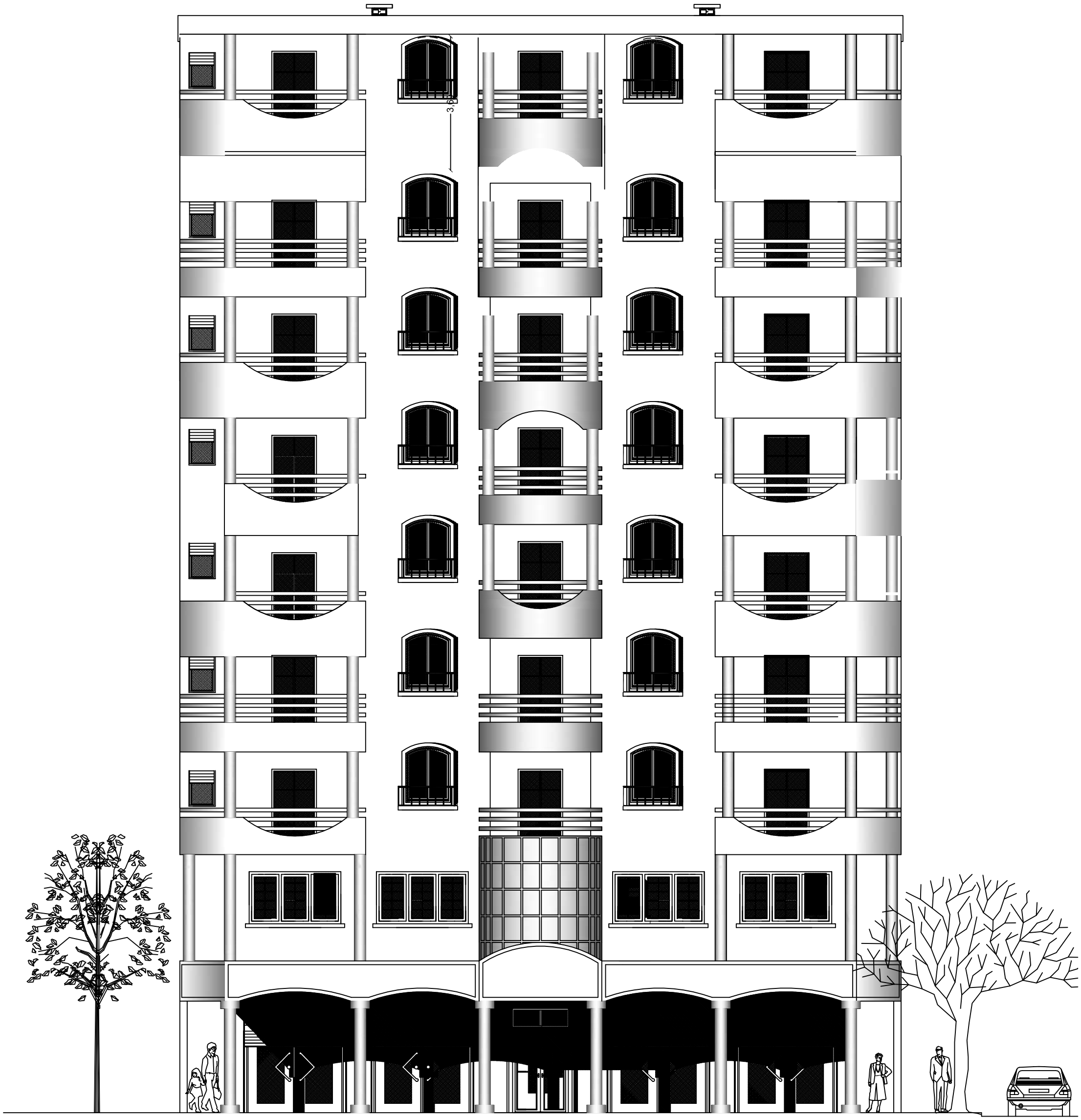
PLAN TERRASSE



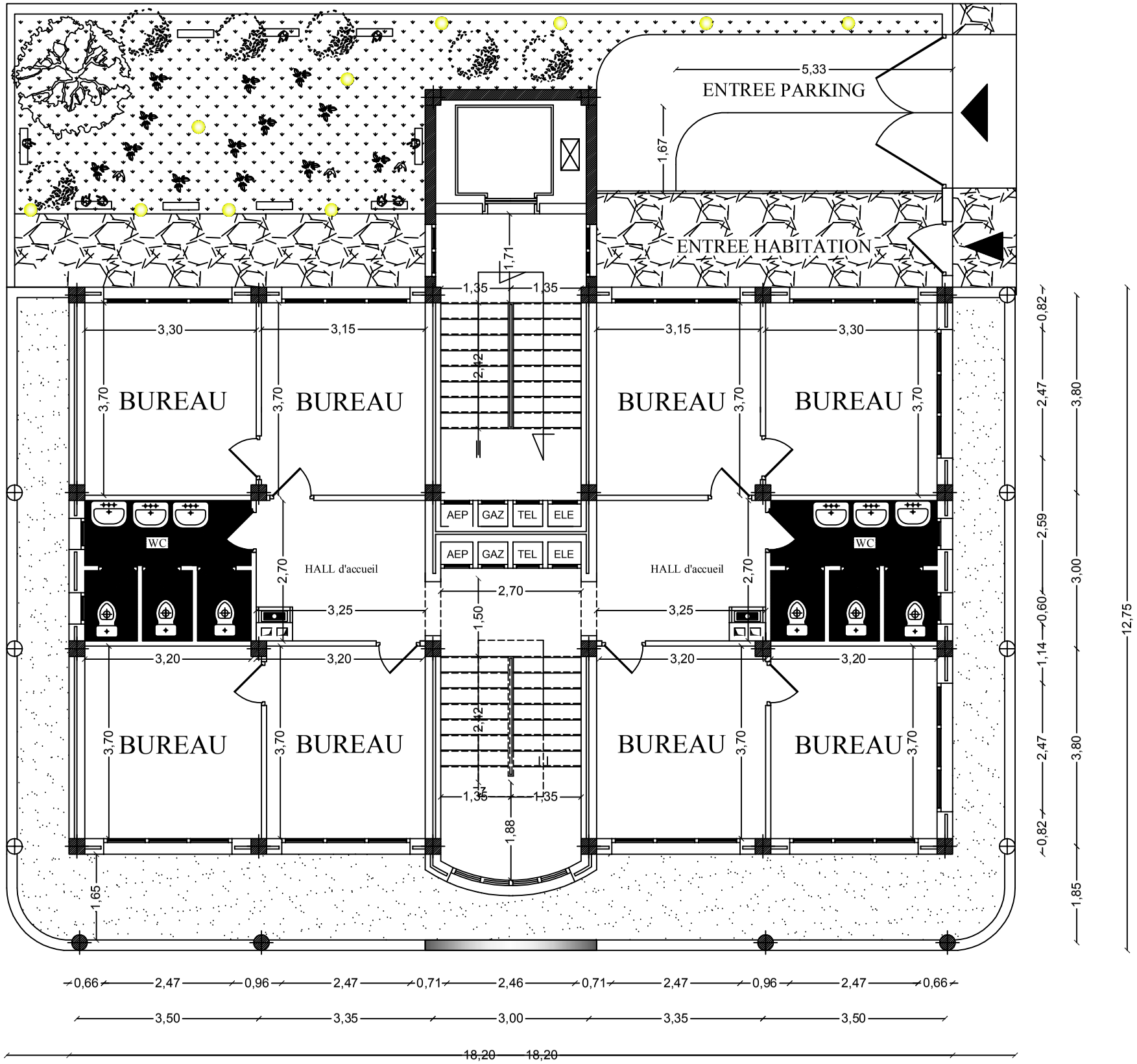
PLAN DU SOUS-SOL


5,33
pente 24%
ENTREE PARKING
1,67
0,80
HALL
ENTREE HABITATION
3,25
3,10
1,30
1,30
2,12
2,70
0,80
1,50
3,10
3,25
5,05
LOCAL (1)
3,80
3,80
AEP
GAZ
TEL
ELE
AEP
GAZ
TEL
ELE
LOCAL (5)
10,30
3,25
LOCAL (4)
10,30
LOCAL (3)
10,30
3,25
1,30
2,70
2,12
5,05
LOCAL (2)
3,00
3,00
1,30
1,30
1,30
3,80
3,80
1,73
ENTREE
1,85
1,85
12,75
0,30
3,20
0,30
3,05
0,95
1,40
0,95
3,05
0,30
3,20
1.50
3,50
3,35
3,00
3,35
3,50
18.20

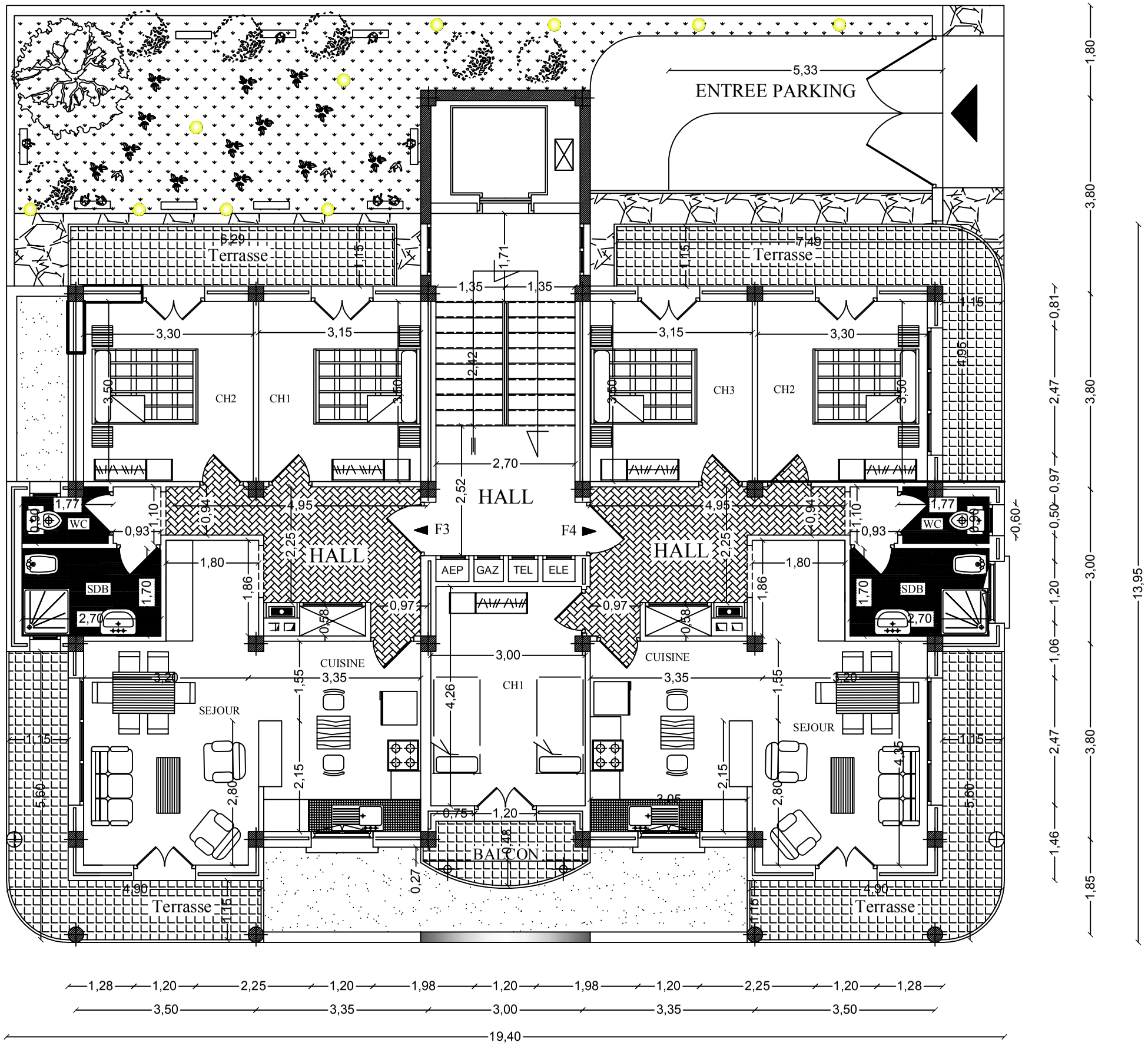
PLAN DU RDC



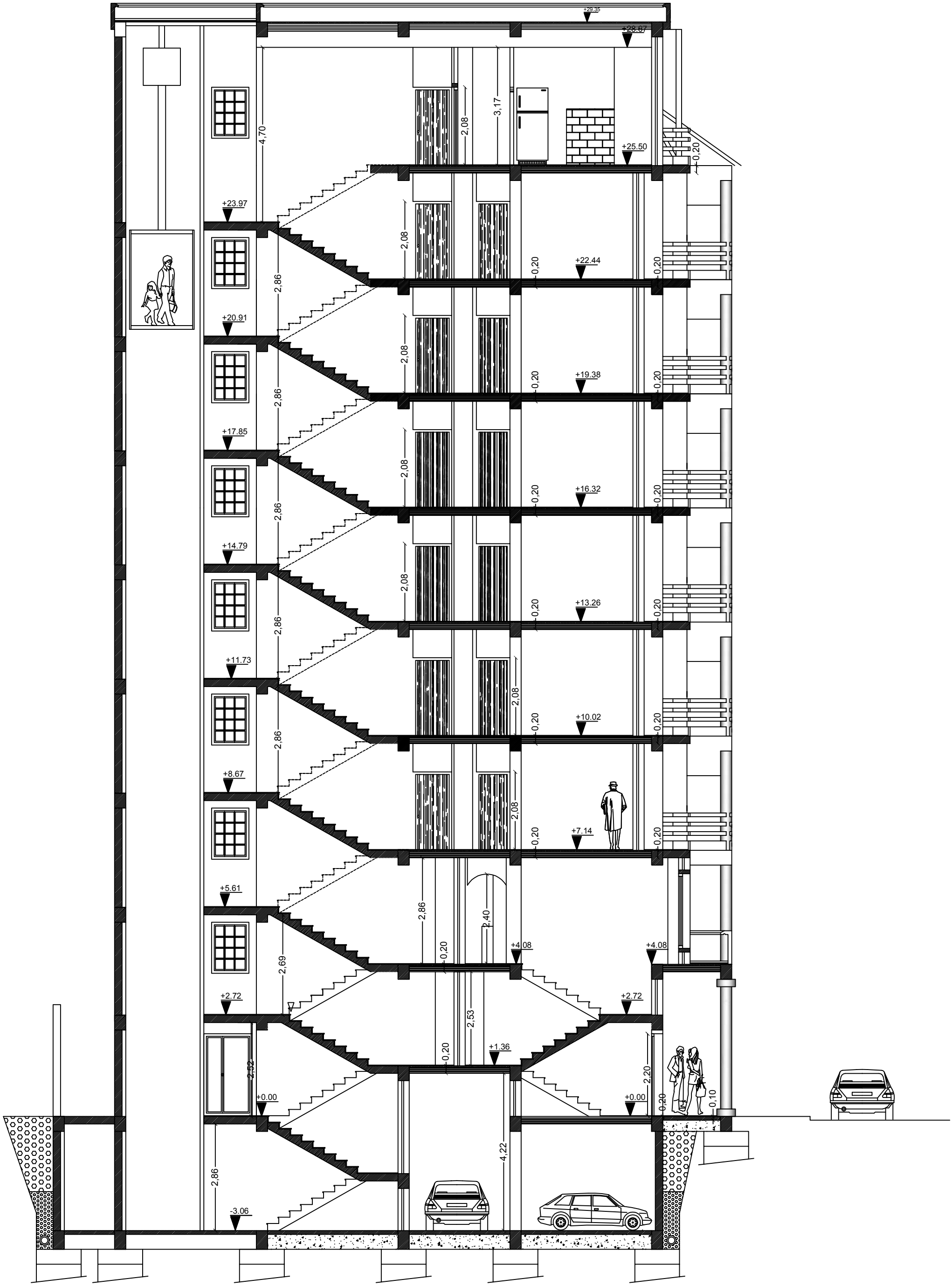
facade principale



PLAN DU 1er ETAGE (SERVICES)



ETAGE COURANT


+29.35
+28.67
+25.50
+23.97
+22.44
+20.91
+19.38
+17.85
+16.32
+14.79
+13.26
+11.73
+10.02
+8.67
+7.14
+5.61
+4.08
+2.72
+1.36
+0.00
-3.06
4,70
2,08
3,17
0,20
2,86
2,40
2,69
2,53
2,52
2,20
0,10
4,22

coupe A-A

Chapitre I

Présentation de l’ouvrage

I.1Historique:

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant. On utilise le béton armé par rapport aux autres matériaux, parce qu’il offre une facilité dans la réalisation et une diversité dans la conception.

Le béton est communément utilisé par tous les architectes et les ingénieurs pour la réalisation des bâtiments; ouvrages d’art ….etc. il permet d’avoir des grandes portées autres fois impossible à les construire avec la pierre et le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginaient de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l’homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

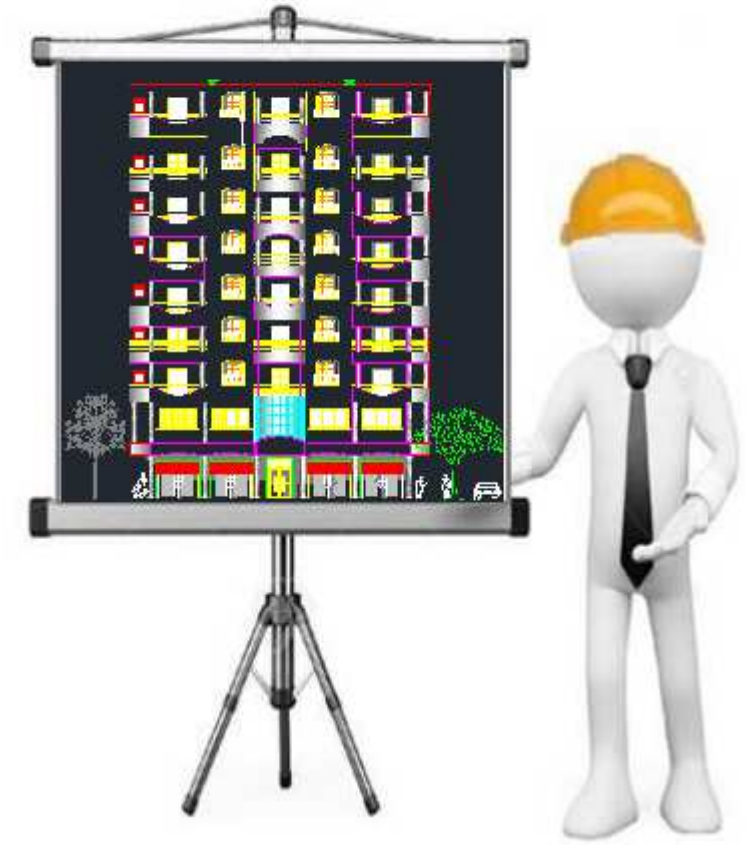
Cependant, si le métier de construire peut être considérer comme l’un des plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Qu’elle ne doit pas être endommagé par des événements, tels que : Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Qu’elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendent l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Chapitre I :

I- Présentation de l'ouvrage



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.2. Introduction:

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des éléments afin d'assurer la sécurité des usages.

Quels que soit le bâtiment en béton armé, son étude rencontre de nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles…) aux différentes sollicitations (compression, flexion…) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc ; pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91modifié99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants de la structure.

I.3.Présentation du projet:

I.3.1. Présentation de l'ouvrage:

Le présent projet que nous allons étudier est un bâtiment a usage d'habitation, il est composé d'un sous sol, Rez-de-chaussée plus huit (08) étages, implanté à TIZI-OUZOU, considérée comme une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Description de l'ouvrage : Cette structure comporte :

- 01 sous-sol a usage de service
- 01 rez-de-chaussée (RDC) et 1er étage a usage commercial
- 07 étages à usages d'habitation.
- 02 cage d'escalier.
- 01 cages d'ascenseur.

I.3.2. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

L'ingénieur en génie civil est tenu de respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, pour le cas de notre ouvrage les dimensions sont récapitulées dans le tableau suivant :

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

Longueur totale du bâtiment	17.00m
Largeur totale du bâtiment	16.35m
Hauteur totale du bâtiment	31.62m
Hauteur du sous sols	3.06m
Hauteur du RDC	4.08m
Hauteur des étages courants	3.06m

Tableau I.1 les dimensions de l'ouvrage

I.3.3.Le système structural:

La structure du bâtiment est choisie en tenant compte de sa capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Notre structure sera composée d'un système en portiques (poteaux poutres) contreventée par des voiles en béton armé d'après le RPA99 vs 2003

I.4. Les éléments constitutifs de l'ouvrage:

I.4.1. L'ossature:

Le bâtiment a une ossature mixte, composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales (poteaux- poutres).
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent,…etc.)

I.4.2. Les planchers:

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveaux successifs du bâtiment.

- Il est capable de supporter en outre de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux (longueur des poutres ordinaires) qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, pour les portes à faux et les balcons.

I.4.3. Les dalles pleines:

Suite à des contraintes de résistance pour la salle des machines de l'ascenseur, nous avons opté pour des dalles pleines en béton armé.

I.4.4. Les escaliers:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Notre bâtiment comporte deux cage d'escalier la 1er depuis le sous sol vers la totalité des niveaux , la 2^{éme} depuis le RDC vers le 1er étage. notre type d'escalier est droit avec un palier intermédiaire .

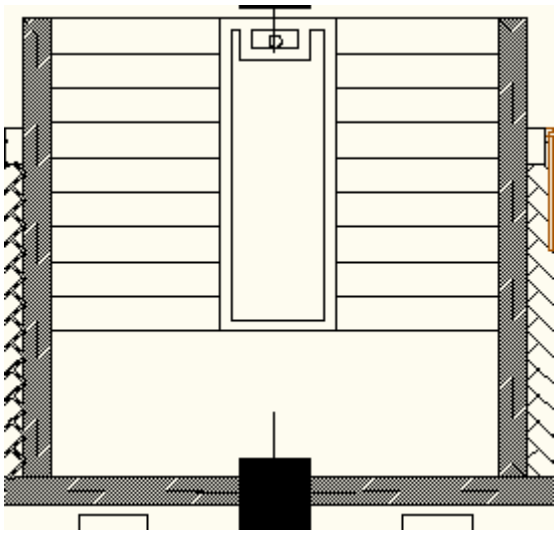


Fig I.1 coupe de l'escalier

I.4.5. La cage d'ascenseur:

Notre bâtiment est muni d'une cages d'ascenseur

I.4.6. Maçonnerie:

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en maçonnerie briques creuses de (10 cm ,10 cm) séparées par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en maçonnerie brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.4.7.Revêtement:

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Le plancher terrasse inaccessible sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

I.4.8.Isolation:

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par lame d'air entre les deux parois qui compose ce dernier, et par la minimisation des ponts thermiques en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.9. Les fondations:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4. 10.Caractéristiques géotechniques du sol:

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté : $\mathbf{б_{sol} = 2\ bars.}$

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux:



I.5.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage. La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL 91 modifié 99 et le RPA 2003, elle sera déterminée en laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances de façon à avoir une résistance caractéristique qui convient.

Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction et de cisaillement

I.5.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé se déroule selon les 4 étapes :

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

1.5.1.2. Résistance mécanique:

a) Résistance caractéristique à la compression:

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « **j** » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance $\mathbf{f_{cj}}$ Obtenue au jour considéré, elle est évaluée par

la formule, ci-dessous (Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99):

$$f_{cj} = \frac{j}{a+b_j} \times f_{c28}$$

Avec :

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa a = 4.76 b = 0.83

$f_{c28} > 40$ MPa a = 1.40 b = 0.95

- Pour notre étude on prend $\mathbf{f_{c28} = 25MPa}$

b) Résistance caractéristique à la traction:

Cette résistance est définit par la relation $f_{tj} = 0.6 + 0.06\, f_{cj}$.

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

- Pour $f_{c28} = 25$ Mpa → $f_{t28} = 2{,}1$ MPa

I.5.1.3. Méthode de calcul :

- **Etat limite ultime (ELU)**

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

- Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.
- Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitutifs béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton
- Etat limite ultime de stabilité de forme : non flambement d'un poteau.

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

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

I.5.1.4. Déformation et contrainte de calcul:

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

Diagramme parabole rectangle (B.A.E.L91modifié99)

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

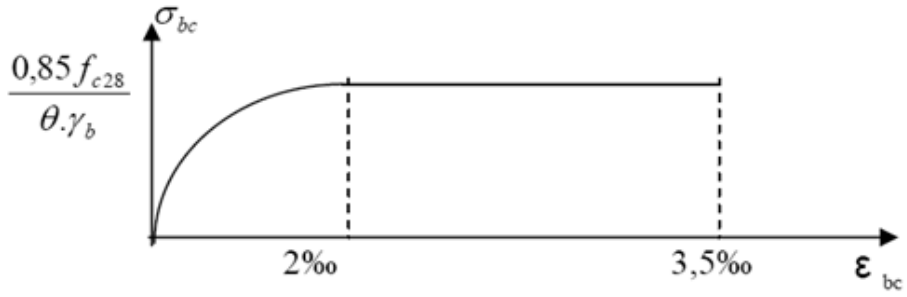


Fig I.2 diagramme de calcul contrainte- déformation du béton à l'ELU

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.
f_{bc} : contrainte de calcul pour $2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$
f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.
γ_b : coefficient de sécurité.
$\gamma_b = 1,5$ cas général.
$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement
$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2‰ \rightarrow \sigma_{bc} = 0{,}25\ f_{bc} \times 103\ \varepsilon_{bc}(4\text{-}103\varepsilon_{bc})$
$2‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3{,}5‰ \rightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$

Θ: Coefficient d'application (voir le tableau)

Θ	**Durée d'application**
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée≥24h
0.85	<1h

Tableau I.2 coefficient d'application

γ_b= 1.50 en situation courante f_{bc} = 14,20Mpa
γ_b= 1.15 en situation accidentelle f_{bc} = 18,48 MPa
ELS : La contrainte de compression du béton a l'E.L.S (symbole σ_{bc}) est limité à :
σ_{bc}=0.6 ft28
σ_{bc}=15 M Pa

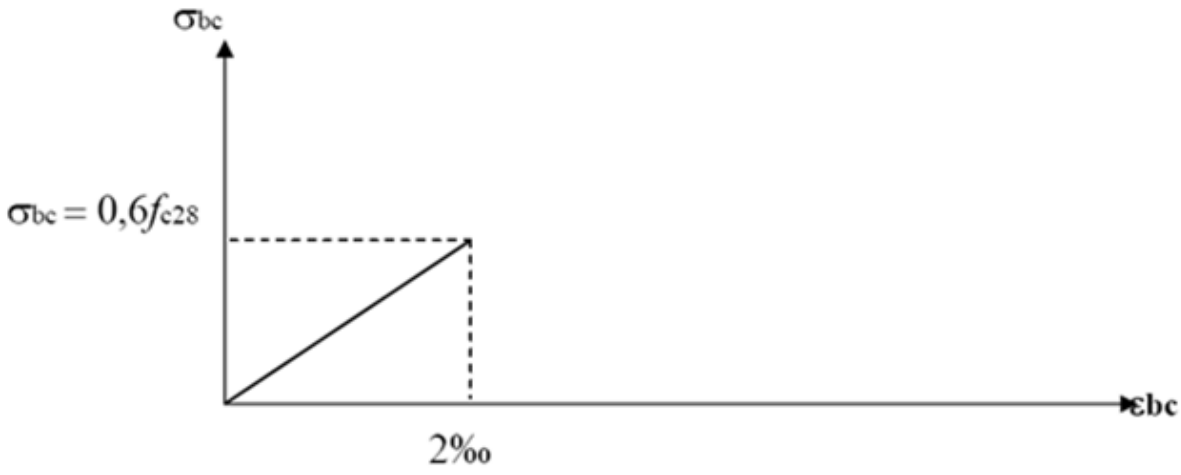


Fig I.3 diagramme de calcul contrainte- déformation de béton à l'ELS

I.5.1.5. Contrainte admissible de cisaillement (Art : A5.1,1 BAEL):

τ_u = min (0.2f_{cj} / γ_b ,5 MPa) Fissuration peu préjudiciable.
τ_u = min (0.15f_{cj} / γ_b ,4 MPa) Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.
La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définit par rapport à l'effort tranchant ultime Tu

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd}$$

Avec b : largeur de la pièce.
d : hauteur utile.

I.5.1.6. Module de déformation longitudinale du béton:

a) Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\Rightarrow$ $E_{ij} = 32164.2$ MPa

b) Module de déformation différée:

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

$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{fcj}$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa

Pour $f_{c28} = 25$MPa $\Rightarrow$ $E_{vj} = 1081.9$MPa.

❖ **Remarque**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée

c) Module de déformation transversale:

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ avec :

E_{ij} : Module de Young (module d'élasticité).

ν: Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson du béton est égale à:

ν= 0.2 pour l'ELS (l'état limite de service).

ν = 0.0 pour l' ELU (l'état limite ultime).

I.5.2. Les aciers:

Le matériau acier est un alliage Fer Carbone en faible pourcentage ils sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste mal.

Dans le présent projet, En général les aciers utilisés sont de trois types :

1. Acier à haute adhérence F_eE400 Fe = 400 MPa.
2. Acier rond lisse FeE235 F_e = 235 MPa.
3. Treillis soudé TL520 ($\varnothing \leq 6$ mm) F_e=500 MPa

d) Module de déformation longitudinal :(Art A.2.2.1, BAEL 91modifié 99)

Sa valeur est constante quelque soit la nuance de l'acier E_s=200000 MPa

I.5.2.1 Diagramme déformation contrainte:

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

γ_s = 1.15 cas général

γ_s = 1.00 cas des combinaison accidentelles.

Diagramme déformation- contrainte(B.A.E.L91modifié99.p78) :

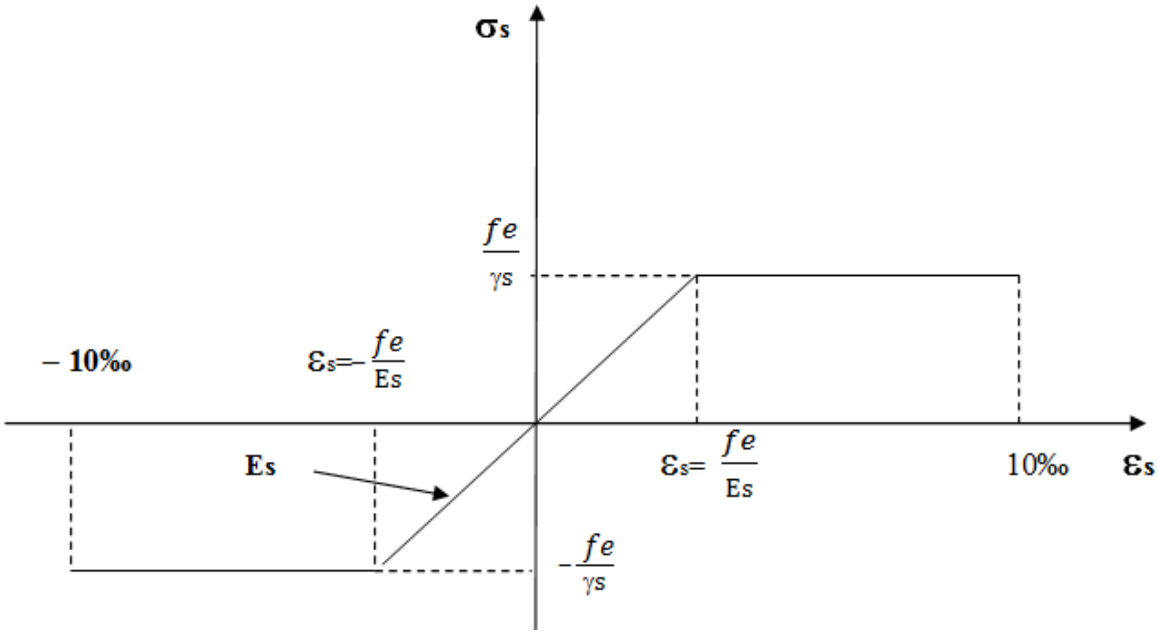


Fig I.4 diagramme déformation- contrainte

I.5.2.2. Contrainte limite de traction des armatures:

a) Fissuration peu nuisible : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire $\overline{\sigma_{st}} = f_e$

b) Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$\overline{\sigma_{st}} \leq \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e , 110\sqrt{\eta . f_{tj}}\right)$ en MPa **(Art A.4.5.33/BAEL 91)**

c) Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min(0.5 f_e , 90\sqrt{\eta . f_{tj}})$ en MPa **(Art A.4.5.34/BAEL 91)**

η : coefficient de fissuration
η=1 : pour des ronds lisses(RL)
η=1.6 : pour les hautes adhérences avec Ø ≥ 6 mm (HA)

Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91)

Le bétonnage doit se faire correctement afin d'assurer la protection des armatures contre les effets d'intempéries et d'agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- c ≥ 5 cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- c ≥ 3 cm : Pour les éléments situés au contacte d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations).
- c ≥ 1cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- Pour notre cas, on prend la valeur de :
  c =3 cm (pour l'acrotère, les balcons et la poutre de chainage)
  c =2 cm(pour les planchers, la dalle de la salle machine, la poutre palière et les escaliers).

Poids volumique

Béton armé	γ_b = 25KN /m^3
Béton non armé	γ_b = 22KN /m^3
Acier	γ_b = 78.5 KN /m^3

Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

- **Etat limite ultime**

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

- **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante : G + Q
S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :
G+Q+E G : charge permanente
G+Q± 1.2 E avec Q : charge d'exploitation
E : effort de séisme 0.8 G+E

Chapitre II :



Chapitre II

Pré dimensionnement et descente des charges

II. Pré dimensionnement des éléments et descente des charges:

II.1.Introduction:

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, Les poutres, Les poteaux, Les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- **Sollicitations horizontales**

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.
Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 vs2003.

II.2 Choix du plancher:

Comme premier choix on va tester si on peut prendre un plancher en corps creux, son dimensionnement est donné par la condition de flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :
L_{max} : portée libre de la plus longue travée suivant le sens des poutrelles.
h_t : hauteur totale du plancher
le RPA exige min de (b) 25 cm en zone Iia, on prend b = 25 cm
L_{max} = L- b
L= 3.50 m
L_{max}= 350-25 = 325 cm
$h_t \geq \frac{325}{22.5}$= 14.44 cm

On adopte un plancher à corps creux (sauf pour la salle machine on utilise une dalle pleine) de hauteur totale h_t=20cm
Soit un plancher (16+4) cm avec :

- Epaisseur du corps creux : 16 cm
- Epaisseur de la dalle de compression en béton armé est 4 cm

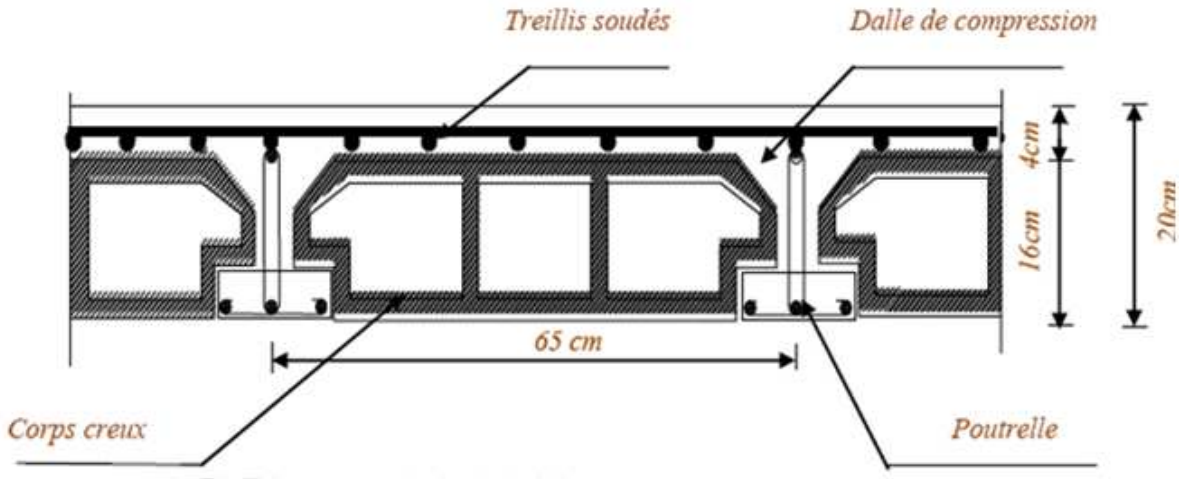


Fig II.1 coupe verticale de la dalle en corps creux

II.3 Pré dimensionnement des poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.
On a deux types de poutres :

a) Les poutres principales:

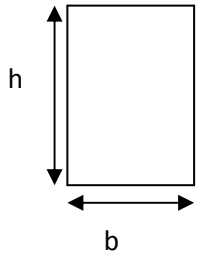
Elles reçoivent les charges transmises par les Poutrelles et les repartent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.
Elles chainent les poteaux.
Elles Supportent la dalle.

b) Les poutres secondaires

Elles relient les poteaux entre eux

D'après le : [RPA2003-Art 7-5-1], les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1$



Les dimensions des poutres sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

- h_t : hauteur comprise entre $L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$
- b : largeur comprise entre $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$
- L_{max} : portée libre de la poutre.

Chapitre II

Pré dimensionnement et descente des charges

✓ Hauteur

Poutres principales

$L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10$

L_{max} = 380-25=355 cm

$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$ ⟹ $23.67 \leq h_t \leq 35.50$

Alors en prend :

h = **40** cm pour le sous sol et les autres niveaux.

Poutres secondaires

$L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10$

L_{max} = 350-25=325 cm

$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10}$ ⟹ $21.67 \leq h_t \leq 32.5$

Alors on prend :

h = **35** cm pour touts les niveaux

✓ Largeur

Poutres principales

$0,4ht \leq b \leq 0,7ht$ ⟹ $16 \leq b \leq 28cm$

Soit alors : b = 30 cm

Poutres secondaires

$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$ ⟹ $14 \leq b \leq 24.5cm$

b = 30 cm pour tous les poutres secondaires

Vérification des conditions exigées par le RPA

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
b≥ 20cm	30	30	C.V
h ≥30cm	40	35	C.V
h/b≤ 4.0	1.33	1.167	C.V

Tableau II.1 vérification des conditions de le RPA

Conclusion

- Poutres principales (30×40) cm²
- Poutres secondaires (30×35) cm²

II.4 Pré dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments verticaux qui résistent principalement aux charges horizontales, dues au vent et au séisme, mais ils participent à la reprise d'une partie des effets dus aux charges verticales. D'après le **RPA 99 v 2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments satisfaisant la condition : **l ≥ 4e**

Avec :

l : longueur du voile

e: épaisseur du voile

L'épaisseur minimale d'un voile est de e_{min} = 15 cm .De plus, l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

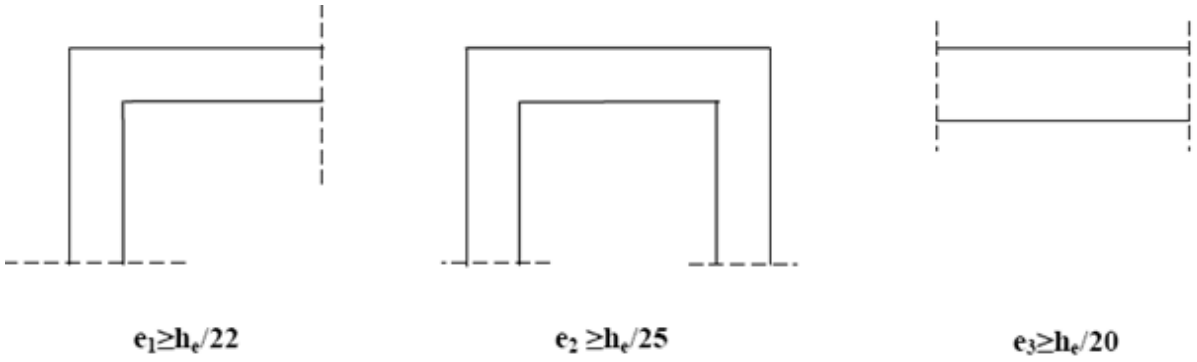


Fig II.2 coupe de voiles en plan

Pour le cas de notre structure, nos voiles sont de type linéaire on utilise alors la relation $e_3 \geq h_t/20$

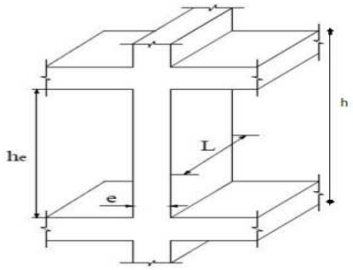


Fig II.3 coupe de voile en élévation

- **Le sous sol**

h la hauteur du sous-sol est : h=3.06m $h_e = h - e_{dalle}$

e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm

he = 3.06 – 0.20=2.86m

$e_3 \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20}$ =14.30 cm on prend: a=20cm

- **Le RDC**

h la hauteur du RDC est : h=4.08 m
$h_e = h - e_{dalle}$;
e_{dalle} : Epaisseur de la dalle =20 cm
$h_e = 4.08 - 0.20 = 3.88$ m
$e_3 \geq \frac{he}{20} = \frac{388}{20} = 19.40$ cm on prend: a=20 cm

- **Les étages courants**

h la hauteur du l'étage est : h=3.06m
$h_e = h - e_{dalle}$
e_{dalle} : Epaisseur de la dalle=20cm
$h_e = 3.06 - 0.20 = 2.86$m
$e_3 \geq \frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.30$ cm on prend: a=20cm

Longueur du voile

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur. Dans notre cas :
L_{min} = 100 cm=1.00 m > 4e =100 > 80 cm……. Condition vérifiée (pour le sous sol et les autres étages).

II.5 Pré dimensionnement des poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison (Ns=G+Q) avec :
N_s : effort normal repris par le poteau.
G : charge permanente.
Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.
En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{Avec:}$$

A : section du poteau considéré.
N_s : Effort normal revenant au poteau.
σ_{bc} : contrainte de compression admissible du béton.
$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$ en MPa à 28 jours $\Longrightarrow$ $\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa
Selon le RPA (Article 7.4.1), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et IIa
- Min (b1, h1) ≥ 30 cm en zone IIb et III
- Min (b1, h1) ≥ $h_e/20$
- 1/4 < b1/h1 < 4

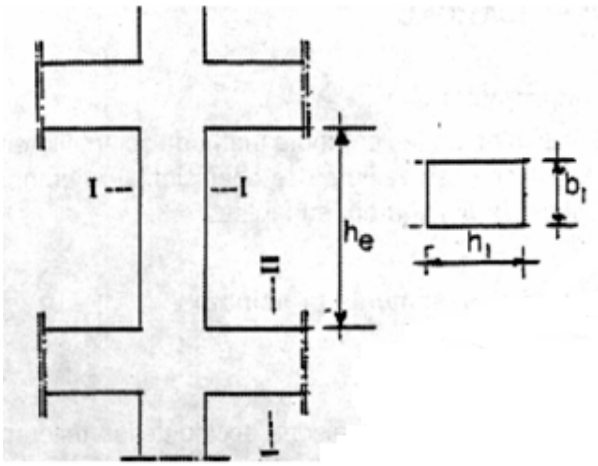


Fig II.4 coffrage des poteaux

II.5 Descente de charge:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) **Surface d'influence:**

la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

S'=S1+S2+S3+S4 ⟹

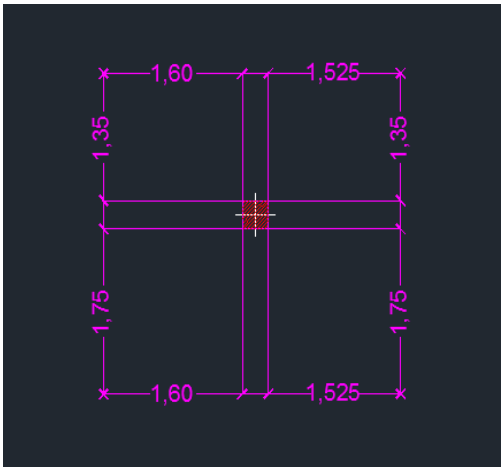


Figure II.5 section du poteau le plus sollicité

S1=2,16M² S2=2,059M²

S3= 2,8M² S4=2,669M²

S' : surface avec poutres et S : surface sans poutres

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale : **S = 9.688 m²**

Avec : **S** : surface supporté par le poteau le plus défavorable.

b) Détermination des charges et surcharges:

- **Charges permanentes**

Plancher terrasse

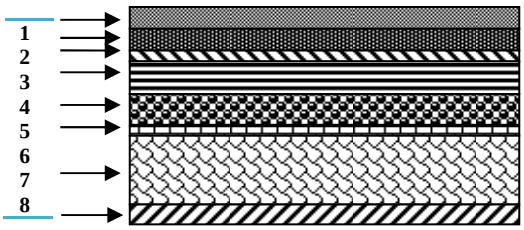


Fig II.6 coupe verticale d'un plancher terrasse

N°	Elément	Epaisseur (m)	ρ(kN/m^3)	G (kN/m²)
1	Carrelage	0.05	17	0.85
2	Mortier de pose	-	-	0.05
3	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
4	Béton en forme de pente 5%	0.08	25	2
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Feuille de polyane	0.02	1	0.02
7	Plancher en corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
8	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**6.20 (kN/m^2)**

Tableau II.2 Charge permanente (plancher terrasse)

Plancher courant

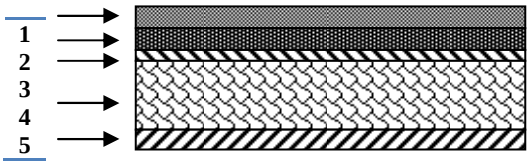


Fig II.7 coupe verticale d'un plancher d'étage

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ(kN/m3)	G (kN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en corps creux	0.20	-----	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieurs y compris enduit plâtre	0.14	-----	1.30
Charge permanente totale G_t				**5.72 (kN/m^2)**

Tableau II.3 Charge permanente (plancher étage courant)

Murs de séparation entre les logements

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ(kN/m^3)	G (kN/m²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**1.30 (kN/m^2)**

Tableau II.4 Charge permanente (murs de séparation)

Murs extérieurs

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ(kN/m3)	G (kN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	22	0.44
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**2.44 (kN/m^2)**

Tableau II.4 Charge permanente (murs extérieurs)

- **Surcharge d'exploitation d'après DTR 2.2**

Eléments	Surcharge (kN/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher du RDC (commercial)	4.0
Plancher du 1er etages (service)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.5 Surcharge d'exploitation

- **Poids propre des éléments revenant à la surface d'influence**

✓ **Plancher terrasse**

Gt=9.688x6.20 = 60.06 kN

✓ **Plancher courant**

Gc= 9.688x 5.72 =55.41 kN

✓ **Poutres**

Poutres principales

G_{pp} = (0.30x0.40) (3.40 – 0.30)25 = 9.30 kN

Poutres secondaires

G_{ps}= (0.30x0.35) (3.425 – 0.30)25 = 8.203 kN

$$\mathbf{G_p = G_{pp} + G_{ps} = 9.30 + 8.203 = 17.503\ kN}$$

Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse inaccessible: 1x11.645= 11.645 kN.
- Plancher d'étage à usage d'habitation : 1.50x11.645= 17.467 kN

NB : tous les planchers d'étages à usage d'habitation ont la même surcharge Q=17.467 kN

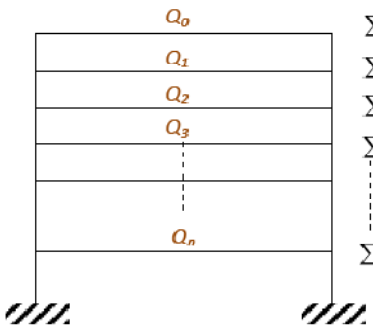
- Plancher d'étages a usage service : 2,5x11,645=29,112

Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) recommandent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression est applicable pour les bâtiments qui dépassent les 5 niveaux $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{n} Qi$ pour $n \geq 5$

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.
- n: numéro de l'étage du haut vers le bas.
- Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges



$$\Sigma_0 = Q_0$$
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0{,}95.(Q_1 + Q_2)$$
$$\Sigma_3 = Q_0 + 0{,}9.(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$
$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots Q_n) \quad \text{pour } n \geq 5$$

❖ **Remarques:**

Dans notre cas, la charge d'exploitation c'est la même pour tous les étages
Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages.

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Q0= 11.645 =11.645 KN
Q1= 11.645 + (1× 17.467) = 21.112 KN
Q2= 11.645 + 0.95 (2 × 17.467) = 44,832 KN
Q3= 11.645 +0.90 (3 × 17.467) = 58,806 KN
Q4= 11.645 + 0.85 (4 × 17.467) = 71.032 KN
Q5= 11.645 + 0.8 (5 ×17.467) = 81.513 KN
Q6= 11.645 + 0.75 (6 × 17.467) = 90.246 KN
Q7= 11.645 + 0.71 (7 ×17.467) = 98.456 KN
Q8= 11.645 + 0.68 (7 × 17.467+29,112) = 114.584 KN
Q9= 11.645 + 0.66 (7 ×17,467+2x29,112) = 130.770 KN

Tableau récapitulatif de la descente de charge

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	Gcumulée	Q_{totale}	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	
0	48,924	17.503	0	66,427	66,427	11.645	11.35	77.777	51.85	08×08
1	55,415	17.503	6,885	79.803	146,23	17.467	29.112	175.342	116.895	11×11
2	55,415	17.503	6,885	79.803	226,033	17.467	46.579	272.612	181.741	14×14
3	55,415	17.503	6,885	79.803	305.836	17.467	64.046	355.852	237.235	16x16
4	55,415	17.503	6,885	79.803	385.639	17.467	81.513	467.152	311.435	18×18
5	55,415	17.503	6,885	79.803	465.442	17.467	98.98	564.442	376.245	20×20
6	55,415	17.503	6,885	79.803	545.245	17.467	116.447	661.692	441.128	22×22
7	55,415	17.503	6,885	79.803	625.048	17.467	163.60	788.648	525.765	23×23
8	55,415	17.503	6,885	79.803	704.851	17.467	133.914	838.765	559.177	24×24
9	55,415	17.503	9,18	82.098	786.949	17.467	151.381	938.33	625.553	25×25

Tableau II.6 Récapitulatif de la descente de charge

Les sections obtenues par la descente des charges sont petites dans certains niveaux qui risquent de ne pas satisfaire les calculs dynamiques (séisme). De ce fait, nous avons décidé de pré dimensionner nos poteaux de manière à faire en sorte d'avoir des poteaux forts en rigidité par rapport à la poutre.

- **les sections adoptées pour les poteaux de notre structure sont :**

Sous-sol, RDC, 1er Etage (40 x 40)
Du 2éme au 5éme ETAGE (35 x 35)
DU 6éme au 8éme ETAGE (30 x 30)

II.6 Dimensionnement du poteau-poutre faible:

Les sections obtenues par la descente des charges sans tenir compte de séisme sont petites. Comme cette étape correspond à l'étape de pré dimensionnement et pour anticiper la phase de calcul sismique qui pour ces sections risque d'être défavorable nous avons alors décidé de faire un calcul de vérification par le moment résistant développer uniquement par la section de béton.
En effet, le RPA article 7.6.2 préconise de faire une vérification de rotule plastique à partir des moments résistants des sections des éléments avec le ferraillage. On se sert alors de cet article pour approcher les dimensions des éléments qui ne soient défavorables.

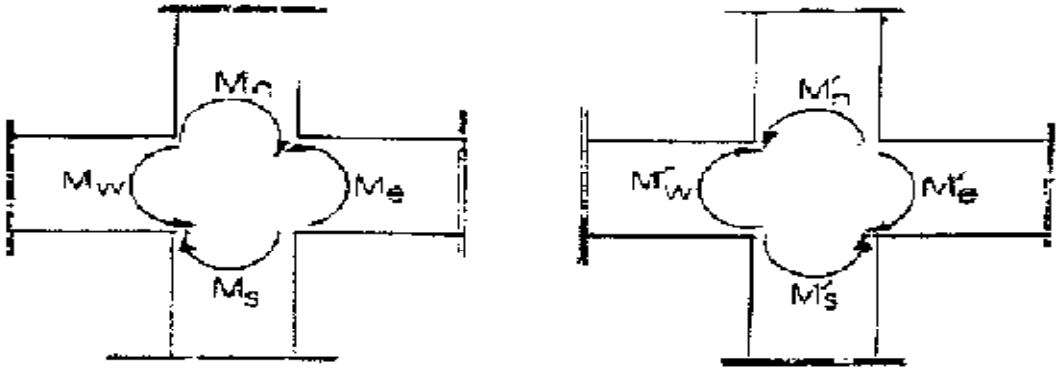


Fig II.8 dimensionnement d'un nœud poutre-poteau

$|M_n| + |M_s| \geq 1.25\ (|M_w| + |M_e|)$
$|M'_n| + |M'_s| \geq 1.25\ (|M'_w| + |M'_e|)$ …… RPA99 version 2003(Art 7.6.2)

$$M = \frac{\sigma I}{V}$$

$$\frac{\sigma I_n}{V_n} + \frac{\sigma I_s}{V_s} \geq 1.25 \left(\frac{\sigma I_w}{V_w} + \frac{\sigma I_e}{V_e}\right)$$

Avec :
σ= 15MPa la contrainte du béton

$I = \frac{bh^3}{12}$ le moment d'inertie

V=h/2 distance par rapport à l'axe neutre

Posons : $I_n = I_s = I_{pot}$

$I_w = I_e = I_{pout}$

Donc, l'équation devient :

$$\frac{I_{pot}}{V_{pot}} \geq 1.25 \frac{I_{pout}}{V_{pout}}$$

La section des poutres est la même dans le même sens (telle qu'elle est prise au pré dimensionnement), c'est-à-dire (30x45) cm² dans le sens longitudinal dont l'inertie des poutres est plus importante. Vérifions en suite pour un poteau carré de section (bxb).

$$\frac{b^4}{12\frac{b}{2}} \geq 1.25 \frac{30\times40^3}{12\times20} \quad \Longrightarrow \quad \frac{b^3}{6} \geq 10000$$

D'où : $b \geq 39.14$ cm

Alors, on opte pour une section de (40×40) cm²

Vérification des conditions de RPA

a) Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et IIa
b) Min (b1, h1) $\geq \frac{he}{20}$
c) $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

h_e : hauteur libre du poteau, d'où $h_e = h_{etage} - e_{poutre}$

a) Min (b1, h1) ≥ 25 $\Longrightarrow$ 40 ≥ 25……Condition vérifiée (pour tous les poteaux).

b.1) Poteaux S-Sol

$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3$ cm

Min (b_1, h_1) =40 cm ≥ $\frac{he}{20}$ ……Condition vérifiée

b.2) Poteaux du RDC

$\frac{h_e}{20} = \frac{408-40}{20} = 18.40$ cm

Min (b_1, h_1) = 40 cm≥ $\frac{he}{20}$ ……Condition vérifiée

b.3) Poteaux du 1er étage au 5éme Etage

$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20} = 13.3$ cm

Min (b1, h1) = 35 cm ≥ $\frac{he}{20}$ ……Condition vérifiée

b.4) Poteaux du 6^{éme} au 8ème étage

$\frac{h_e}{20} = \frac{306-40}{20}$ =13.3 cm

Min (b1, h1)=30cm≥ $\frac{he}{20}$ ……Condition vérifiée

c.1) Pour le S-Sol, RDC

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 <$ 4 ……..Condition vérifiée

c.2) Pour le 1er au 5eme étage

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 <$ 4 ……Condition vérifiée

c.3) Pour le 6eme au 8 ^{eme} étage

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{30} = 1 < 4$$ ..... Condition vérifiée

Conclusion

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

L'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}}$

où :

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau ;

B_c :l'aire (section brute) de poteau ;

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton.

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$

Poteaux (40×40) : $\nu = \frac{938.33}{0.40 \times 25 \times 10^3} = 0.0938 \leq 0.3$ ……condition vérifiée

Poteaux (35×35) : $\nu = \frac{661.692}{0.35 \times 25 \times 10^3} = 0.0756 \leq 0.3$ ……condition vérifiée

Poteaux (30×30) : $\nu = \frac{943.68}{0.30 \times 25 \times 10^3} = 0.125 \leq 0.3$ ……condition vérifiée

Conclusion
L'effort normal réduit est vérifié.

II.7 Vérification de la résistance des poteaux au flambement:

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers font suite à l'influence défavorable des sollicitations.
Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec : L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7\ L_0$).
L_0 : hauteur libre du poteau
i : rayon de giration ($i=\sqrt{I/S}$)
S : section transversale du poteau (b ×h) d'où dans notre cas b=h section carrée.
I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{bh^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$2)

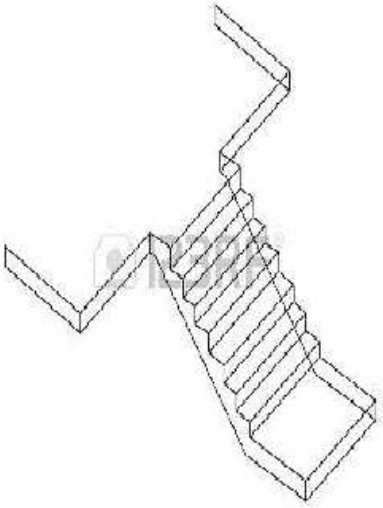
$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{Lf}{\sqrt{Iyy/S}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{b^2/12}} = 0.7\ L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} = 2.4248 \frac{L_0}{b}$$
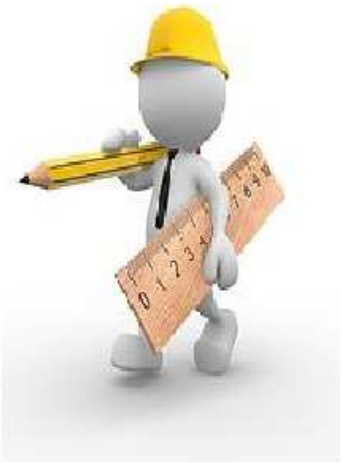
Les vérifications
Poteau du sol (40× 40) cm², L_0 = 2.66 m λ = 16.125 < 50…….... vérifiée
Poteau du RDC (40x40) cm^2, L_0 =3.68 m λ = 22.30<50…… ……...vérifiée
Poteaux du 1er au 5éme étage (35x35) cm², L_0 = 2.66 m λ = 18.42 < 50… ..…vérifiée
Poteaux du 6éme au 8éme étage (30x30) cm², L_0 = 2.66 m λ = 21.50 <50 ……...vérifiée

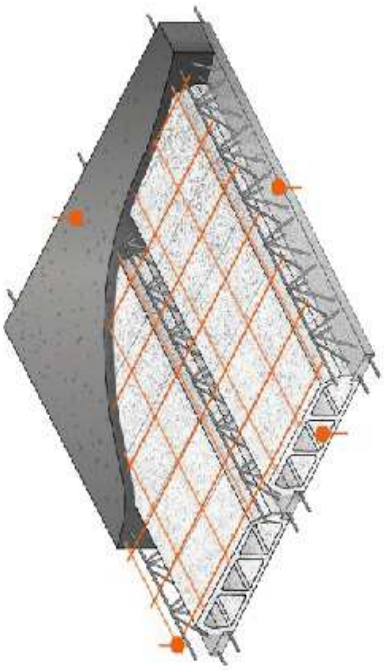
Conclusion
Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

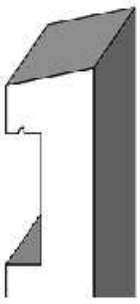
Chapitre III:

Calcul des éléments









Chapitre III

Calcul des éléments

Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent aux deux états limites ELU et ELS. Ces éléments sont :

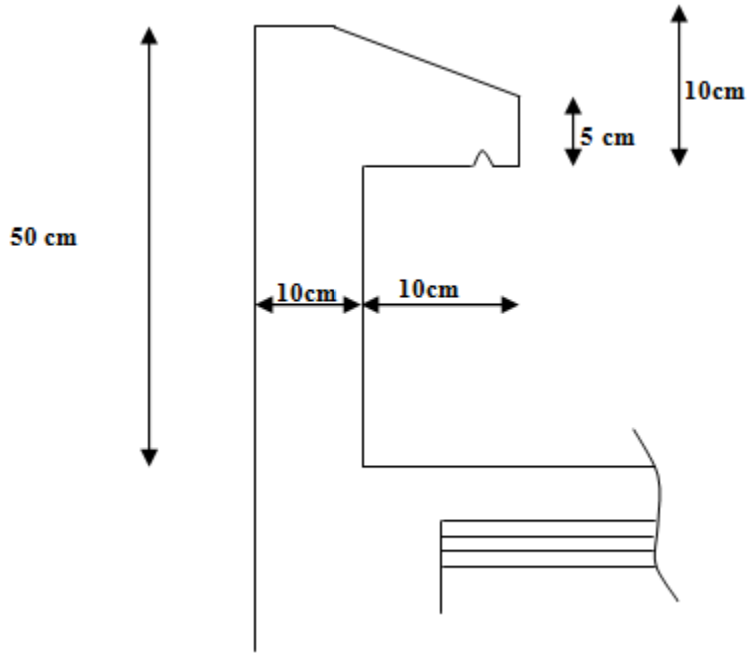
Acrotère.
Planchers.
Balcons.
Salles machines.
Escaliers.
Poutre de chainage
Poutre palière

III.1 Etude de l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran, évitant toute chute. Il est assimilé à une console encastrée au niveau des poutres de rive il soumis à un effort normal **‹‹G››** dû à son poids propre et un effort latéral **‹‹Q››** dû à la main courante, provoquant un moment de renversement au niveau de la section d'encastrement. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées préjudiciables et le calcul se fera à l'E.L.U et à l'E.L.S pour une bande de 1m de largeur au niveau de la section d'encastrement.

Le ferraillage sera calculé en flexion composée avec compression.

III.1.1 Dimensions de l'acrotère:



FigIII.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2 Calcul des sollicitations:

- ✓ **Effort normal dû au poids propre**

$G = S \times \rho$

Avec :

ρ: Masse volumique du béton = 25 kN/m^3

S : section transversale.

$S = (0.5\times 0.1) + (0.1\times 0.05) + (0.1\times 0.05) / 2 = 0.0575\ m^2$

Donc : $G=0.0575 \times 25 = 1.4375$ kN/ml

- ✓ **Effort normal**

N =G = 1.4375 kN/ml

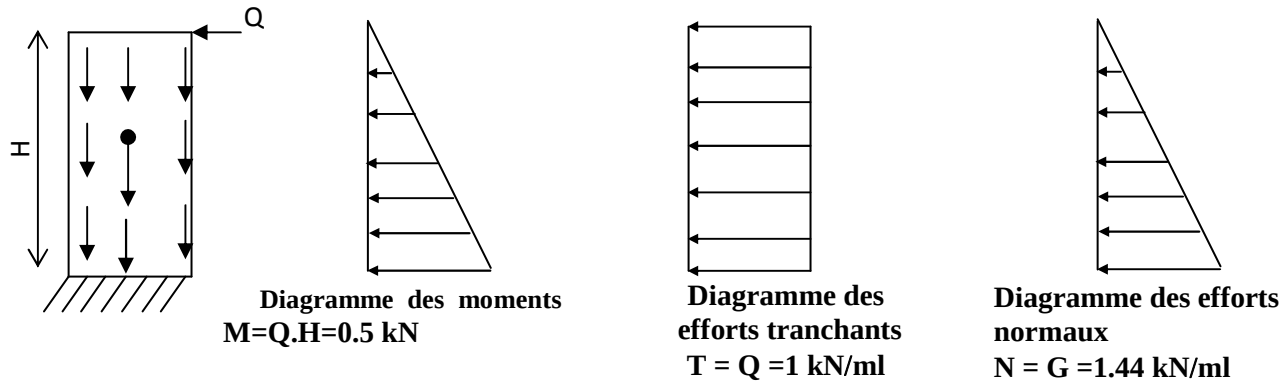
- ✓ **Effort horizontal**

T= Q = 1 kN/ml

- ✓ **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal**

$M = Q \times H$

$M = 1 \times 0.5 = 0.5\ kN.m$



FigIII.1.2 Diagramme des efforts internes

III.1.3 Combinaison de charges:

- ➢ **L'ELU**

La combinaison est : 1.35G + 1.5Q

✓ **Effort normal du à G**

$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.44 = 1.94$ kN/ ml

$N_u = 1.94$ kN/ml

✓ **Moment de flexion du à Q**

$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75$ kN.m

$M_u = 0.75$ kN.m

➢ **L'ELS**

G + Q

✓ **Effort normal de compression**

$N_S = G = 1.44$ kN/ml

✓ **Moment de flexion**

$M_S = M_Q = 0.5$ kN.m

III.1.4 calcul du ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère s'effectue en flexion composée. Nous considérons une section rectangulaire de hauteur h = 10 cm et de largeur b = 1m

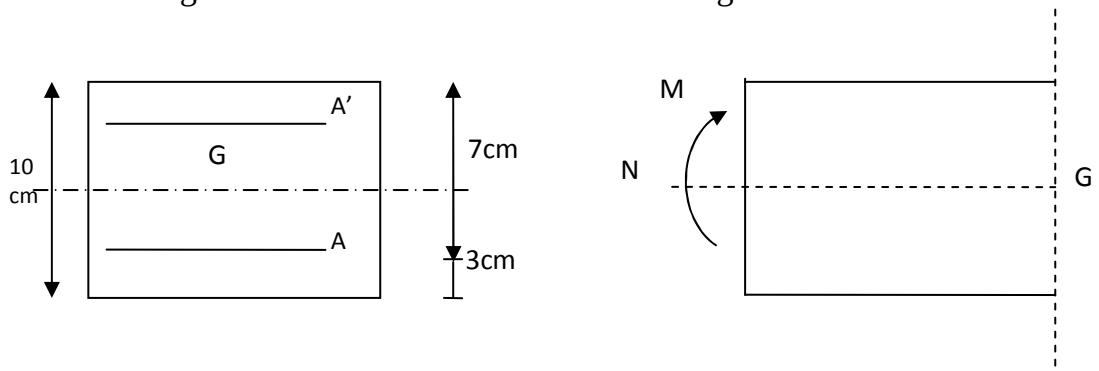


Fig.III.1.3 Section rectangulaire soumise à la flexion composée

III.1.4.1 Calcul à L'ELU:

➢ **Calcul de l'excentricité**

h= 10 cm; b = 100 cm; d = 7 cm; c = 3 cm

$e_u = M_u / N_u = 0.75 / 1.94 = 0.386$ m $>$ h/ 2 – c = 0.02 m

Le centre de pression (C_p) est à l'extérieur de la section $\Rightarrow$ section est partiellement comprimée (SPC).

La section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f).

➢ **Armatures principales**

Section des armatures fictives (en flexion simple)

$M_{fu}=N_u \times$ a avec a : distance entre le centre de pression « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$a = e + \frac{h}{2} - c = 38.6 + \frac{10}{2} - 3 = 40.6$ cm

$M_f = 1.94 \times 0.406 = 0.788$ kN.m

$f_{bc} = \frac{0,85\ fc28}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14.2$ MPa

$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.788 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.011$

$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée.

$\mu = 0.011$ $\beta = 0.9945$

$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0.788 \times 1000}{0.9945 \times 348 \times 7} = 0.325$ cm²

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

$A_f = 0.325$ cm²

Section des armatures réelles (en flexion composée)

$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.325 - \frac{1.94 \times 10}{348} = 0.269$ cm²

$A_u = 0.269$ cm²

III.1.5 Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL91 /Art A.4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$A_{calculée} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}$

Avec

$\begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.5}{1.4375} = 0.3478 \text{ m} = 34.8 \text{ cm} \end{cases}$

$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times 0.943 = 0.797$ cm²

$A_{min} = 0.797$ cm²

Donc : $A_{min} > A_u$ ……..la section n'est pas vérifiée.

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : **$A_s = A_{min} = 0.797$ cm²**

$A_{adoptée} = 4HA8 = 2.01$ cm² avec un espacement de **25 cm**

$A_{st} = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.51$ cm²

Soit : **4HA8 = 2.01cm²** avec **S_t= 25cm**

Armatures de répartition

$A_{st} = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,51 cm^2/ml \Rightarrow$ soit **4HA8 = 2,01cm²** avec **St= 10cm.**

b) Vérification au cisaillement (BAEL91 /Art A.5.2.1)

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$\bar{\tau}u$= min (0.15 $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$;4 MPa) = min (0.15× $\frac{25}{1.5}$;4 MPa) = 2.5 MPa

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$

Avec Vu : effort tranchant. Vu=1.5 × Q = 1.5×1 =1.5kN

$\tau_u = \frac{1.5 \times 10}{7 \times 10^2}$ = 0.02 MPa

$\tau u < \bar{\tau}u$ ……. Condition vérifiée

pas de risque de cisaillement.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ⇒ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91 /Art A.6.1.1)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les HA

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$

Avec :

$\sum U_i$**:** somme des périmètres utiles de barres.

$\sum U_i$ **=** $n.\pi.\emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048$ cm ≈ 10.05 cm

Avec : n : nombre de barres.

$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05}$ = 0.2369 MPa ≤ 3.15 MPa

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ …….. Condition vérifiée

d)Ancrage des barres verticales (Art 6.1.21)

L'ancrage est définie par sa longueur de scellement droit « l_s ».

$l_s = \frac{\emptyset . fe}{4\tau su}$; $\tau_{su} = 0.6\ \Psi_s^2\ f_{t28} = 0.6x\ 1.5^2\ x2.1 = 2.835$ MPa

$l_s = \frac{0,8\ .\ 400}{4\ .\ 2.835} = 28.22$ cm

La longueur de scellement **(Art A.6. 1.221 BAEL91)**

$l_s = 40\Phi = 40\times0.8 = 32$ cm

Donc on opte pour $l_s = 35$ cm

III.1.6 vérification à L'ELS

Il faut vérifier Les conditions suivantes :

σ_{bc}Dans les aciers : $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Dans le béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

- **L'acier**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right\}$

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$\overline{\sigma}_{st} < \sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400;\ 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$

$\overline{\sigma}_{st} = 201.63$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

On a : $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$

$\rho_1 = 0.287$ $\beta_1 = 0.9155$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{0.5 \times 10}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 0.388$ MPa

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$……..Condition vérifiée.

- **Le béton**

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$MPa

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.17} \times 0.388 = 0.00878$ MPa

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ……Condition vérifiée.

Espacement des barres [Art. A.8.2.4,2 BAEL 91 MODIFI2 99]

- Armatures principales : S_t= 25 cm ≤ min {3h, 33 cm}= 30 cm
- Armatures de répartition : S_t=10cm ≤ min {4h, 45cm} = 40 cm

Les conditions étant vérifiées, donc le ferraillage à l'ELU est suffisant.

Ferraillage adopté

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm²** avec : S_t = 25 cm
Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.01 cm²** avec : S_t = 10cm

III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme:

Si l'action de la main courante est supérieure à l'action sismique alors il n y a pas de vérification à faire.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau **(4-1) du RPA99** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A=0.15** (Zone IIa, groupe d'usage2). C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Soit : C_p = 0.8

W_p : Poids propre de l'acrotère.

$W_p = s \times \rho = 0.0575 \times 25 \times 1 = 1.4375$ kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.4375 \times 1 = 0.69$ kN/ml < Q = 1 kN/ml

Pas de calcul supérieur à faire.

Conclusion:

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique alors le calcul au séisme est inutile. Toute fois, comme le séisme agit dans les deux sens, il faut alors introduire une deuxième nappe d'armatures.

III.18 Le ferraillage

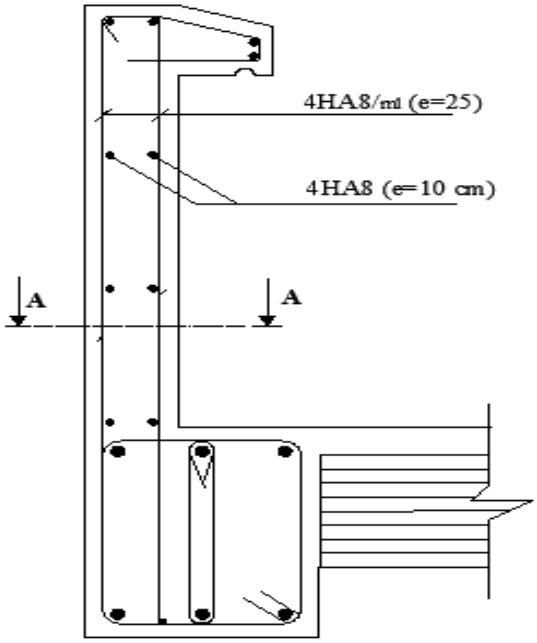


Fig.III.1.4 Ferraillage de l'acrotère

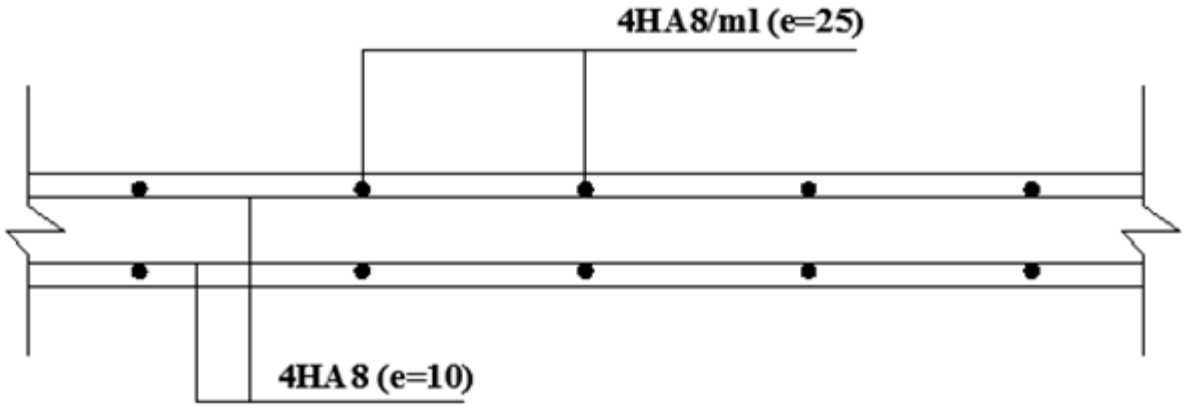


Fig.III.1.5 Coupe A-A Ferraillage de l'acrotère

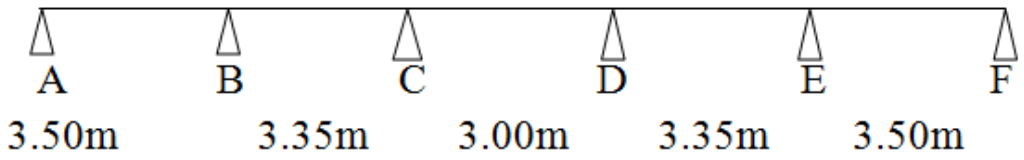
ETUDE DU PLANCHER:

Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales. Nos planchers en corps creux sont composés de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant.
- Une dalle de compression en béton armé , elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges. On va étudier deux cas de planchers :

Cas de cinq travées



Etude de la dalle de compression

Le calcul se fera pour une surface de (1x1) m², et on appliquera le même ferraillage pour tous les planchers. La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le **B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423)** :

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

- **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$A_{\perp}=\frac{4\,X\,L}{Fe}$ Avec L : La distance entre axes des poutrelles ; ($50 \leq L \leq 80$cm)

On prend : L = 65 cm

$A_{\perp}=\frac{4\ X\ 0.65}{500}=0.52\ cm^2/ml$

Soit : **$A_{\perp}$= 6Ø6 = 1.7 cm^2** S_t= 15 cm

- **Les armatures parallèles aux poutrelles**

$A_{//}=\frac{A_{\perp}}{2}=\frac{170}{2}=0.850\ cm^2/ml$

Soit: **$A_{//}$ =6Ø6=1.70 cm²/ml**

Avec un espacement : e=15cm < 33cm……..Condition vérifiée

$A_{\perp}$=$A_{//}$= 6Ø6 = 1.70 cm²/ml avec $e=\frac{100}{6}=15cm$

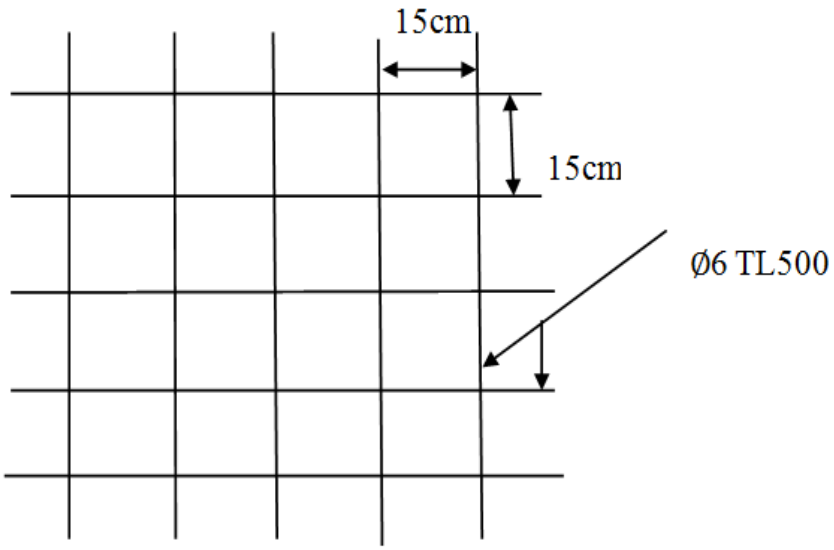


Fig.III.2.1 Treillis soudé (150×150) mm²

Calcul des poutrelles:

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en **T.** Dans notre cas on s'intéresse au plancher de RDC. Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes.

a) Avant coulage de la dalle de compression:

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire de (12x4) cm^2 simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids de corps creux qui est de 0.95 kN/m^2.

Poids propre : G_1= 0.04x0.12x25 x0.12 kN/ml.
Poids de corps creux : G_2= 0.95x0.65 x 0.62 kN/ml
Surcharge de l'ouvrier : Q = 1.00 KN/ml

- ✓ **Ferraillage à l'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

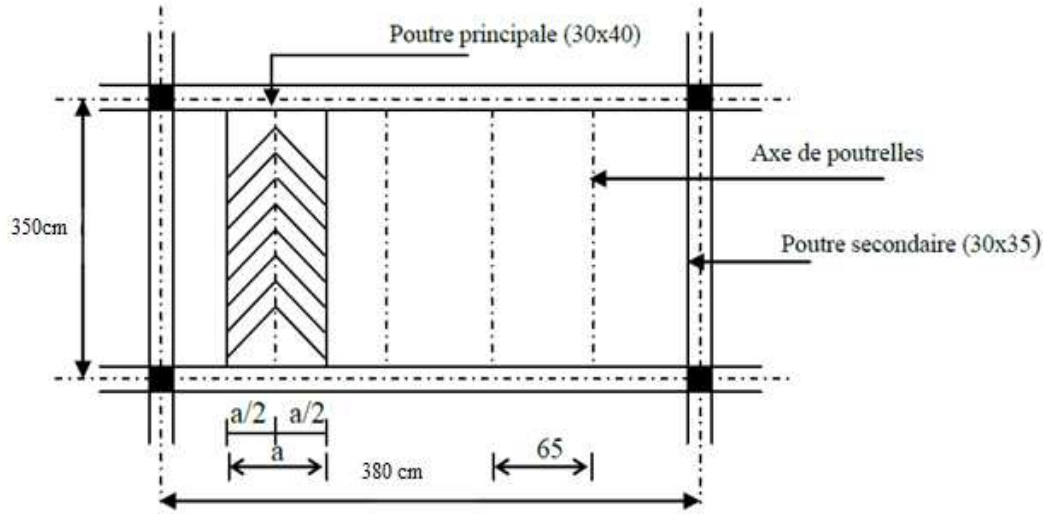


Fig.III.2.2 Surface revenant aux poutrelles

- **Combinaison charge**:

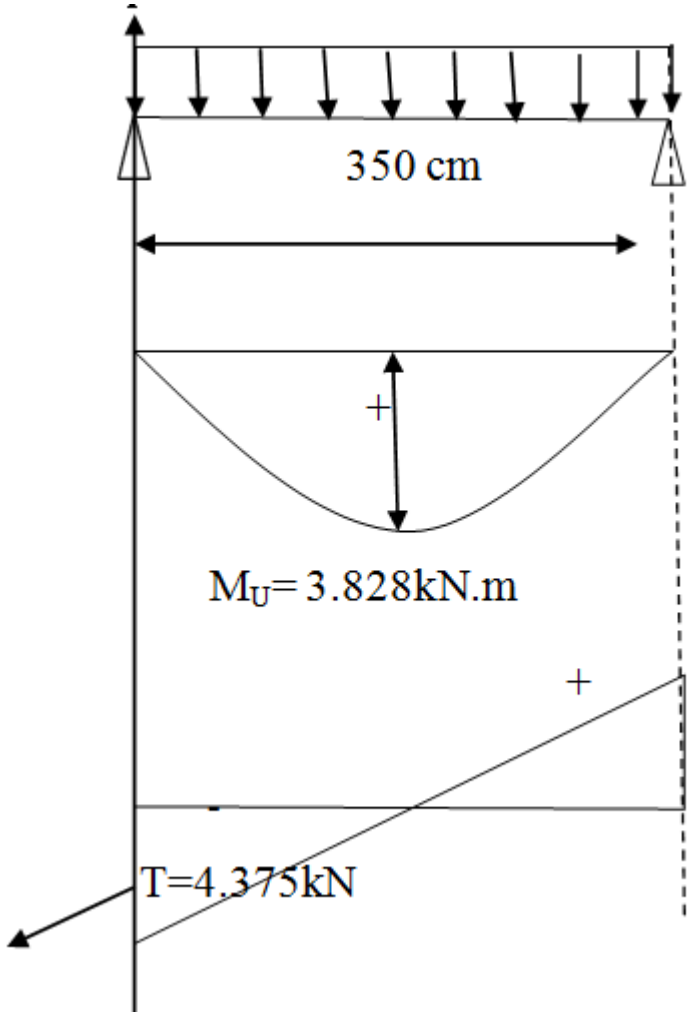
q_u= 1.35G + 1.5Q avec : G= G1+G2
q_u= 1.35(0.12+0.62)+1.5×1=2.5 kN/ml

- **Le moment maximal en travée**

$Mu = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5\ X\ (3.50)^2}{8}$ = 3.828 KN.m

- **L'effort tranchant maximal**

Tu = $\frac{q_u l}{2} = \frac{2.5\ X\ 3.50}{2}$ = 4.375 KN



FigIII.2.3 Diagrammes des efforts internes de la poutrelle

- **Calcul des armatures**

  Avec : b= 12 cm, h= 4 cm, c= 2 cm et d=h– c= 2 cm (hauteur utile)

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.828\ X\ 10^3}{12\ X\ 2^2\ X\ 14.2} = 5.616$$

μ_u= 5.616> μ_l = 0.392 $\Rightarrow$ la section est doublement armée.

❖ **Remarque**

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4) cm², on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors des étais intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

- **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée**

$M_l = \mu_l \, b \, d^2 \, f_{bu}$

$M_l = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 \times 10^{-6} = 0.267$ kN.m

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{8M1}{qu}} = \frac{\sqrt{8 \; X \; 0.267 \; X \; 10^4}}{2.50} = 92.43\text{cm}$$

Pour les travées de **350 cm** on prévoit (350 /92.43)≈ 4 distances entre étais, on place **3** pieds droits.

Pour les travées de **380 cm** on prévoit (380 /92.43)≈ 5 distances entre étais, on place **4** pieds droits.

a) Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en Té reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles. Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- **Poids propre du plancher (étage courant) :**

G = 5.72 × 0.65= 3.718 kN/ml .

- **Charge d'exploitation**

Q = 1.5×0.65 = 0.975 kN/ml

La charge de calcul sera donc :

- **A l'ELU**

qu=1.35G + 1.5Q = 6.482 kN/ml

- **A l'ELS**

qs= G + Q = 4.693 kN/ml

- **Dimensionnement de la poutrelle**

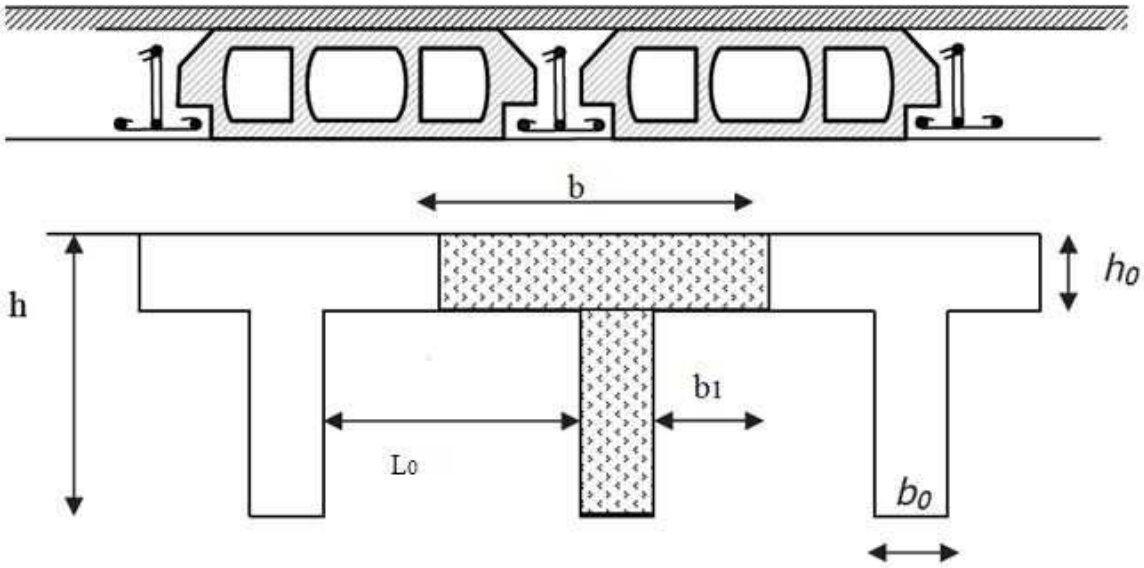
h= (16+4)= 20 cm : la hauteur du plancher

h_0= 4 cm : épaisseur de la dalle de compression

b_0= 12 cm : la largeur de la nervure (poutrelle)

b_1 : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté de la nervure.

$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{10} ; \frac{L_0}{2} ; 8h_0\right)$



FigIII.2.4 Schéma de la table de compression

Avec :

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles, L_0= 65-12=53 cm

L : la porté libre de la plus grande travée, L= 4.50 m

D'où : $b_1 \leq (26.5 ; 45 ; 32) \Rightarrow b_1$= 26.5 cm Soit : b =

$2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65$ cm

b= 65 cm

III.2.3 Choix de la méthode de calcul:

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

✓ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitations modérées c'est le cas des constructions courantes **(voir BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.2, 201)**

$Q \leq \max\{2G ; 5\}$ kN/ml

$Q=0.975$ kN/ml $\leq \max\{(3\times3.718)=7.436 ; 5\}$……. condition vérifiée.

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les travées successives.

Cette condition est vérifiée car nous avons utilisé le même type de poutrelles.

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).
- Le rapport des portées successives des différentes travées compris entre 0.80 et 1.25 m

$$\mathbf{0.80 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25}$$

Travée A-B / Travée B-C : $0.8 < \frac{3.50}{3.35} = 1.04 < 1.25$…….Condition vérifiée

Travée C-D / Travée D-E : $0.8 < \frac{3.00}{3.35} = 0.9 < 1.25$…….Condition vérifiée

Travée D-E / Travée E-F : $0.8 < \frac{3.35}{3.50} = 0.96 < 1.25$…….Condition vérifiée

Conclusion

Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

III.2.4 Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Exposé de la méthode forfaitaire**

➢ Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

➢ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de

Comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$ dont L longueur entre nus des appuis.

➢ M_W : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

➢ M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

➢ M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

Les valeurs M_W, M_e, M_t, doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$M_t \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire

$M_t \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.

0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

0.2M_0 pour les poutres partiellement encastrées

0.3 M_0 pour appuis de rive.

- **Application de la méthode**

$M_{01}, M_{02}, M_{03}, M_{04}, M_{05}, M_{06}$: Moments isostatiques en travées

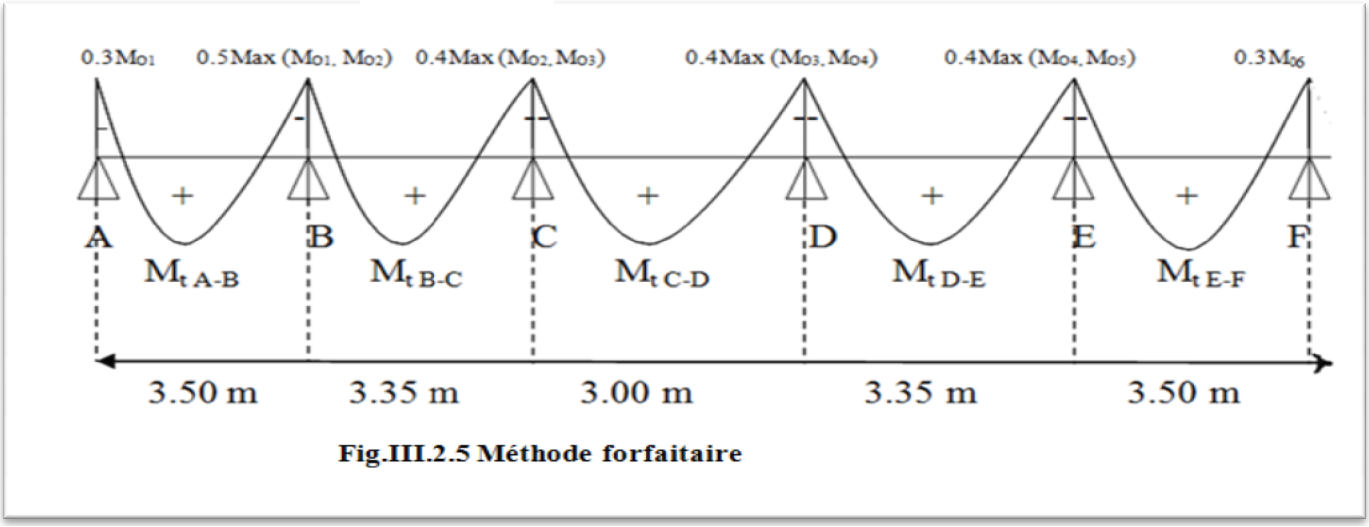


Fig.III.2.5 Méthode forfaitaire

III.2.5 Calcul à L'ELU :

Charges et surcharges

Poids propre du plancher : G = 5.72 × 0.65 = 3.718 kN/ml

Charge d'exploitation : Q = 1.5× 0.65 = 0.975 kN/ml

- **Combinaison de charge à L'ELU**

q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35×3.718) + (1.5×0.975) =6.482 kN/ml

- **Calcul du rapport de charge**

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975+3.718} = 0.207$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0{,}3 \times 0.207 = 1.0621$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3\times0.207}{2} = 0.531$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3\times0.207}{2} = 0.631$$

- **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{01} = 6.482 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 9.93 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 6.482 \times \frac{(3.35)^2}{8} = 9.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 6.482 \times \frac{(3.00)^2}{8} = 7.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 9.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{05} = 9.93 \text{ kN.m}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.93 = 2.979 \text{ kN.m}$$
$$M_B = 0.5M_{01} = 0.5 \times 9.93 = 4.965 \text{ kN.m}$$
$$M_C = 0.4M_{02} = 0.4 \times 9.09 = 3.636 \text{ kN.m}$$
$$M_D = 0.4M_{04} = 0.4 \times 9.09 = 3.636 \text{ kN.m}$$
$$M_E = 0.5M_{04} = 0.5 \times 9.93 = 4.965 \text{ kN.m}$$
$$M_F = 0.3M_{05} = 0.3 \times 9.93 = 2.979 \text{ kN.m}$$

Appuis	A	B	C	D	E	F
Moment[kN.m]	2.979	4.965	3.636	3.636	4.965	2.979

- **Calcul des moments en travées**

Étude de la travée de rive AB

$$M_{tAB} + \frac{M_A+M_B}{2} \geq \text{Max}\{(1+0{,}3\alpha)M_{01}; 1{,}05M_{01}\} \Rightarrow M_{tAB} \geq 1{,}06 \times (9.93) - \frac{2.979+4.965}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tAB} \geq 6.554 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{1{,}2+0{,}3\alpha}{2} M_{01} \Rightarrow M_{tAB} \geq 0{,}631 \times 9.93 \Rightarrow M_{tAB} \geq 6.266 \text{KN.m}$$

On prend donc : $\mathbf{M_{tAB} = 6.554\ KN.m}$

Étude de la travée intermédiaire BC

$$M_{tBC} + \frac{M_B+M_C}{2} \geq \text{Max}\{(1+0{,}3\alpha)M_{02}; 1{,}05M_{02}\} \Rightarrow M_{tBC} \geq 1{,}06 \times (9{,}09) - \frac{4{,}965+3.636}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tBC} \geq 5.335 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{1{,}0+0{,}3\alpha}{2} M_{02} \Rightarrow M_{tBC} \geq 0{,}531 \times 9{,}09 \Rightarrow M_{tBC} \geq 4.827 \text{ kN.m}$$

On prend donc : $\mathbf{M_{tBC} = 5.335\ kN.m}$

Étude de la travée intermédiaire CD

$$M_{tCD} + \frac{M_C+M_D}{2} \geq \text{Max}\{(1+0{,}3\alpha)M_{03}; 1{,}05M_{03}\} \Rightarrow M_{tCD} \geq 1{,}06 \times (7{,}29) - \frac{3.636+3.636}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tCD} \geq 4.091 \text{ kN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{1{,}0+0{,}3\alpha}{2} M_{03} \Rightarrow M_{tCD} \geq 0{,}531 \times 7.29 \Rightarrow M_{tCD} \geq 3{,}871 \text{ kN.m}$$

On prend donc : $\mathbf{M_{tCD} = 4.091\ kN.m}$

Étude de la travée intermédiaire DE

$$M_{tDE} + \frac{M_D+M_E}{2} \geq \text{Max}\{(1+0{,}3\alpha)M_{04}; 1{,}05M_{04}\} \Rightarrow M_{tDE} \geq 1{,}06 \times (9{,}09) - \frac{3.636+4.965}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tDE} \geq 5.335 \text{ kN.m}$$

$$M_{tDE} \geq \frac{1{,}0+0{,}3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tDE} \geq 0{,}531 \times 9.09 \Rightarrow M_{tBC} \geq 4.827 \text{ kN.m}$$

On prend donc : $\mathbf{M_{tDE} = 5.335\ kN.m}$

Étude de la travée intermédiaire EF

$$M_{tEF} + \frac{M_E+M_F}{2} \geq \text{Max}\{(1+0{,}3\alpha)M_{05}; 1{,}05M_{05}\} \Rightarrow M_{tEF} \geq 1{,}06 \times (9{,}93) - \frac{4.965+2.979}{2}$$

$$\Rightarrow M_{tEF} \geq 6.554 \text{ kN.m}$$

$$M_{tEF} \geq \frac{1{,}0+0{,}3\alpha}{2} M_{04} \Rightarrow M_{tEF} \geq 0{,}631 \times 9.93 \Rightarrow M_{tEF} \geq 6.266[\text{KN.m}]$$

On prend donc : $\mathbf{M_{tEF} = 6.554\ kN.m}$

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Moment[kN.m]	6.554	5.335	4.091	5.335	6.554

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en kN.m :

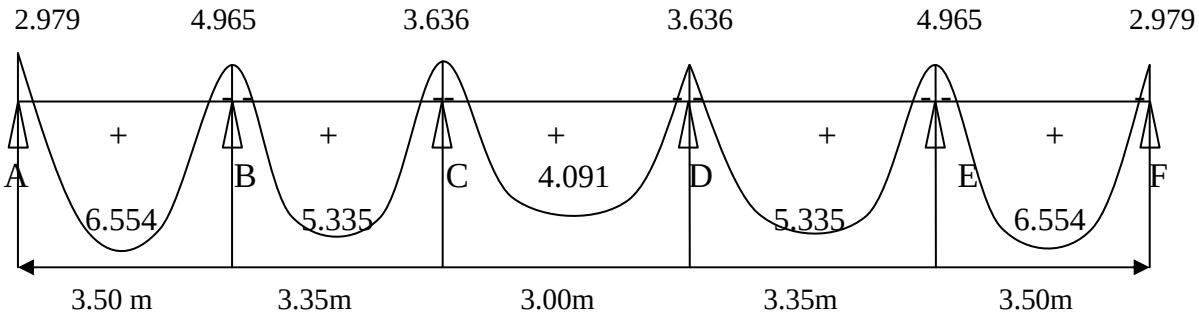


Fig.III.2.7 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Avec :

$$\theta(x = 0) = \frac{q_u L}{2}$$

$$\theta(x = L) = -\frac{q_u L}{2}$$

$$T_w = \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_{i+1} - M_i}{Li} - \frac{q_u L}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui.

$\theta(x)$: Effort tranchant isostatique.

M_i et M_{i+1} : moment i, i+1 respectivement en valeur algébrique.

T_w : effort tranchant sur appuis gauche de la travée.

T_e : effort tranchant sur appuis droit de la travée.

L : longueur de la travée.

Travée AB

$$\begin{cases} T_A = \frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-4.965+2.979}{3.50} = 10.776 \text{ kN.} \\ T_B = -\frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-4.965+2.979}{3.50} = -11.911 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases} T_B = \frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-3.636+4.965}{3.35} = 11.254 \text{ kN.} \\ T_C = -\frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-3.636+4.965}{3.35} = -10.460 \text{ kN.} \end{cases}$$

Travée CD

$$\begin{cases} T_C = \frac{6.482 \times 3.00}{2} + \frac{-3.636+3.636}{3.35} = 9.723 \text{ kN.} \\ T_D = -\frac{6.482 \times 3.00}{2} + \frac{-3.636+3.636}{3.35} = -9.723 \text{ kN} \end{cases}$$

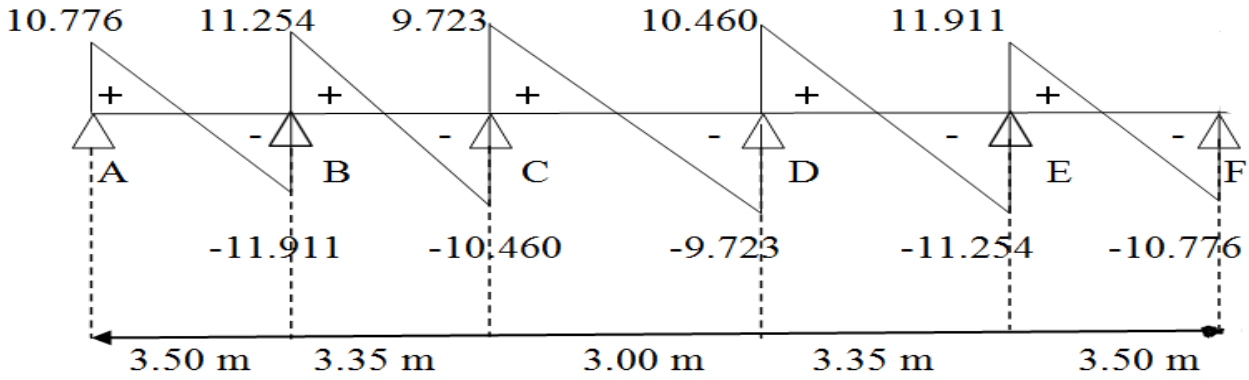
Travée DE

$$\begin{cases} T_D = \frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-4.965+3.636}{3.35} = 10.460 \text{ kN.} \\ T_E = -\frac{6.482 \times 3.35}{2} + \frac{-4.965+3.636}{3.35} = -11.254 \text{ kN} \end{cases}$$

Travée EF

$$\begin{cases} T_E = \frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-2.979+4.965}{3.50} = 11.911 \text{ kN.} \\ T_F = -\frac{6.482 \times 3.50}{2} + \frac{-2.979+4.965}{3.50} = -10.776 \text{ kN} \end{cases}$$

Diagramme des efforts tranchants à L'ELU en kN



FigIII.2.8 Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

Travée	Effort tranchant [kN]
A-B	10.776
	-11.911
B-C	11.254
	-10.460
C-D	9.723
	-9.723
D-E	10.460
	-11.254
E-F	11.911
	-10.776

III.2.1 Tableau des résultat des efforts tranchants

- **Ferraillage à l'ELU:**

Armatures longitudinales

Le ferraillage se fera à l'**ELU** en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

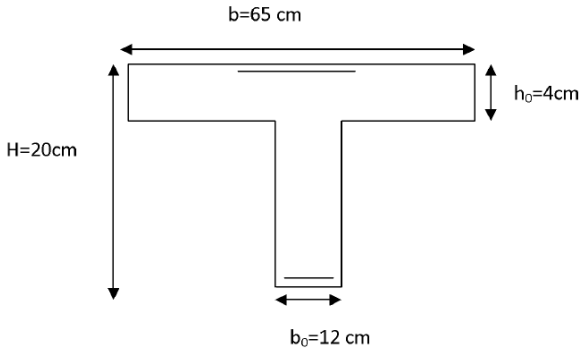


Fig.III.2.11 Dimensions de la section en Té

En travée

M_t =6.554KN m

Le moment équilibré par la table

$M_0 = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5\ h_0)$

$M_o = 14,2 .10^3 .0,65 .0,04 (0,18-0,02)$

$M_o = 59,072KN.m > M_t = 6.554$ kN.m

L'axe neutre tombe dans la table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (b × h)= (65×20) cm^2

Calcul du μ

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.554 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392$$

La section est simplement armée

$\mu = 0.022 \Longrightarrow \beta = 0.989$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6.554 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.06 cm^2$$

Soit : **A_t = 3HA10 = 2.35cm²**

Aux appuis

La table se trouve dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x20) cm²

$M_{a\,max}$ =4.965 kN.m

$$\mu = \frac{M_{a\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.965 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.09 < 0{,}392$$

La section est simplement armée.

$\mu = 0.09 \Longrightarrow \beta = 0.953$

$$A_a = \frac{4.965 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.832 cm^2$$

Soit : **A_a=1HA12 =1.13 cm²**

III.2.7 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité**

Aux appuis

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 0.260 cm^2$$

$A_{calculée}$ = 1.13 cm² > A_{min} = 0.26 cm²……condition vérifiée.

En travée

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$A_{calculée}$ = 2.35 cm² > A_{min} = 1.41 cm²……condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$T_u^{max} = 11.911 kN$; $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \cdot d}$

$$\tau_u = \frac{11.911 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.551\ MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} = 3.33 MPa$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ ……Condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**

$$\tau_{Se} = \frac{T_u^{\max}}{0{,}9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec : U_i le périmètre des barres

$$\tau_{Se} = \frac{11.911 \times 10^3}{0{,}9 \times 180 \times 12 \times \pi} = 1.95\ MPa$$

$$\overline{\tau_{Se}} = \psi_S \cdot f_{t28}$$

$\psi_S = 1.5$ pour les aciers HA

$$\overline{\tau_{Se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa$$

$\tau_{Se} < \overline{\tau_{Se}}$ …… Condition vérifiée,

pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Ancrage des barres**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite élastique f_e sont ancrées sur une longueur :

$$l_S = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \overline{\tau_{Se}}}$$, l_s = longueur de scellement droit

$$l_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 1.95} = 61.54\ cm$$

Les règles de **BAEL 91 (article. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée assurée hors crochet est au moins égale à $0.4 l_S$ pour les aciers HA

$l_S = 0.4 \times 61.54 = 24.616$ cm

- **Armatures transversales**

Leurs diamètres sont donnés par l'article ; **A.7 .2.12 BAEL 91**

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right\}$$

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10}\right\} = 0.57\ cm$$

On prend $\phi = 6$ mm

La section des armatures transversales

On choisira un cadre de $\phi 6$; $A_t = 2T6 = 0.57\ cm^2$

Espacement des armatures

L'espacement est donné par l'article **A 5 .1 BAEL 91**

$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$

$S_{t1} \le \min\{0.9\ d ; 40\ cm\} = 16.2$ cm

$$S_{t2} \le \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41\ cm$$

$S_t = \min(S_{t1}, S_{t2})$

S_t= 15cm

III.2.8 Vérification à l'ELS:

Les états limites de service sont définies compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont:

Etat limite de résistance de béton en compression
Etat limite de déformation
Etat limite d'ouvertures des fissures

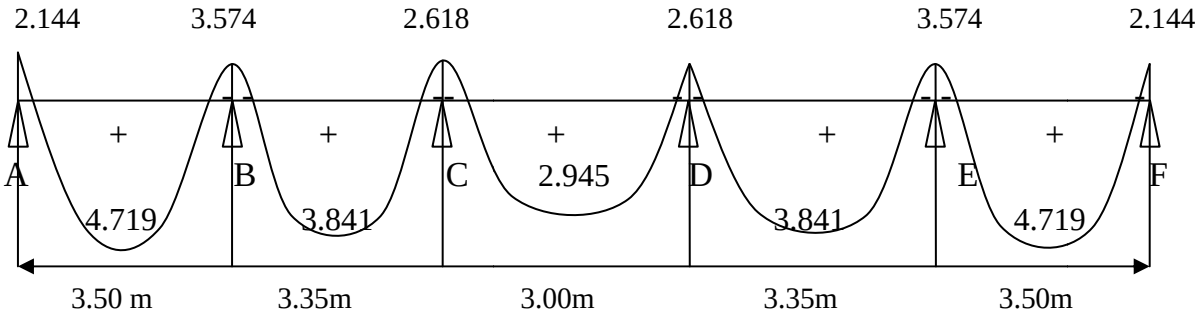
Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{q_s}{q_u}$$

D'où q_u=6.482kN/ml et q_s= 4.693kN/ml

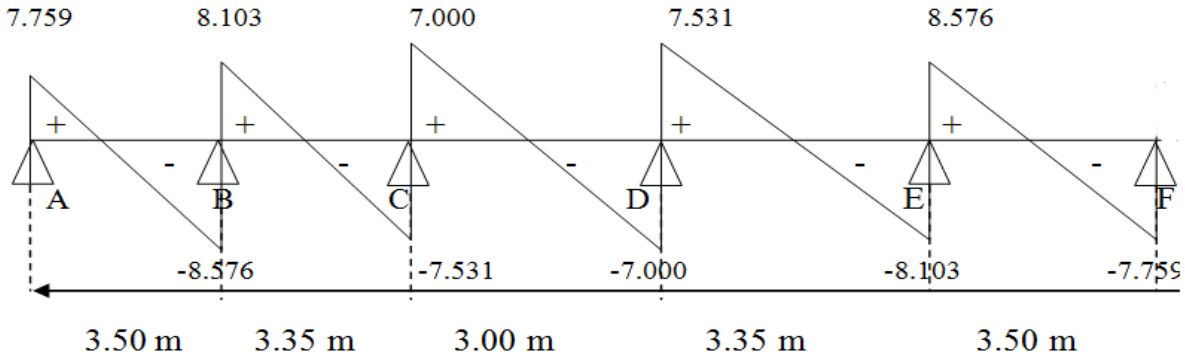
$\frac{q_s}{q_u}=\frac{4.693}{6.482}=0.72$

Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS en kN.m :



III.2.12 Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS en kN :



FigIII.2.13 Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS

Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)

✓ **Contrainte dans l'acier**

a)En travée

- **Contrainte dans l'acier**

On doit vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.35}{65 \times 18} \times 100 = 0.2$$

$$\rho_1 = 0.2 \qquad K_1 = 53.49 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.927$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.719 \times 10^3}{0.927 \times 18 \times 2.35} = 120.35 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{st} = 120.35$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ……..Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton**

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{120{,}35}{53.49} = 2.25 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 2.25$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa……Condition vérifiée

b) Aux appuis

- **Contrainte dans l'acier**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.13}{12 \times 18} \times 100 = 0.523$$

$\rho_1 = 0523$ par interpolation $K_1 = 31.049$ par interpolation $\beta_1 = 0.8914$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3.574 \times 10^3}{0.8914 \times 18 \times 1.13} = 197.12 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 197.12$ Mpa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa……Condition vérifiée

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{197.12}{31.049} = 6.35 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.35 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ ……..Condition vérifiée

Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \text{a) } \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{22.5} \\ \text{b) } \dfrac{A_s}{b_0 \times d} < \dfrac{3{,}6}{f_e} \\ \text{c) } \dfrac{h}{L} \geq \dfrac{M_t}{15M_0} \end{cases}$$

a) $\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0.053 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044$ ……Condition vérifiée

b) $\frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2{,}35}{12 \times 18} = 0.01 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009$ ……Condition non vérifiée

a)Calcul de la flèche

$f = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{380}{500} = 0.76$

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}87$$

I_{fv} : Moment d'inertie fictive totale de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

b) Calcul des différents paramètres

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0\left(\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$. Avec B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.09 \text{ cm}$$

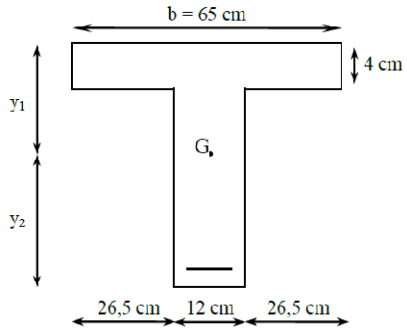
$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.09 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12(7.09^3 + 12.90^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left(\frac{4^2}{12} + \left(7{,}09 - \frac{4}{2}\right)^2\right) + 15 \times 235 \times (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 19975.6 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients**

$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109$ $\beta = 0.9814$



$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.719 \times 10^3}{0.9814 \times 18 \times 2.35} = 113.67 \text{ MPa}$

$\lambda_\upsilon = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 1{,}09} = 0.015$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 171.439 + 2.1} = 0.616$$

$$I_{f\upsilon} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_\upsilon)} = \frac{1.1 \times 19975{,}6}{1 + (0.616 \times 0.015)} = 21771.98 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_{t\,AB} \times l^2}{10 \times E_\upsilon \times I_{f\upsilon}} = \frac{4{,}719 \times (3.8)^2 \times 10^5}{10 \times 10818.87 \times 21771.98} = 0.00289 \text{ m}$$

$f = 0.289 \text{ cm} < \overline{f} = 0.76 \text{ cm}$ ……Condition vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.693 \times 3.8^2}{8} = 8.47$ KN

M_t=4.719 kN

$\frac{20}{380} = 0.0526 \geq \frac{4.719}{15x8.47}$= 0.037 ……Condition vérifiée

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferraillage suivant :

- **Armatures longitudinales**

Aux appuis

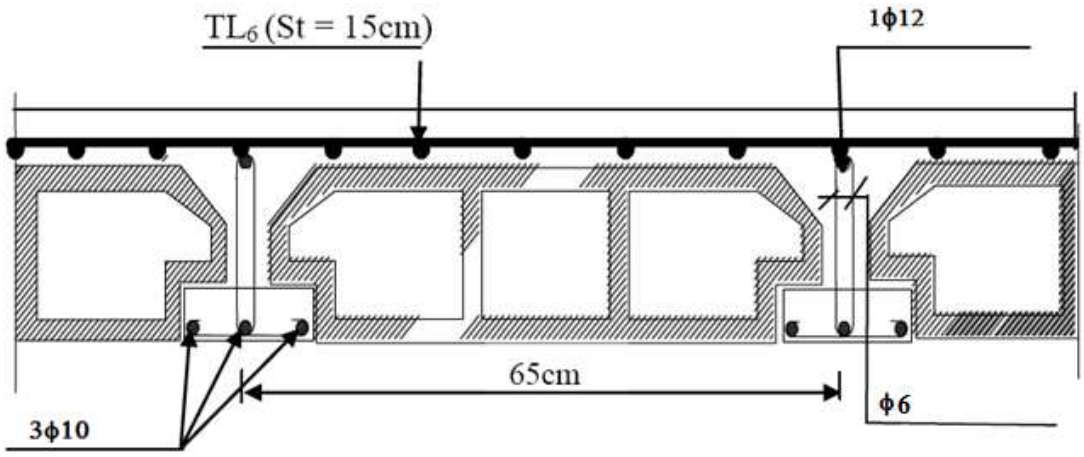
A_a=1HA12=1.13 cm^2

Aux travée

A_t=3HA10=2.35cm^2

- **Armatures transversales**

2HA6=0.57 cm^2 avec un espacement de 15 cm (1 étrier en T6 tous les 15 cm).



FigIII.2.14 Plan de ferraillage de plancher en corps creux

III.3 Etude des balcons:

Introduction

Notre ouvrage comporte deux types de balcons :
Un balcon avec un garde corps de 1m de hauteur en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.
Un balcon avec un mur extérieur de hauteur avec maçonnerie double cloisons en brique creuse de (10x10) cm
Le balcon se calcul comme une console soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.

➢ **Epaisseur de balcon**

$e_p \geq \frac{L}{10}$ L=1.15 m étant la largeur du balcon

$e_p \geq \frac{115}{10}$ = 11.5 cm

Soit e_p = 15cm

III.3.1 Evaluation des charges et surcharges:

III.3.1.1 Descente de charge:

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ(KN/m3)	G (kN/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Dalle pleine en B A	0.15	25	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Charge permanente totale G				5.61 (kN/m²)

Tableau III.3.1 Evaluation des charges et surcharges pour le balcon

G_1 :poids propre de potelet

$G_1 : \frac{1}{4} \Pi R^2 \times H_{p} \times \rho_{beton}$

$G_1 = \frac{1}{4} \times 3.14 \times 0.1^2 \times 3.06 \times 25 = 0.600KN$

q : charge pondérée de la dalle.
Q_1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde corps

Charge due à la main courante ……Q1=1kN/ml
Charge d'exploitation du balcon…….Q=3.5kN/ml (donnée par le DTR BC2.2)

III.3.1.2 Schéma statique:

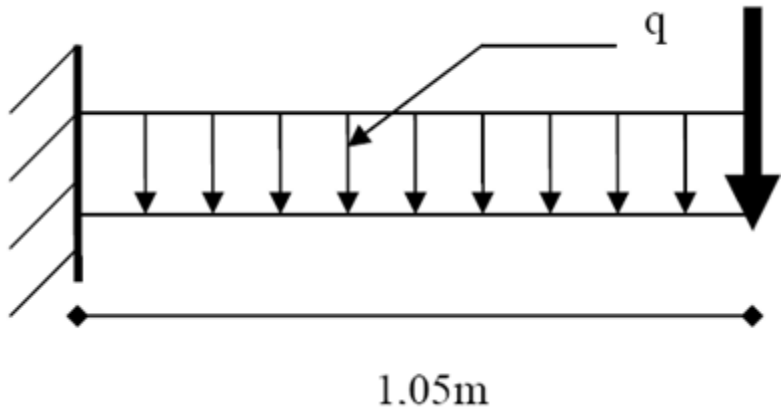


Fig.III.3.1 schéma statique de balcon

III.3.1.3 Les combinaisons de charges:

- **L'ELU**

Dalle :q_u=1.35G+1.5Q=1.35x5.61+1.5x3.5=12.82 kN/ml
POTELET : q_{u1}=1.35G_1=1.35x0.6=0.81kN
Main courante :q_{u3}=1.5Q_1=1.5x1=1.5 kN

- **L'ELS**

Dalle :q_s=G+Q=5.61+3.5=9.11 kN/ml
POTELLET : q_{s1}= G_1=O.6 kN
Main courante : q_{s3}= Q_1=1 kN

III.3.1.4 Calcul du moment sollicitant:

- **L'ELU**

Moment dû à la charge q_u : M_1= $q_u \frac{l^2}{2}$=12.82 $\frac{1.15^2}{2}$ = 8.48kN.m
Moment dû au poids propre de potellet : M_2= q_{u1}xL =0.81x1.15=0.9515 kN.m
Moment dû à la main courante : M_3 = q_{u3}xH = 1.5x1=1.5 kN.m
Moment total : M_4=M_1+M_2+M_3 =10.93 kN.m

- **L'ELS**

Moment du à la charge q_s : M_1= $q_s \frac{l^2}{2}$= 9.11$\frac{1.15^2}{2}$ = 6.02 kN.m
Moment du au poids du garde corps : M_2= q_{s1}xL =0.6x1.15=0.69kN.m
Moment du à la main courante : M_3 = q_{s3}xH = 1x1=1 kN.
M_4=M_1+M_2+M3 = 7.71kN.m

III.3.2 Ferraillage à l'ELU:

III.3.2.1 Les armatures principales:

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

f_{bu}= 14.2 MPa; σ_{st} =348MPa ; c = 3cm ; d = 12cm

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.93\times10^3}{100\times12^2\times14.2} = 0.053 \prec 0.392 \text{ section simplement armée} \Rightarrow \beta = 0.9725$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10.93\times10^3}{0.9725\times12\times348} = 2.692\ cm^2$$

Soit : **5HA10=3.92cm²** avec un espacement S_t=20cm

III.3.2.2 Les armatures de répartition:

$$Ar = \frac{Ast}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98\ cm^2$$

Soit : **5HA8=2.51cm²** avec un espacement de S_t=20cm

III.3.2.3 Vérifications:

- **La condition de non fragilité :(Art.A.4.21BAEL91)**

$$A_{min} = \frac{0,23\times b\times d\times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23\times100\times12\times2,1}{400} = 1,45\ cm^2$$

$A_{min} = 1,45\ cm^2 <$ A = 3.92 cm²..... condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\,d}$$

$$V_u = q_u\times l + g_u = 12.82\times1.15 + 0.81 = 15.553kN$$

$$\tau_u = \frac{15.553\times10^3}{1000\times120} = 0.129MPa$$

Pour la fissuration non préjudiciable

– τu= min (0.10*fc28 ; 4MPa)* = min (2.5 ; 4MPa) = 2.5 MPa

– τu<τu……. condition vérifiée

Vérification de l'entraînement des barres :(Art.A.6.13 BAEL91)

— $\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$ avec : Ψs= 1.5 pour les aciers HA

— τ_{se}= 1.5×2.1= 3.15 MPa

$\tau_{se}=\frac{V_u}{0.9\Sigma U_i}$ avecΣU_i : somme des perimetre utiles des armatures dappuis

$\sum U \underline{I} = \pi n10 = 3.14\times5\times10 = 157mm$

$$\tau_{se} = \frac{15.553\times10^3}{0.9\times120\times157} = 0.917\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.917 < 3.15$.....Condition vérifiée.

Vérification de la longueur de scellement droit

$l_s = \frac{\phi\times f_e}{4\times\bar{\tau}_s}$ avec : $\bar{\tau}_s = 0.6\times\Psi^2\times f_{t28} = 0.6\times1.5^2\times2.1 = 2.835$ MPa

$l_s = \frac{10\times400}{4\times2.835} = 352mm$

$l_s = 35.2cm > 30\ cm$ (La largeur de la poutre secondaire) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.
Soit des crochets de longueur :
l_a= 0.4 l_s= 0.4× 35.2 = 14.08cm **(Art .A.6.1, 253 BAEL91 modifiée99)**

Vérification de l'espacement des barres

✓ **Pour les armatures principales**

$S_{t\max} \le \min(3h;33\,cm) = 33\,cm.$

$S_t = 20\,cm < 33\,cm$.....Condition vérifiée.

✓ **Pour les armatures de répartition**

$S_{t\max} \le \min(4h;45\,cm) = 45\,cm.$

$S_t = 20\,cm < 45\,cm$.....Condition vérifiée.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant

✓ **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant aux appuis.

$a = 0.9 \times d$

$$A \geq \frac{1{,}15 \times \left(15.553 + \frac{10.93 \times 10^6}{0{,}9 \times 120} \right)}{400} = 290.96 mm^2$$

$A = 3.92 cm^2 > 2.90 cm^2$.....Condition vérifiée

✓ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{max}}{b \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0{,}9\, d\, b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} = 15.553 \leq \frac{0.4 \times 25 \times 10^2 \times 0.9 \times 12 \times 100}{1.5} = 720 KN$$

$V_u^{max} = 15.553 < 720\ kN$.....Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS:

Nous avons M_s=8.17kN.m

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12} = 0.326 \rightarrow \{\beta_1 = 0{,}911;\ K_1 = 41.18\ \}$$

$$\sigma_s = \frac{8.07 \times 10^3}{0.911 \times 12 \times 3.92} = 188.32 MPa < 348 MPa$$.....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \mathrm{K} \times \sigma_s = \frac{1}{\mathrm{K}_1} \times \sigma_s = \frac{1}{41.18} \times 188.32 = 4.57 MPa.$$

$\sigma_{bc} = 4.57 < 15 MPa$ .....condition vérifiée.

- **Vérification de la flèche**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{115} = 0.13 \quad \text{et} \quad \frac{\mathrm{Ms}}{10 \times \mathrm{M}_0} = \frac{7.71}{10 \times 8.07} = 0.1 \\ 0.13 > 0.1 \text{.....condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{105} = 0.143 \text{ et } \frac{1}{10} = 0.1 \\ 0.143 > 0.1 \text{.....condition vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{3.92}{100 \times 12} = 0.00326 \quad \text{et} \quad \frac{4.2}{400} = 0.0105 \\ 0.00326 < 0.0105 \text{.....condition vérifiée.} \end{cases}$$

III.3.3 Conclusion

Toutes les conditions sont réunies, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

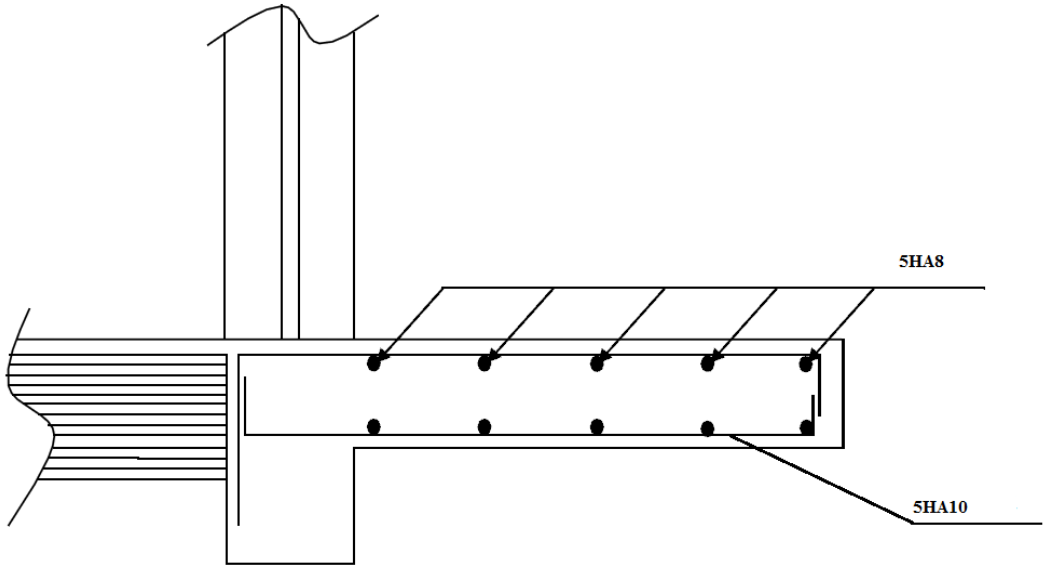


Fig.III.3.2 ferraillage de balcon

III.4 Etude de la salle machine:

III.4.1 Caractéristique de l'ascenseur:

Vu le nombre de niveaux que comporte notre structure (8 niveaux), 1 ascenseurs a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux, de vitesse d'entraînement (v =1m/s), de surface égale à (1.65×1.80 = 2.97 m²) pouvant charger Six personnes .La charge totale transmet par le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes (p = 80KN).

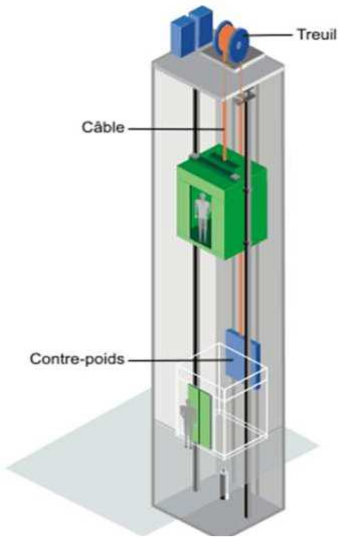


Fig.III.4.1 coupe horizontale de la salle machine

III.4.2 Dimensionnement:

III.4.2.1 Epaisseur de la dalle:

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

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

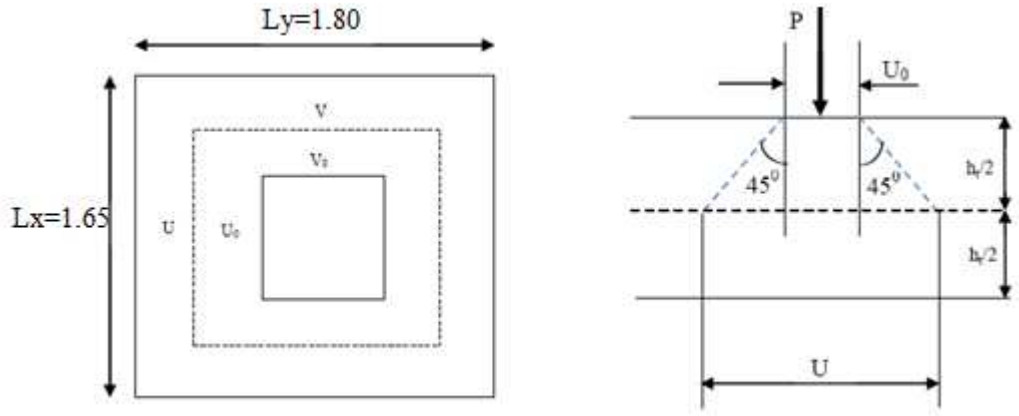


Fig.III.4.2 Les dimensions de la dalle machine

P : La charge totale centrée.
U, V : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge **«P»** compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
U_0, V_0: Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y.
On a:
$U= U_0+ K.e+ h_t$
$U= 80+1.5\times7+15 = 105.5$ cm
$V=V_0+ K.e+ h_t$
$V= 80+1.5\times7+15= 105.5$ cm
Avec :
e : revêtement de la dalle = 7 cm
K : revêtement pas en béton= 1.5

$$U = U_0 + Ke + h_t = 80 + 1.5\times 7 + 15 = 105.5cm.$$
$$V = V_0 + Ke + h_t = 80 + 1.5\times 7 + 15 = 105.5cm$$
Avec : e (revêtement de la dalle) = 7 cm.
$K = 1.5$(le revetement n'est pas en béton).
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{1.80} = 0.92 ; \quad 0.4 \le \rho \le 1 \Rightarrow$$ la dalle travaille dans les deux sens.

III.4.3 Calcul des moments sous charges localisées:

Ils sont donnés par la formule suivante :
$M_x = q_u(M_1 + \nu M_2)$
$M_y = q_u(\nu M_1 + M_2)$
ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.
$$\frac{U}{L_x} = \frac{105.5}{165} = 0.64 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{105.5}{180} = 0.59$$

À partir des abaques de **PIGEAUD** après une interpolation On aura :

M_1=0.082
M_2=0.066

$$q_u = 1{,}35\,p = 1{,}35\times 80 = 108KN.$$
$$M_{x1} = q_u \times M_1 = 108\times 0.082 = 8.856kN.m.$$
$$M_{y1} = q_u \times M_2 = 108\times 0.066 = 7.128kN.m.$$

III.4.4 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2{}_{x.}$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2.}$

$$\rho = 0{,}92\,;\nu = 0 \Rightarrow \begin{Bmatrix} \mu_x = 0{,}0438 \\ \mu_y = 0{,}819 \end{Bmatrix}$$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35\times(25\times 0.15\times 1) + 1.5\times 1 = 6.563 kN/ml$

$M_{x2} = 0.0438\times 6.563\times 1.65^2 = 0.783 kN.m$

$M_{y2} = 0.819\times 0.783 = 0.641 kN.m$

- **Superposition des moments**

Mx = Mx1 + Mx2 = 8.856 + 0,783 = 9.639 *kN.m.*

My = My1 +My2 = 7.128 + 0,641 = 7.769 *kN.m*

III.4.5 Ferraillage de la dalle:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront minorés en leur affectant les coefficients :

- ✓ 0.85 dans le sens de la petite portée en travée
- ✓ 0.75 dans le sens de la grande portée en travée
- ✓ 0.5 aux appuis.
- ✓ Les moments aux appuis seront négatifs

- **Sens x-x (petite portée)**

➢ **En travée**

$M_x^t = 0{,}85\times 9.639 = 8{,}193 kN.m.$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b\times d^2\times f_{bc}} = \frac{8.193\times 10^3}{100\times 13^2\times 14{,}2} = 0{,}034 < 0{,}392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$\mu_b = 0{,}034 \Rightarrow \beta = 0{,}983.$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta\times d\times \sigma_s} = \frac{8.193\times 10^3}{0{,}983\times 13\times 348} = 1.84 cm^2.$$

On adopte 4HA10 = $3{,}14 cm^2$. avec un espacement $S_t = 25 cm.$

➢ **Aux appuis**

$M_x^a = 0{,}5 \times 9.639 = 4.82 kN.m.$

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0{,}020 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_b = 0{,}021 \Rightarrow \beta = 0.990$

$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.82 \times 10^3}{0{,}990 \times 13 \times 348} = 1.08 cm^2$

On adopte 4HA8 = $2.01 cm^2$ avec un espacement $S_t = 25 cm$.

- **Sens y-y : (grande portée)**

➢ **En travée**

$M_y^t = 0.75 \times 7.769 = 5.83 \ kN.m.$

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.83 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_b = 0.024 \Rightarrow \beta = 0.988$

$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.83 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.30 \ cm^2$

On adopte 4HA10 = $3.14 \ cm^2$. avec un espacement $S_t = 25 \ cm$

➢ **Aux appuis**

$M_y^a = 0.5 \times 7.769 = 3.88 kN.m.$

$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3.88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$

$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.88 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.87 \ cm^2$

On adopte 4HA8 = $2.01 cm^2$ avec un espacement $S_t = 25 \ cm$

III.4.6 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité (Art B.7.4.BAEL 91 modifié 99)**

$w_x \geq w_0 \times \frac{(3-\rho_x)}{2}$ avec : $\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$; $w_x = \frac{A_s}{b \times h_t}$.

$A_{st} \geq w_0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$ $w_0 = 0{,}8‰$ (Acier HA FeE400).

w_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de la section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

w_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire.

$A_{min} = w_0 \times b \times \frac{h_t}{2}\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right) = 0{,}0008 \times 100 \times \frac{15}{2}\left(3 - \frac{165}{180}\right) = 1{,}25 cm^2$.

$A_{st} = 3{,}14 cm^2 > A_{min} = 1{,}25 cm^2$.....Condition vérifiée.

- **Ecartement des barres (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99)**

L'écartement des armatures dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

St = 25cm ≤ (2h = 30cm ; 25cm)…….Condition vérifiée.

De même, dans la direction perpendiculaire à la direction la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm;

St = 25*cm* ≤ (3h = 45*cm* ; 33*cm*)……..Condition vérifiée.

- **Condition de non poinçonnement (Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié 99)**

$q_u \leq 0{,}045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$

U_c : Périmètre du contour.

$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4{,}2m.$

$q_u = 108KN \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5kN$..... Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes tangentielles**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \leq \overline{\tau} = \frac{0,07\, f_{c28}}{\gamma_b}$

Au milieu de U : $T_{max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2\times1,05+1,05} = 25,39KN.$

Au millieu de V : $T_{max} = V_u = \frac{p}{3V} = \frac{80}{3\times1,05} = 25,39KN.$

$\tau_u = \frac{25,39\times10^3}{1000\times130} = 0,19MPa.$

$\overline{\tau}_u = \frac{0,07\times25}{1,5} = 1,17MPa.$

$\tau_u < \overline{\tau}_u$ ..... condition vérifiée.

III.4.7 Vérification à l'ELS:

III.4.7.1 Calcul des moments au centre du panneau :

À L'ELS : ν = 0.2

M_1=0.082

M_2=0.066

$q_s = p = 80KN.$

$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2) = 80\times(0,082 + 0,2\times0,066) = 7.616KN.m.$

$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1) = 80\times(0,066 + 0,2\times0,082) = 6.60KN.m$

III.4.7.2 Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2{}_x.$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$

$\rho = \begin{cases} 0,92 \\ \nu = 0,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0510 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$

$q_s = G + Q = (25\times0,15\times1) + 1 = 4,75KN/ml.$

$M_{x2} = 0,0510\times4,75\times1,65^2 = 0,660KN.m.$

$M_{y2} = 0,875\times0.660 = 0,578KN.m.$

- **Superposition des moments**

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.616 + 0.66 = 8.276kN.m$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.60 + 0.578 = 7.178kN.m$

III.4.7.3 Ferraillage de la dalle:

- **Sens x-x**

➢ **En travée**

$M_x^t = 0{,}85 \times 8.276 = 7.035 KN.m.$

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.035 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0{,}029 < 0{,}392 \Rightarrow$ S.S.A.

$\mu_b = 0{,}029 \Rightarrow \beta = 0{,}9855$

$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.42 \times 10^3}{0{,}9855 \times 13 \times 348} = 1{,}58 m^2.$

On adopte $4HA10 = 3{,}14 cm^2$. avec un espacement $S_t = 25 cm$.

➢ **Aux appuis**

$M_x^a = 0{,}5 \times 8.276 = 4.138 KN.m.$

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.138 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14{,}2} = 0.0172 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A.

$\mu_b = 0.0172 \Rightarrow \beta = 0.9915$

$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.138 \times 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.923 cm^2.$

$0.923 < 2.01 cm^2$

- **Sens y-y**

➢ **En travée**

$M_y^t = 0{,}75 \times 7.178 = 5.384 KN.m.$

$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5.384 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_b = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$

$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.384 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.20 cm^2.$

$1.20 < 3.14 cm^2$

➢ **Aux appuis**

$M_y^a = 0.5 \times 7.178 = 3.589 KN.m$

$\mu_b = \dfrac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \dfrac{3.589 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \Rightarrow$ S.S.A

$\mu_b = 0.015 \Rightarrow \beta = 0,.9925$

$A_s^a = \dfrac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \dfrac{3.589 \times 10^3}{0,9925 \times 13 \times 348} = 0.799 cm^2.$

$0.799 < 2.01 cm^2$

Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

III.4.7.4 Contrainte de compression dans le béton :

- **Sens x-x**

➢ **En travée**

$M_t = 7.035 KN.m$ et $A_t = 3,14 cm^2.$

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6\, f_{c28} = 15 MPa.$

$\rho_1 = \dfrac{100 \times A_t}{bd} = \dfrac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,242 \Rightarrow \beta_1 = 0.921 \Rightarrow K_1 = 48.29.$

$\sigma_s = \dfrac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \dfrac{7.035 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 187.12 MPa < 348 MPa.$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \dfrac{1}{K_1} \times \sigma_s = \dfrac{187.12}{48.29} = 3.88 MPa$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ..... condition vérifiée.

➢ **Aux appuis**

$M_a = 4.138 KN.m$ et $A_a = 2,01 cm^2.$

$\rho_1 = \dfrac{100 \times A_a}{b\, d} = \dfrac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0.154 \Rightarrow \beta_1 = 0.935 \Rightarrow K_1 = 61,92.$

$\sigma_s = \dfrac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \dfrac{4.138 \times 10^3}{0.935 \times 13 \times 2.01} = 169.37 MPa < 348 MPa.$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \dfrac{1}{K_1} \times \sigma_s = \dfrac{169.37}{61.92} = 2.735 MPa.$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ ..... condition vérifiée.

- **Sens y-y**

➢ **En travée**

$M_t = 5.384 KN.m$ et $A_t = 3{,}14 cm^2$.

On doit vérifier que :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15 MPa.$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3{,}14}{100 \times 13} = 0{,}242 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}921 \Rightarrow K_1 = 48{,}29.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{5.384 \times 10^3}{0{,}921 \times 13 \times 3{,}14} = 143.21 MPa < 348 MPa.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{143.21}{48.29} = 2.97 MPa$$

$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ .....condition vérifiée.

➢ **Aux appuis**

$M_a = 3.589 KN.m$ et $A_a = 2{,}01 cm^2$.

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b\, d} = \frac{100 \times 2{,}01}{100 \times 13} = 0{,}154 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}935 \Rightarrow K_1 = 61{,}92.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{3.589 \times 10^3}{0{,}935 \times 13 \times 2{,}01} = 146.90 MPa < 348 MPa.$$

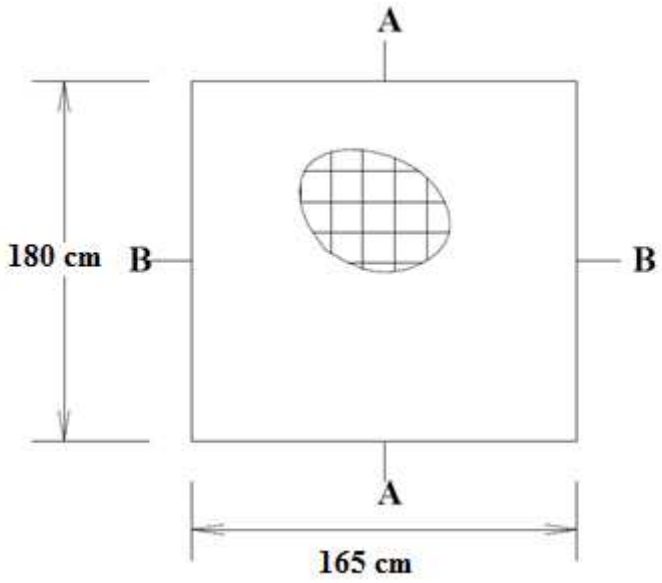
$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{146.90}{61{,}92} = 2.37 MPa.$$

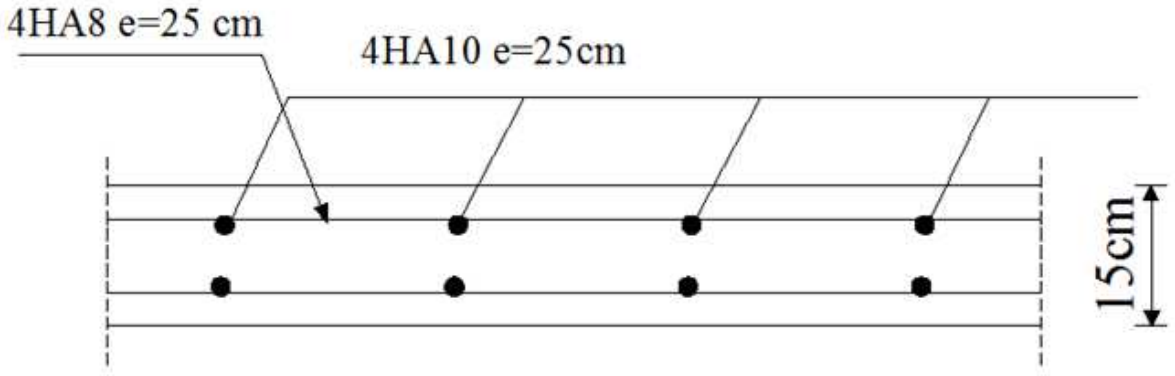
$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$.....condition vérifiée.

III.4.7.5 Etat limite de fissuration:

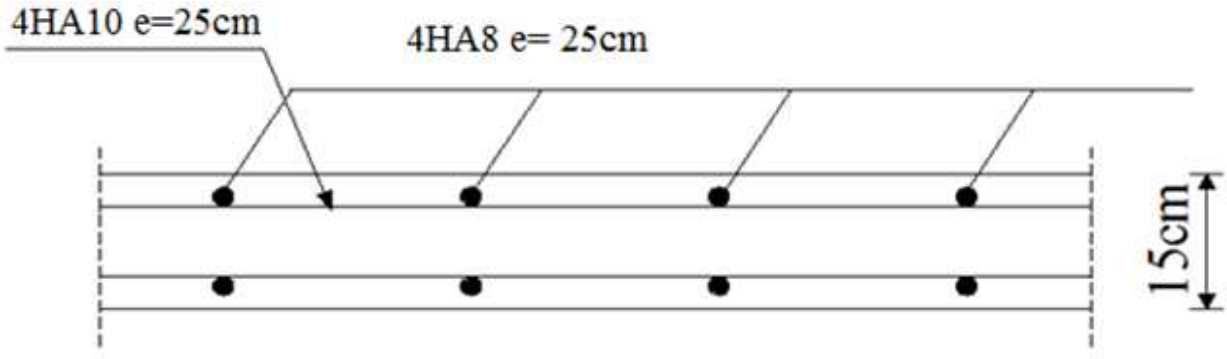
La fissuration est peu nuisible ⟹ Aucune vérification n'est nécessaire.

III.4.8 Plan de ferraillage de la dalle pleine de la salle machine





Sens x-x



Sens y-y

Fig.III.4.3 Ferraillage de la dalle pleine de la salle machine

III.6 Etude des escaliers:

Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III.6.1 Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.
Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

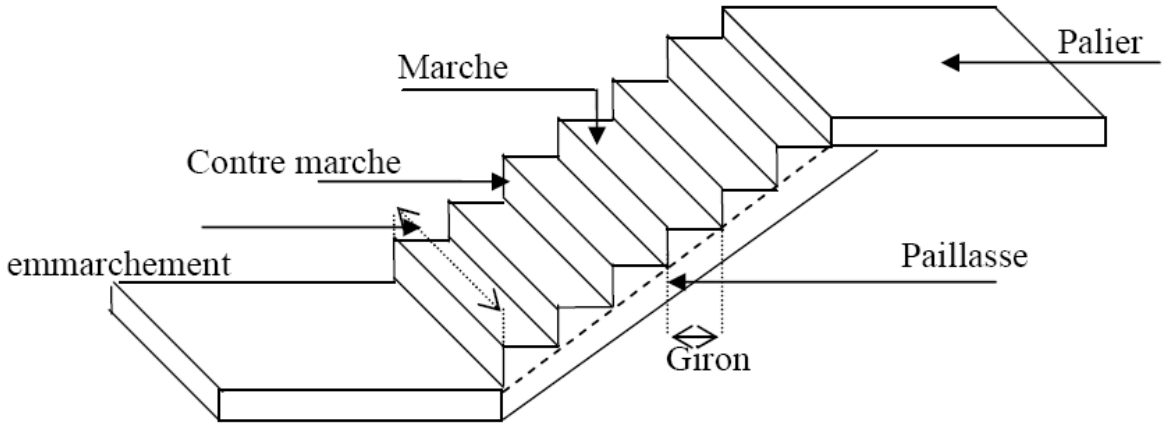


Fig.III.6.1 schéma de l'escalier

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.…
- **contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.

- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de palier de repos.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.

➢ **Notations utilisées *:***

- g : largeur de la contre marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- H: hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_1 : largeur du palier de départ
- l_2 : largeur du palier de repos
- l_p : longueur projetée de la paillasse.

Dans notre cas l'escalier a des marches droites, constitué de deux volées coupées par un palier intermédiaire en RDC et pour les autres étages courantes sauf que en RDC le nombre de marches est différent.

III.6.2 Pré dimensionnement :

Le pré dimensionnement des marches et contres marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

59 cm ≤ 2h+g ≤ 66 cm.

14 cm ≤ h ≤ 20 cm

Le nombre de contre marche (n) est égal à $n=\frac{H}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : m= n-1

- **Le schéma statique**

H=153cm

Soit h =17cm

n= $\frac{153}{17}$ = 9

m= 9-1= 8

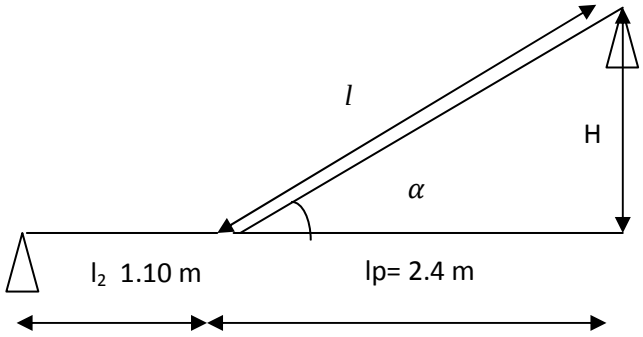


Fig.III.6.2 schéma statique d'une volée

- **Vérification de la loi de BLONDEL**

g= $\frac{l_p}{m}$ =$\frac{240}{8}$ = 30 cm

59 cm ≤ 2h+g ≤ 66 cm 25 cm ≤ 30 cm ≤ 32 cm

Donc, on garde la valeur g=30cm

L'emmarchement est de 1.30 m

- **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq e_p \leq \frac{l_0}{20}$$

$l_0=l+l_2$

tgα=$\frac{H}{l_p}$=$\frac{153}{240}$=0.6375 α=36.13°

$\mathbf{l} = \frac{l_p}{cos\alpha} = \frac{2{,}4}{cos(36.13)}$ = 2.85 m

l_0 = 2.85+1.10 =3.95 m

$\frac{395}{30} \leq e_p \leq \frac{395}{20}$

$13.17 \leq e_p \leq 19.75$

On opte pour : ep = 15cm

III.6.3 Calcul des sollicitations et des efforts internes:

Le calcul se fera pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale.

a) Charges permanentes

La paillasse

Elément	**Poids kN/m2)**
poids de la paillasse	$\frac{25\times ep}{cos\propto}=\frac{25\times 0.15}{cos 30.65}=4.35$
Poids propre des marches	$\frac{25\times 0.15}{2}=1.875$
Poids des revêtements (sable mortier sable enduit)	1.86
Poids propre du garde corps	0.2
Total	**G_1 = 8.285**

Tableau III.6.1 tableau de charge permanente de la paillasse

Et la surcharge est égale : **Q=2.5 kN**

Palier

Elément	**Poids kN/m2)**
Poids propre de la dalle	25x0.15=3.75
Revêtements carrelage	22x0.02=0.44
Mortier de pose	22x0.02=0.44
Couche de sable	18x0.03=0.54
Enduit de ciment	22x0.02=0.44
Total	**G_2 = 5.61**

Tableau III.6.2 tableau de charge permanant du palier

Et la surcharge est égale **Q =2.5 kN**

b) Combinaison de charges

- **Etat limite ultime : ELU**

La paillasse : qu= 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35×8.285 +1,5×2,5 =14.93 *kN/ml.*

Le palier : qu= 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35×5.61 + 1,5×2,5 = 11.32*kN/ml.*

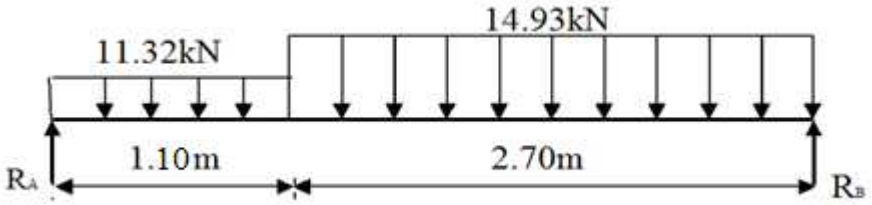
- **Etat limite de service : ELS**

La paillasse : qs= G + Q = 8.285 + 2,5 =10.785 *kN/ml.*

Le palier : qs= G + Q = 5.61 + 2,5 = 8.11 *kN/ml*

III.6.4 Calcul à l'ELU

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis



a) Calcul des réactions

$$\sum F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_A + R_B = 11.32 \times 1{,}10 + 14.93 \times 2.40 = 48.28 KN.$$

$$\sum M/_A = 0 \quad \Rightarrow \quad 11.32 \times 1{,}10 \times 0{,}55 + 14.93 \times 2{,}4 \times 2.30 - R_B \times 3.5$$

$$\Rightarrow \quad R_A = 22.78\ kN.$$

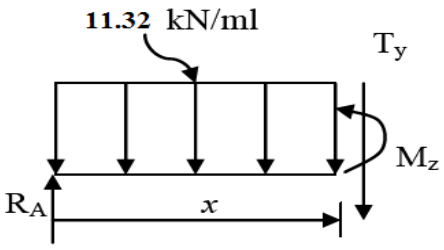
$$\Rightarrow \quad R_B = 25.50 kN.$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.10

Effort tranchant

$$Ty = -11.32\,x + 22.78 \begin{cases} T_y = +22.78KN \ \text{ pour } x=0 \\ T_y = 10.33\ KN \ \text{ pour } x = 1.10\ m \end{cases}$$



- **Moments fléchissant**

$$M_z = -11.32\frac{x^2}{2} + 22.78x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \ \text{ pour } x=0 \\ M_z = 18.21\ kN.m \ \text{ pour } x=1.10 \end{cases}$$

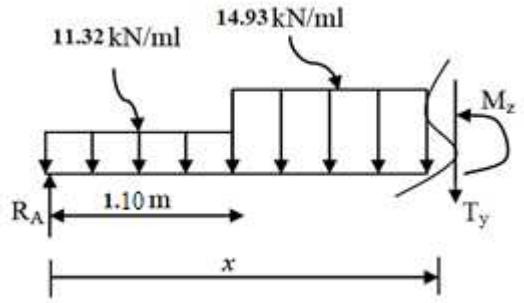
2^{éme} tronçon : 1.10m ≤ x ≤ 3.5m

- **Efforts tranchants**

R_A- (11.32x 1.10)-14.93(*x*-1.10) =

22.78-12.45+16.42-14.93*x*=*26.75*-14.93 *x*

Ty = *26.75*-14.93 *x* { **T_y =10.32 kN** pour *x*=1.10m ; **T_y = -25.50kN** pour *x* =3.5m



- **Le moment fléchissant**

Mz=22.78.*x*-(11.32×1.10)(*x*-$\frac{1.10}{2}$)-14.93($\frac{(x-1.10)^2}{2}$) { **Mz=18.21KN.m** pour *x*=1.10 ; **M_Z=0KNm** pour x=3.5

Moment maximum

$T_y = 0 \longrightarrow M_z^{max}$

$T_y = 0 \longrightarrow$ x=1.8 m

Le moment Mz(x) est maximal pour la valeur x =1.8 m.
M_{max} = 21.78 kN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

Aux appuis : $M_{ua} = -0.3\ M_z^{max}$ =-0.3x21.78= -6.53 kN.m

En travées : $M_{ut} = 0.85\ M_z^{max} = 0.85x21.78 = 18.51$ kN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous

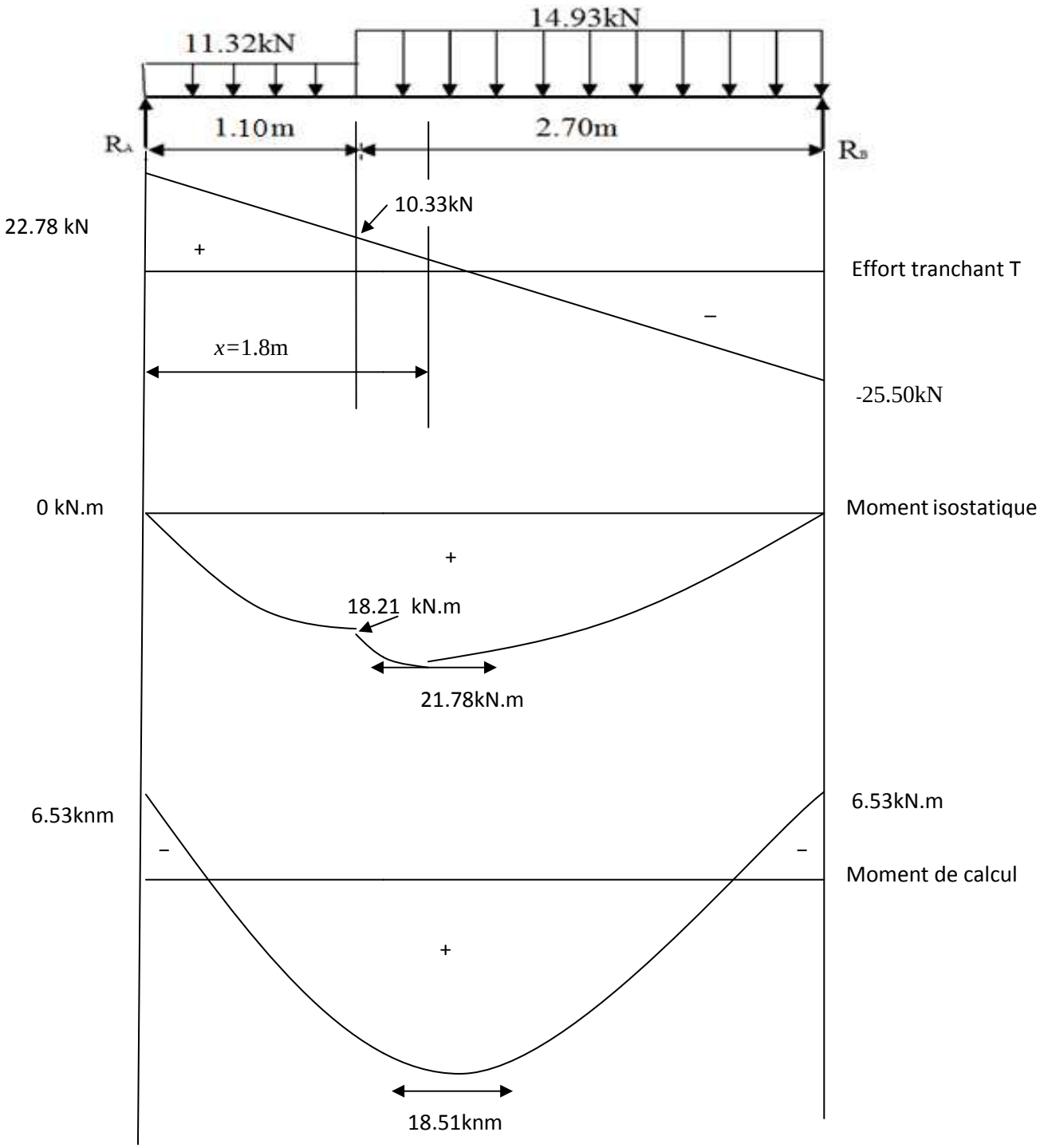
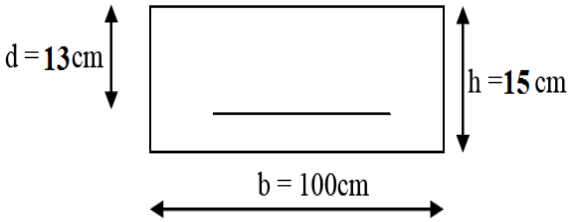


Fig.III.6.3 Diagramme des efforts internes à l'ELU

c) Calcul des armatures à l'ELU

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep = 15cm)

b = 100 cm; c = 2 cm; d = 13 cm.
h = d + c = 15 cm



- **Aux appuis**

M_{ua} =-6.53 kN.m

Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{f_{bu}.b.d^2} = \frac{6.53x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.027$$

$\mu_u = 0.027 \leq 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\mu_u = 0.027 \Rightarrow \beta = 0.9865$

$$Ast = \frac{M_{ua}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{6.53 \times 10^3}{0.9865 \times 13 \times 348} = 1.46\ cm^2$$

On opte pour 4HA8 =2.01 cm^2 avec un espacement de St =25cm.

- **En travée**

M_u^t = 18.51 kN.m

Armatures principales

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b\, d^2 f_{bu}} = = \frac{18.51 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.077$$

$\mu_u = 0.077 \leq 0.392 \Rightarrow$ S.S.A $\mu_u = 0.077 \Rightarrow \beta = 0.9595$

$$Ast = \frac{M_{ua}}{\beta\, d\, \sigma_{st}} = \frac{18.51x10^3}{0.9595 \times 13 \times 348} = 4.26cm^2$$

On opte pour **6HA10 =4.71cm^2 ; soit 1HA10 tous les 15 cm**

Armatures de répartition

$$Asr = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18cm^2$$

On opte pour 4HA10 (Ar = 3.14 cm²), avec St = 25 cm

d) Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 13 \times 2{,}1}{400} = 1{,}569\ cm^2$$

En travée :A_{ad} = 6T10 = 4.71 cm^2 > 1.569cm^2 …… condition vérifiée.

Aux appuis : A_{app} = 2.01cm^2 〉1,569cm^2 …… condition vérifiée.

- **Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.)**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_{max}}{b_o d} \leq \overline{\tau_u}}$$

On doit vérifier que :

Pour la fissuration non préjudiciable

$\overline{\tau}u$ = min (0.133f_{c28} *; 4MPa)* = min (3.33 ; 4MPa) = 3.33 MPa

V_{max}=25.5 kN

$\tau_{u=} \frac{25.5 \times 10^3}{1000 \times 130}$ =0.200 MPa $\boldsymbol{\tau_u < \overline{\tau_u}}$ **……** ……..condition vérifiée.

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :**

$\mathbf{T_u^{max} \leq 0.4\ ba\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}}$

Avec :

a= 0.9 d

$T_u^{max} \leq 0.4 \times 1 \times 0.9 \times 0.13 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$ = 780 KN

T_u^{max} = 25.5 kN ≤ 780 kN…….condition vérifiée

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.321/BAEL 91 modifié 99) :**

$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(T_u^{max} + \frac{M_a}{0.9d})$

$A_a \geq \frac{1.15}{400}(25.5 + \frac{-6.53 \times 10^3}{0.9 \times 13}) = -1.53\ cm^2 < 0$

Finalement on constate que l'effort tranchant $\mathbf{T_u^{max}}$ n'a pas d'influence sur les armatures inferieures.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi s f_{t28}$ avec : $\Psi s = 1.5$ pour les aciers HA

$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d \times \sum U_i}$ avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\sum U_i = \pi n 10 = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4\ mm$

$\tau_{se} = \frac{25.50 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.15$ MPa

$\tau_{se} = 1.15 < 3.15$ .....Condition vérifiée.

Vérification de la longueur de scellement droit

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$ avec : $\overline{\tau_s} = 0{,}6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423\ mm.$

$l_s = 42{,}3\ cm$ soit ls=45cm

Vu que $\mathbf{l_s}$ dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet **« Lc »** est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers **H**

Lc = 0.4 Ls = 0.4 × 45 Lc = 18 cm

- **Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales ⟶ $S_t <$ min { 3h ; 33cm}

En travée S_t = 15cm < 33cm ……..condition vérifiée

Aux appuis S_t = 25cm < 33cm ……..condition vérifiée

Armatures de répartition ⟶ $S_t <$ min { 4h ; 45cm}

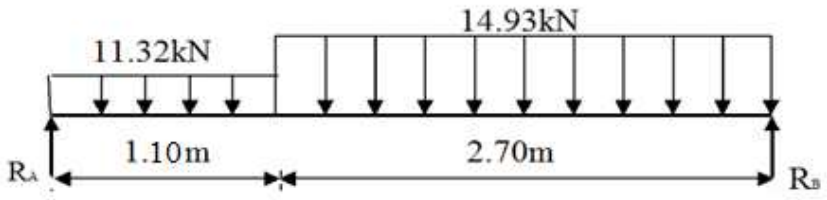
S_t = 55 cm < 45cm ……condition vérifiée

III.6.5 Vérification l'ELS:

La paillasse : qs= G + Q = 8.285 + 2.5 =10.785 kN/ml.

Le palier : qs= G + Q = 5.61 + 2.5 = 8.11 kN/ml

III.6.5.1 Calcul à l'ELS:



- **Calcul des réactions**

$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.11\times1.10 + 10.785\times2.40 = 34.805kN.$

$\sum M/_A = 0 \Rightarrow 8.11\times1.10\times0.55 + 10.785\times2.4\times2.3 - R_B\times3.5$

$\Rightarrow R_A = 16.475\ kN.$

$\Rightarrow R_B = 18.41kN.$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant**

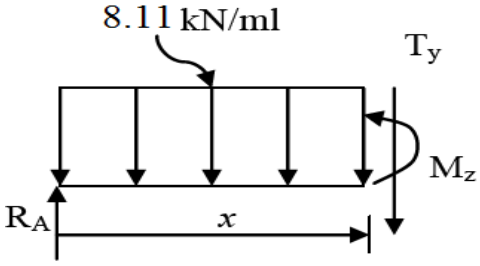
1er tronçon : 0 ≤ x ≤ 1.10

Efforts tranchants

$Ty = -8.11\,x + 16.475$

$T_y = 16.475$ kN pour x=0m

$T_y = 7.554$ kN pour x= 1.10m



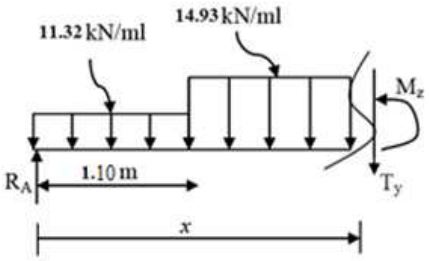
Moment fléchissant

$M_z = -8.11\,\frac{x^2}{2} + 16.475x$

$M_z = 0$ pour x=0

$M_z = 13.21$ kN.m pour x=1.10m

2éme tronçon : 1.10m ≤ x ≤ 3.5m



Efforts tranchants

R_A- (8.11x 1.10)-10.785(*x*-1.10)

16.475-8.92+11.86-10.785 *x=19.415*-10.785*x*

$Ty = 19.415 - 10.785x$

T_y =7.55kN pour x=1.10m

T_y = -18.33 kN pour x =3.5m

Moment fléchissant

$$Mz=16.475x-(8.11\times1.10)(x-\frac{1.10}{2})-10.785(\frac{x-1.10)^2}{2}) \begin{cases} Mz=13.21\ kN.m & pour\ x=1.10m \\ Mz=0\ kN.m & pour\ x=3.5m \end{cases}$$

- **Moment maximum**

$T_y = 0 \longrightarrow M_z^{max}$

$T_y = 0 \longrightarrow x=1.8m$

Le moment Mz(x) est maximal pour la valeur x =1.8 m
M_{max} = 15.865 kN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

Aux appuis : $M_{ua} = -0.3\ M_z^{max} = -0.3x15.865= -4.76$ kN.m

En travées : $M_{ut} = 0.85\ M_z^{max} =0.85x15.865= 13.48$ kN.m

Diagrammes M et T :

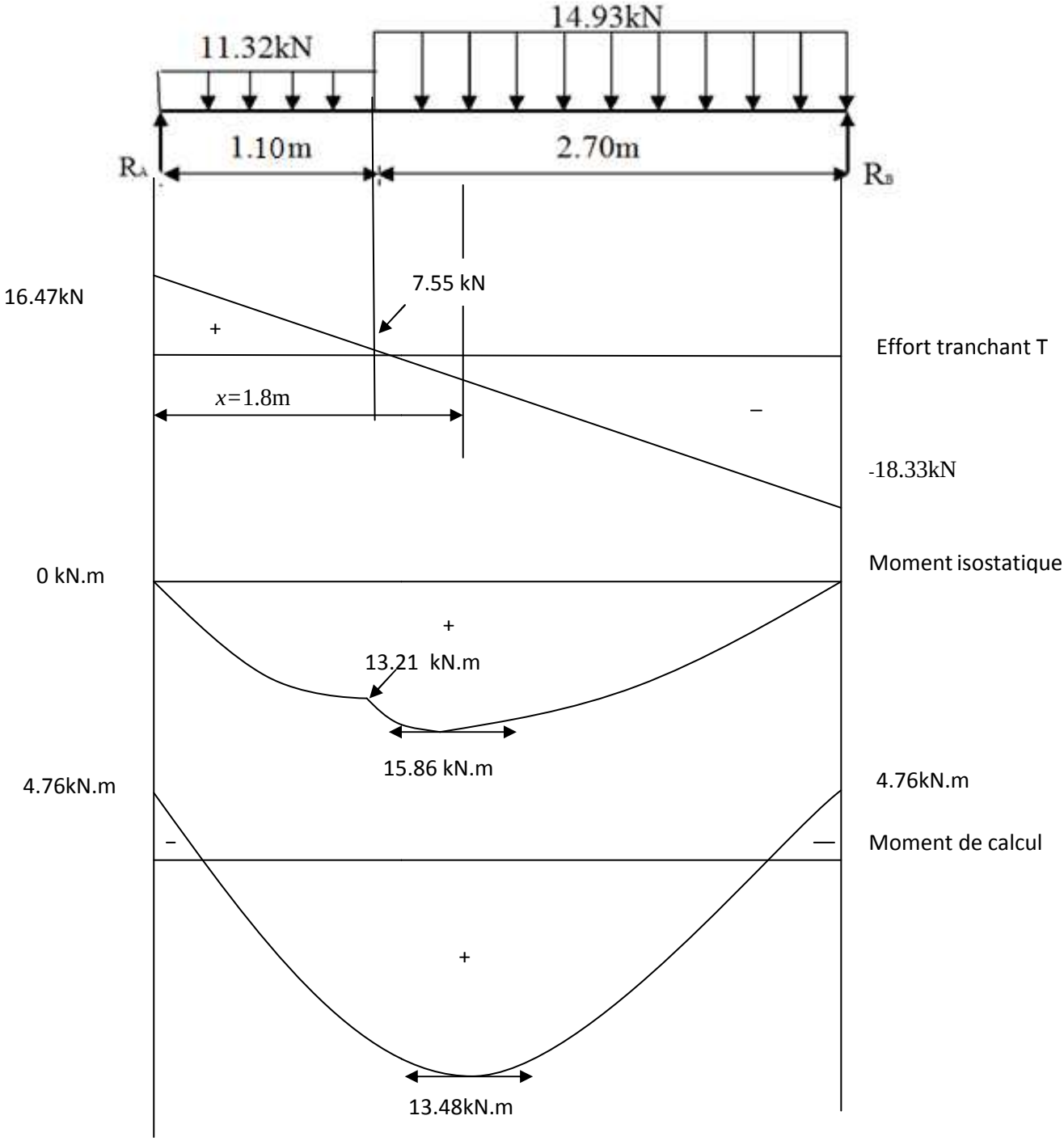


Fig.III.6.4 diagramme des efforts internes à l'ELS

III.6.5.2 Vérification à l'ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2 / BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)**

Contrainte dans l'acier

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$.

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$.

➢ **En travée**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{4.71}{100 \times 13} \times 100 = 0.362$$

$\rho_1 = 0.362 \quad \Rightarrow K_1 = 38.639$

$$\text{et } \beta_1 = 0.9067$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{13.48 \times 10^3}{0.9067 \times 13 \times 4.71} = 242.808 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 242.808[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348[\text{Mpa}]$ ... ...Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{242.808}{38.639} = 7.284\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.284[MPa] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$ ... ...Condition vérifiée

- **Aux appuis**

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{2.01}{100 \times 13} \times 100 = 0.154$$

$\rho_1 = 0.154 \quad \Rightarrow K_1 = 62.4 \qquad \beta_1 = 0.9354$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.26 \times 10^3}{0{,}9354 \times 13 \times 2.01} = 256.12\ MPa$$

$\sigma_{st} = 256.12[MPa] \leq \bar{\sigma}_s = 348\ MPa$ ... ...Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{256.12}{62.4} = 4.10\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 4.10[MPa] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15[MPa]$ ... ...Condition vérifiée

- **Vérification de la flèche (Art B.6.8.424 BAEL91)**

La flèche développée au niveau de l'escalier doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de l'élément

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \qquad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4{,}2}{f_é}.$$

D'où

h : hauteur totale =15 cm

l : portée entre nus d'appuis = 3.5m

M_t moment max en travée M_t = 13.48kN.m

M_o Valeur max du moment isostatique M_o= 15.86 kN .m

A section des armatures

d hauteur utiles des section droite = 13 cm

a) $\frac{h}{L} = \frac{15}{350} = 0.0428 \leq \frac{1}{16} = 0.0625$ ... ... **Condition non vérifiée**

La condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche

$$f = \frac{5q_{max} \times l^4}{384 \times E_v \times I_0} \leq \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0{,}7cm.$$

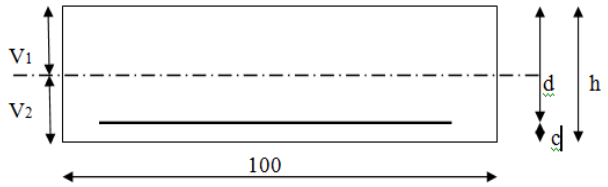
$q_{max} = \max(q_{paillasse}; q_{palier}) = 10.785kN/ml.$

$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{C28}} = 10818{,}87MPa$

E_v : module de déformation différé

I_0 : Moment d'inertie de la section de la section homogéne, par rapport au centre de gravité.

- **Calcul de centre de gravité**



$h = V_1 + V_2$; $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$ avec :

S_{xx} : Moment statique de la section homogéne.

B_0 : surface de la section homogéne.

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + (15 \times 6.78 \times 13) = 12572.1 \ cm^3.$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 6.78) = 1601.7 \ cm^2.$$

$$V_1 = \frac{12572.1}{1601.7} = 7.85 \ cm \ \Rightarrow \ V_2 = 7.15 \ cm.$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 = \frac{100}{3}(7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.78 \times (7.15 - 2)^2 = 30170.03 \ cm^4.$$

$$f = \frac{5 \times 10.785 \times (3.50)^4 \times 10^3}{384 \times 10818{,}87 \times 10^6 \times 30170.03 \times 10^{-6}} = 0{,}00645cm$$

$f = 0{,}00645 < \overline{f} = 0.7$ ..... condition vérifiée.

III.5 Etude de la poutre de chainage

C'est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités aux balcons à plancher en corps creux, elle supporte en plus de son poids propre celui de la cloison extérieure.

III.5.1 Pré dimensionnement de la poutre:

Pour L=3.80

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

La hauteur : $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$

La largeur $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

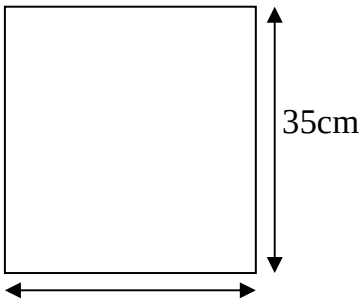
Avec :

l =380-30=350

la hauteur $\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \Longrightarrow 23.33 \leq ht \leq 35$ on opte pour une hauteur de h=35cm

Condition du RPA la valeur minimale pour la hauteur est de 30 cm

La largeur $0.4x30 \leq b \leq 0.7x30 \Longrightarrow 14 \leq b \leq 24,5$ on opte pour une largeur de b=25 cm



III.5.1.1 Détermination des sollicitations:

Poids propre de la poutre G_1 =0.25x0.35x25=2.1875KN/ml

Poids du mur double cloison :G_2= 2.44x(3.80-0.30)=8.54KN/ml

Poids du plancher (plancher de balcon en corps creux) : G_3=5.72x0.65 /2=1.859 kN/ml

G_t=12.586KN/m

Surcharge d'exploitation :

Q=3.5x0.65 /2=1.14 kN/ml

- **Combinaison des charges**

➢ **ELU**

q_u=1.35G+1.5Q ⟹ 1.35×12.586+1.5x1.14= **18.701** kN/ml

➢ **ELS**

q_s=G+Q ⟹ 12.586+1.14 = **13.726** kN/ml

III.5.2 Calcul des efforts internes:

- **Calcul des réactions d'appuis**

$R_a = R_b = \frac{Lq_u}{2}$

$R_a = R_b = \frac{18.701 \times 3.5}{2}$ = 32.726 kN

- **Calcul des moments**

Pour le calcul des moments dans les poutres semis encastrées, on tiendra compte des coefficients d'ajustement

➢ **En travées**

M_t = 0.85× $\frac{18.701 \times 3.50^2}{8}$ = 24.34 kN.m

➢ **Aux appuis**

M_a = -0.3× $\frac{18.701 \times 3.5^2}{8}$=-8.59 kN.m

III.5.3 Le ferraillage:

➢ **En travée**

$\mu = \frac{M_u^t}{b f_{bc} d^2}$

$\mu = \frac{24.34 \times 10^3}{25 \times 14.2 \times 33^2}$=0.063 < 0.392 **SSA**

μ_b=0.063 ⟹ β=0.9665

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$

$A_t=\frac{24.34\times10^3}{0.9665\times33\times348}$= 2.195 cm^2

A_t = 2.195cm^2

Soit**: 3HA12 = A_t = 3.39 cm^2**

➢ **Aux appuis**

$\mu=\frac{M_u^a}{bf_{bc}d^2}$

$\mu=\frac{8.59\times10^3}{25\times14.2\times33^2}$= 0.022 < 0.392 **SSA**

μ_b=0.022 $\Longrightarrow$ β=0.989

$A_a=\frac{M_t}{\beta d\sigma_s}$

$A_a=\frac{8.59\times10^3}{0.989\times33\times348}$= 0.774$cm^2$

A_a = 0.774cm^2

Soit : **3HA12 = A_a= 3.39 cm^2**

- **Vérification du non fragilité du béton**[**Art A 4. 2. 1 BAEL 91 modifié 99**]

A min=0.23bd$\frac{f_{t28}}{f_e}$

A_{min}=0.23x25x33x$\frac{2.1}{400}$=0.996cm^2

A_{min}=0.996cm^2<A_t=3.39cm^2 …….condition vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$\tau_{se}\overline{\leq}\ \tau_{se}=\Psi s f_{t28}$ avec : Ψs= 1.5 pour les aciers HA

$\overline{\tau se}$= 1.5×2.1= 3.15 MPa

$\tau_{se}=\frac{V_u}{0.9d\times\sum U_i}$ avec : $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\sum U_i = n\pi\emptyset$ = 3.14×3×12 = 113.04 mm

$$\tau_{se} = \frac{32.726 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113.04} = 0.975 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.975 < 3.15$.....Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b\,d}$$

$$\tau_u = \frac{32.726 \times 10^3}{250 \times 330} = 0.396 MPa$$

Pour la fissuration non préjudiciable

$\bar{\tau}u$= min (0, $10f_{c28}$; 4 MPa)= min (2.5 ; 4 MPa) = 2.5 MPa

$\tau u < \bar{\tau}u$ ……. condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant**

➢ **Influence sur les aciers**

Il faut vérifier que

$$A_a \geq \frac{\gamma_s \times \left(V_u + \frac{M_u}{a} \right)}{f_e} \quad \text{avec :}$$

V_u : Effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : Moment fléchissant aux appuis.

$a = 0.9 \times d$

$$A \geq \frac{1{,}15 \times \left(32.726 + \frac{8.59 \times 10^6}{0{,}9 \times 330} \right)}{400} = 83.246\, mm^2$$

$A = 3.39 cm^2 > 0.8324 cm^2$.....Condition vérifiée

➢ **Influence sur le béton**

On doit vérifier que

$$\frac{2\times V_u^{max}}{b\times a}\le 0.8\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{max} \le \frac{0.4\times f_{c28}\times 0.9\,d\,b}{\gamma_b}$$

$$V_u^{max} = 32.726KN \le \frac{0.4\times 0.25\times 0.9\times 0.33\times 2500}{1.5} = 495kN$$

$V_u^{max} = 32.726 < 495\,kN$.....Condition vérifiée.

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inferieures.

- **Armatures transversales (Art A 7.2.2/BAEL 91 modifié 99)**

Le diametre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$\phi_t \le \min\{\frac{h}{35}, \phi_{max}, \frac{b}{10}\}$

$\phi_t \le \min\{\frac{35}{35}, 1.2, \frac{25}{10}\} \Longrightarrow$ $\min\{1 ; 1.2 ; 2.5\} = 1$ cm

ϕ_{max} : diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA8 avec A_t= 2HA8= 1.00 cm^2

$S_t \le \min\{0.9d ; 40\}$cm = min {29.7 ; 40} cm S_t= 25 cm

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$\frac{A_t\times f_e}{b\times S_t} \ge 0.4$ MPa= $\frac{1\times 400}{25\times 25}$ = 0.64MPa > 0.4 MPa ……Condition vérifiée

- **Espacement des armatures (Art A 5.1.22 /BAEL 91 modifié 99)**

➢ **Aux appuis**

$e \le \min\{\frac{h}{4}, 12\phi, 30\}$cm= min (8.75 ; 12x1 ; 30) = 8.75 cm S_t= 8 cm

➢ **En travée**

$e \leq \frac{h}{2} = 17.5$ cm e = 15 cm

III.5.4 Calcul des efforts internes à l'ELS:

$q_s = 13.726$ kN/ml

- **Réaction d'appuis**

$R_a = R_b = \frac{Lq_s}{2}$

$R_a = R_b = \frac{13.726 \times 3.50}{2} = 24.02$ kN

- **Calcul des moments**

$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 13.726 \frac{3.5^2}{8} = 21.018$ kN.m

En tenant compte du semi encastrement

$M_a = 0.3x\ 21.018 = 6.305$KN.m

$M_t = 0.85x21.018 = 17.865$KN.m

III.5.5 Vérification a l'ELS:

- **Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99**

  On doit vérifier si : $\boldsymbol{\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15[\text{Mpa}].$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

β_1 ,k_1 : Sont tirés de tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ qui égale à :

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

➢ **Aux appuis**

$\rho_1(\%) = \frac{3.39x100}{33\times25}$ = 0.410 β_1= 0.9025 k_1 =36.02

$\sigma_{st} = \frac{6.305 \times10^3}{0.9025\times33\times3.39}$ =62.45MPa

$\sigma_s = 62.45MPa \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$……..condition vérifiée

$\sigma_{bc} = \frac{62.45}{36.02}$=1.734≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa……..condition vérifiée

➢ **En travée**

$\rho_1(\%) = \frac{3.39x100}{33\times25}$ = 0.411 β_1= 0.9017 k_1 = 35.864

$\sigma_{st} = \frac{17.865 \times10^3}{0.9017\times33\times3.39}$ =177.10MPa

$\sigma_s = 177.10MPa \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$……..condition vérifiée

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$=min ($\frac{2}{3}f_e$; $110\sqrt{\eta f_{t28}}$) ⟶ η=1.6= $\bar{\sigma}_{st}$=min (266.66 ; 201.63)=201.63MPa

$\sigma_{st} = 177.10 \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa$…… Condition vérifiée

III.5.6 Vérification à l'ELS:

- **Etat limite de résistance de béton à la compression Art A4.5.2/BAEL99**

➢ **En travée**

$\rho_1(\%) = \frac{3.92x100}{33\times25}$ = 0.475 β_1= 0.8965 k_1 = 33.08

$\sigma_{st} = \frac{17.865 \times10^3}{0.8965\times33\times3.92}$ =154.048 MPa

$\sigma_s = 154.048MPa \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$…….condition vérifiée

$\sigma_{bc} = \frac{154.048}{33.08}$=4,65≤ $\bar{\sigma}_{bc}$=15 MPa …….condition vérifiée

- **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$=min ($\frac{2}{3}f_e$; $110\sqrt{\eta f_{t28}}$) ⟶ η=1.6= $\bar{\sigma}_{st}$=min (266.66 ; 201.63)=201.63MPa

$\sigma_{st} = 154.048MPa < \bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa$…….condition vérifiée

III.5.7 Vérification de la flèche:

Les règles (Art. A.6.5, 2/BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à

l'ELS, l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes

sont satisfaites :

$$\begin{cases} a)\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ b)\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10\,M_0} \\ c)\ \frac{A_s}{b\,d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

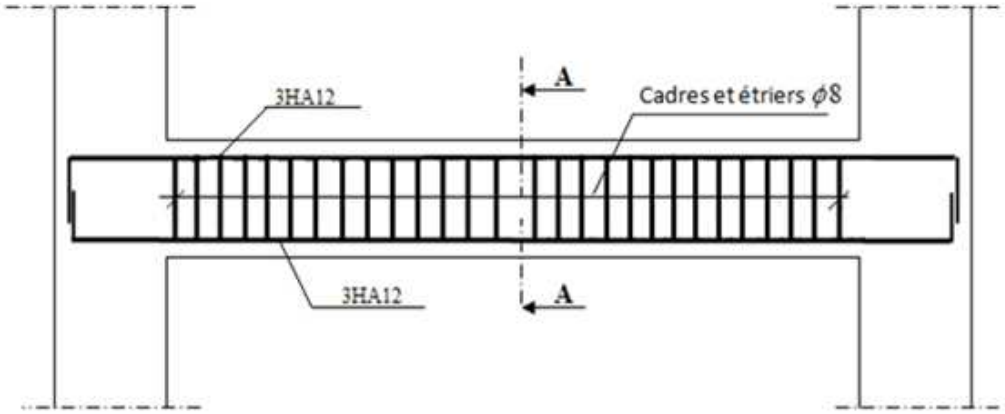
$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{35}{350} = 0.1 > 0.0625$……condition vérifiée

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10\,M_0}$ $\frac{35}{350} = 0.1 > \frac{17.865}{10\times21.018} = 0.0849$…….condition vérifiée

$\frac{A_s}{b\,d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ $\frac{3.92}{25\times33} = 0.00475 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$ ……condition vérifiée

Toutes les conditions sont verifiées .

III.5.8 Le feraillage de la poutre de chainnage



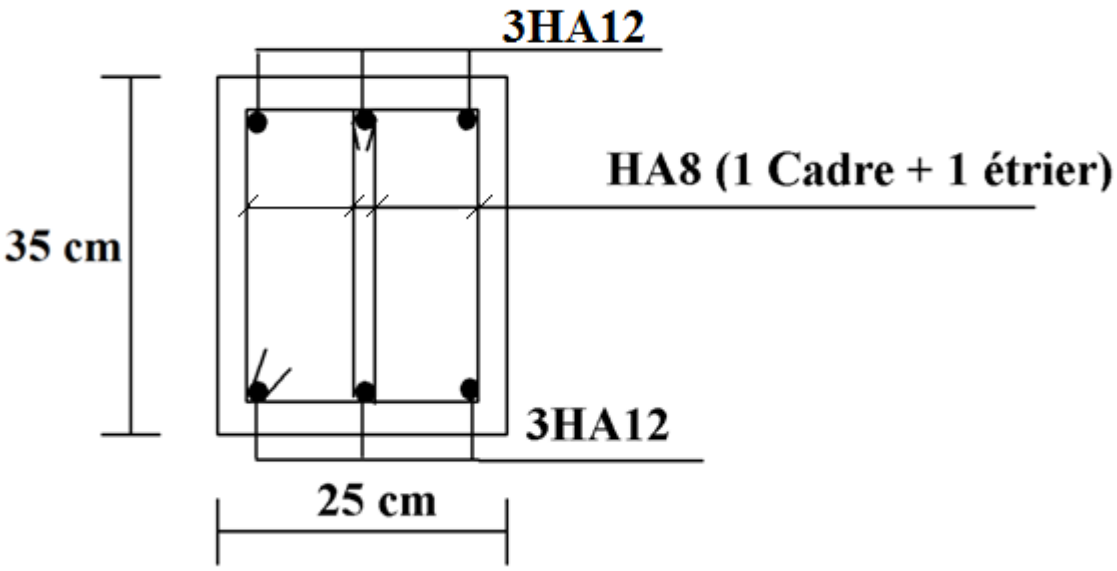


Fig.III.5.2 Coupe horizontale A-A de la poutre de chainage

III.7 Etude de la poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 4.00 m (entre nu d'appuis).cette poutre est portée sur travées. Elle est en partie sur des voiles (voir figure ci-dessous)

Pour simplifier l'etude, on ne prend que la partie non appuyée (entre nus d'appuis).

Pour des raisons de symétrie, on n'étudie que la partie considérée dans chaque travée

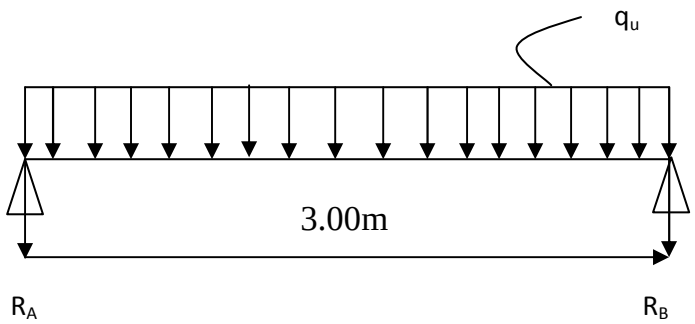


Fig.III.7.1 schéma statique de la poutre palière

III.7.1 Pré dimensionnement

- **La hauteur**

La hauteur h_t est donnée par la relation suivante **:**

$$\frac{l}{15} \le h \le \frac{l}{10} \quad \text{avec: } l = 2.70m$$

$$\frac{300}{15} \le h \le \frac{300}{10} \Rightarrow 20cm \le h \le 30cm.$$

On prend h_t = 30 cm

- **La largeur**

La largeur *b* est donnée par la relation suivante :

$$0{,}4h \le b \le 0{,}7h \Rightarrow 12cm \le b \le 21cm \ .$$

On prend : b=25 cm

III.7.2 Recommandations du RPA (Art 7.5.1):

b≥ 20 cm, h ≥30 cm condition vérifiée

$$\frac{ht}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \longrightarrow \textbf{vérifiée}$$

Notre poutre a pour dimensions (b× h) = (25× 30) cm

III.7.3 Détermination des charges et surcharges:

- Poids propre de la poutre : G_p= 25×0.25×0.3=1,875 *kN/ml.*
- Action du palier à l'ELU : R_u =25.50 *kN/ml.*
- Action du palier à l'ELS : R_s=18.41 *kN/ml.*
- Poids propre du voile : G_v=25×0,20×2.49=12.45 *kN/ml.*

- **$G=G_P+G_V$ =14.325kn /ml**

Combinaison a considère :

– **ELU :**

qu=1 .35G + Ru

q_u = 1.35×14.325+25.50=44.83 kN/ml

– ELS :

Q_s=G+Q

$Q_{S=}$14.325+25.50=39.825kn /ml

III.7.4.Le Ferraillage a LELU :

➢ Réactions d' appuis :

$R_{A=}R_B=\frac{q_{ul}}{2}=\frac{44.83\times2.70}{2}$=60.52kn

➢ Calcul de moment isostatique :

$M_0=M_{MAX}=\frac{q_{ul^2}}{8}=\frac{44.83\times2.70^2}{8}$ =40.85kn

➢ **Correction des moments :**

– **Au appuis :**

M_a= -0.3$M_{0=}$ -0.3 × 40.85 =-12.25KNm

– **En travée :**

M_t=0.85M_0 =0.85× 40.85 =34 .72KN m

➢ **Efforts tranchant :**

$T=R_A=R_B=\frac{q_{ul}}{2}=\frac{44.83\times2.70}{2}$ =60.52kn

➢ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34.72 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.134 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.134 \Rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34.72 \times 10^3}{0.928 \times 27 \times 348} = 3.98 cm^2$$

On adopte ; $A_t = 3HA14 = 4.62 \ cm^2$

➢ **Aux appuis**

$M_a = 12.25 \, kN.ml$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.25 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.047 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.047 \Rightarrow \beta = 0.9755$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12.25 \times 10^3}{0.9755 \times 27 \times 348} = 1.33 cm^2$$

On adopte ; $A_a = 2HA10 = 1.57 \ cm^2$

III.7.5 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A \geq A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \ cm^2$$

Aux appuis

0.815<1.57 cm^2 …….condition vérifiée

En travées

0.815<4.62 cm^2…….condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1, 211BAEL91modifiée 99)**

Fissuratio n peu nuisible, donc : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33 \ MPa$

$\tau_u = \frac{60.52 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.896 MPa < \overline{\tau_u} = 3.33 \ MPa$……condition vérifiée.

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art A.5.1, 321 BAEL 91 modifié 99)**

Influence sur le béton (Art A.6.1, 3 BAEL 91 modifié 99) :

$$V_u^{\max} \le \frac{0.4\times f_{c28}\times 0.9d\times b}{\gamma_b} = \frac{0.4\times 25\times 10^2\times 0.9\times 27\times 25}{1{,}5} = 405\ kN$$

$V_u^{\max} = 60.52kN < 405\ kN$.....condition vérifiée.

- **Influence sur les armatures**

$$A_a \ge A_{\min} = \frac{\gamma_s\times\left(V_u + \frac{M_u}{0.9\times d}\right)}{f_e} = \frac{1.15\times\left(60.52\times 10^3 - \frac{12.25\times 10^6}{0.9\times 270}\right)}{400} = 29.06\ mm^2 = 0.2906\ cm^2$$

$0.2906 < 1.57\ cm^2$.....condition vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que

$$\tau_{se} \le \overline{\tau_{se}} = \psi_s\times f_{t28} = 1.5\times 2.1 = 3.15\ MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\times d\times\sum U_i} = \frac{60.52\times 10^3}{0.9\times 270\times 226.08} = 1.102\ MPa$$

$\tau_{se} = 1.102\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3.15\ MPa$ ..... condition vérifiée.

- **Les armatures transversales**

$$\phi t \le \min\left\{\frac{h}{35};\phi t;\frac{b}{10}\right. = \left\{\frac{300}{35};12;\frac{250}{10}\right\} = 8{,}57mm.$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armatures transversales At=4HA8=2.01 cm^2

- **Calcul des espacements selon RPA99 version 2003(Art 7.5.2.2)**
  - ✓ **Dans la zone nodale**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4};12\phi\right) = \min(7.5;14.4) = 7.5 \ cm$$

Soit ; $S_t = 6 \ cm$

  - ✓ **Dans la zone courante**

$$S_t \le \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm \quad \text{Soit ; } S_t = 15cm$$

- **Vérification de la contrainte de l'adhérence et d'entrainement (Art A.6.1,3 BAEL 91 modifié 99)**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \ \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \ cm$$

Soit l_s = 50 cm

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.
La longueur de scellement mesurée hors crochets est : $L_t = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20$ cm

❖ **Remarque**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

III.7.6 Calcul à l'ELS:

- **Détermination des charges et des surcharges**
  - ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875$ kN/ml
  - ✓ Action du palier à l'ELS : $R_s = 18.41$ kN/ml
  - ✓ Poids propre du voile : $G_v = 25 \times 0.2 \times 2.49 = 12.45$ kN/ml

- **Calcul des efforts internes**

qu=1 .35G_p+ Ru + G_v

$q_u = 1.875 + 18.41 + 12.45 = 32.735 \ kN/ml$

- **Réaction d'appuis**

$\sum F = 0$ $R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{32.735 \times 2.70}{2} = 44.19$ kN

- **Moment isostatique :**

$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{32.735 \times 2.70^2}{8} = 29.83$kN.m

Effort tranchant

$T_u = R_A = R_B = 44.19$ kN

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$M_{ua} = -0.3Mu = -12.25$kN.m
$M_{ut} = 0.85Mu = 34.72$kN.m

Diagrammes des moments

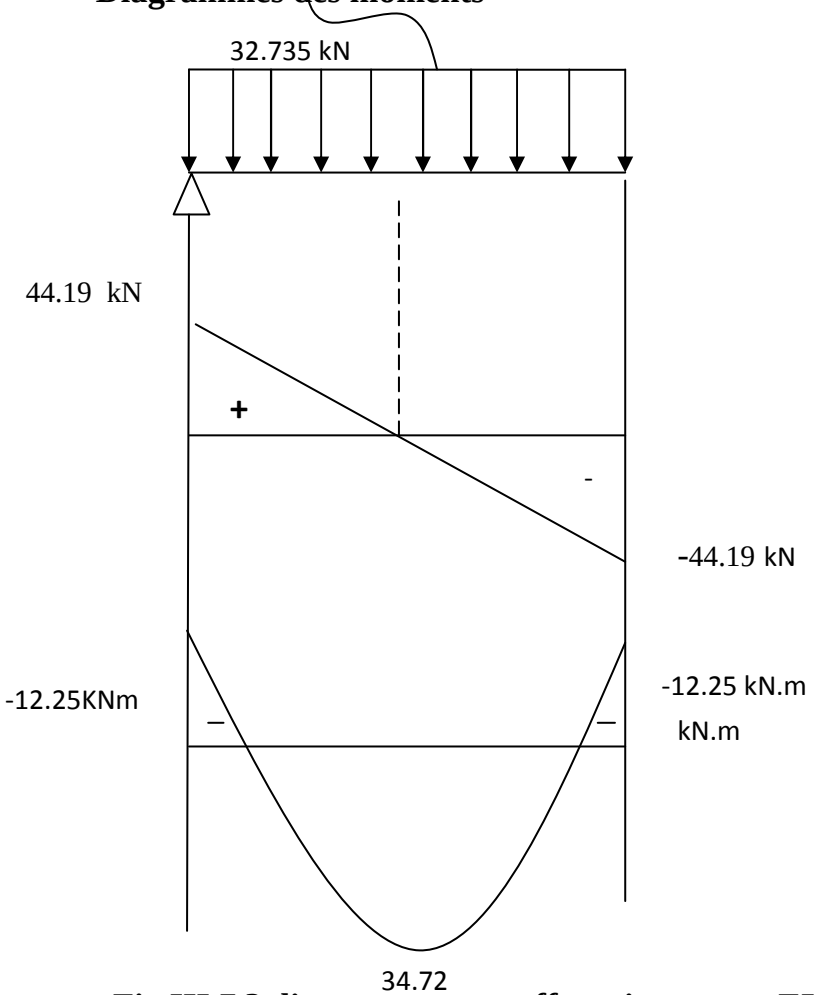


Fig.III.7.3 diagr fforts internes a ELS

- **Vérification des contraintes**

Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$= 0.6 f_{c28}= 15 MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

➢ **Aux appuis**

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1.57}{25 \times 27} \times 100 = 0.233.$$

$$\rho_1 = 0.223 \quad \Rightarrow K_1 = 51.04 \quad \beta_1 = 0.92428$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12.25 \times 10^3}{0.92428 \times 27 \times 1.57} = 312.65\text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 312.65$ [MPa] $\leq \overline{\sigma}_s = 348$MPa……..Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{312.65}{51.04} = 6.125 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.125$ MPa $\leq \overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa … … … … … … … … … …Condition vérifiée

➢ **En travée**

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{25 \times 27} \times 100 = 0.684$$

$$\rho_1 = 0.684 \quad \Rightarrow K_1 = 26.32 \quad \text{et } \beta_1 = 0.8795$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{34.72 \times 10^3}{0.8795 \times 27 \times 4.62} = 316.47 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 316.47$MPa $\leq \overline{\sigma}_s = 348$ MPa … … … … … … … … … ….Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

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

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{316.47}{26.32} = 12.02\ \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 12.02\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\ \text{MPa}$ ... ...Condition vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de déformation**

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

b) $\frac{A_s}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$

c) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$

$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625$ ... ... condition vérifiée

$\frac{4.2}{400} = 0.0105 > \frac{4.62}{25\times27} = 0.0068$…….condition vérifiée

$\frac{h}{L} = \frac{30}{270} = 0.111 > \frac{34.72}{15\times34.72} = 0.066$…….condition vérifiée

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

III.7.7 Le ferraillage

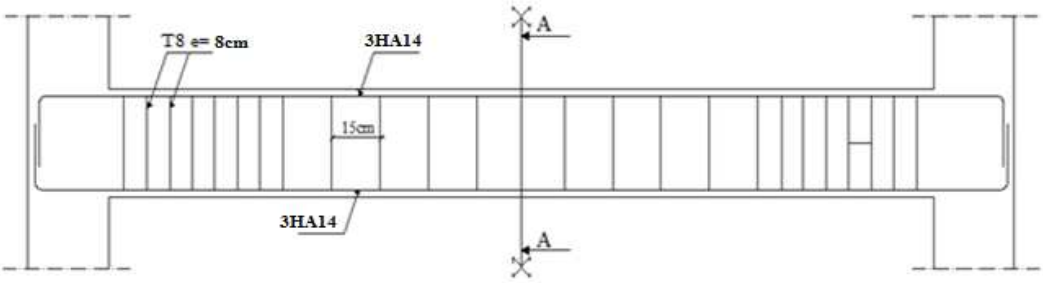


Fig.III.7.4 ferraillage de la poutre palière

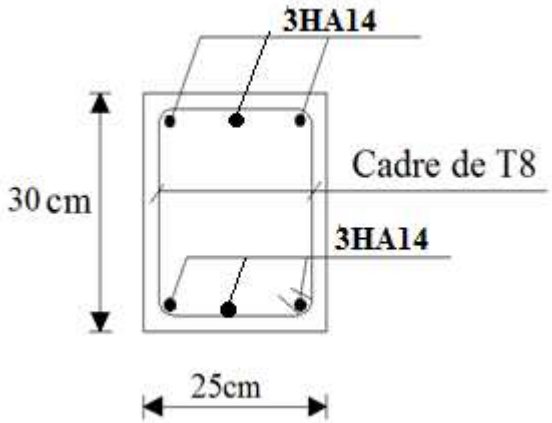


Fig.III.7.5 coupe A-A de ferraillage de la poutre palière

Chapitre IV:

Modélisation de la structure



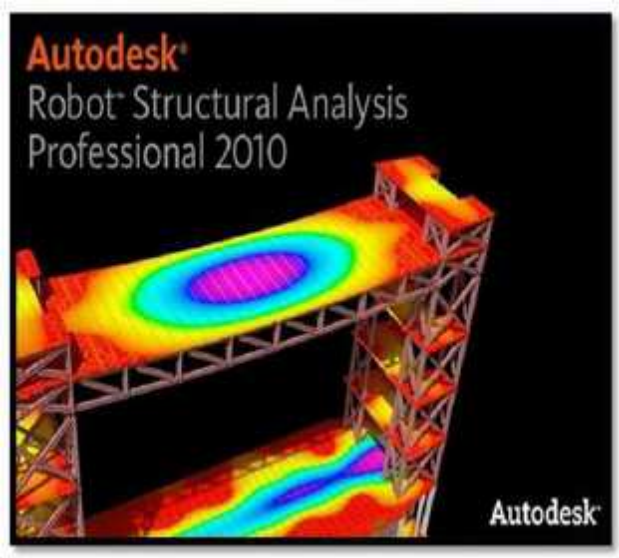
Chapitre IV

Modélisation de la structure

IV)1-Présentation du logiciel ROBOT:

Crée à l'origine par l'entreprise Robobat sous le nom de Robot Millenium, le logiciel Robot est devenu avec le rachat de Robobat par la société Autodesk Robot Structural Analysis. Il permet de modéliser, calculer, vérifier, dimensionner des modèles de structures du Génie Civil les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle.il permet aussi de définir des notes de calcul ainsi que des plans de ferraillage.

L'intégration de ce logiciel à la



société Autodesk lui a permis de devenir une pièce maîtresse. En effet des maquettes numériques réalisées sous Revit ou des plans réalisés sous Autocad peuvent être directement importés sous Robot. Les plans de ferraillages peuvent, eux, être exportés et exploités directement sous Autocad, permettant une meilleure circulation des documents et une rapidité d'exécution dans les calculs.

Le logiciel ROBOT est basé sur la méthode des éléments finis (MEF) qui consiste à découper le domaine spatial en petits éléments, également appelés mailles, et à rechercher une formulation simplifiée du problème sur chaque élément, c'est-à-dire à transformer le système d'équations quelconque en un système d'équations linéaires. Chaque système d'équations linéaires peut se représenter par une matrice. Les systèmes d'équations pour tous les éléments sont ensuite rassemblés, ce qui forme une grande matrice ; la résolution de ce système global donne la solution approchée au problème.

IV)-2-Etapes principales de modélisation dans ROBOT :

1ère étape : Définition du modèle de la structure

2ème étape : Chargement de la structure

3ème étape : Interprétation des résultats

IV)-3- Le mode opératoire :

Le logiciel de ROBOT est représenté par l'icône suivante 

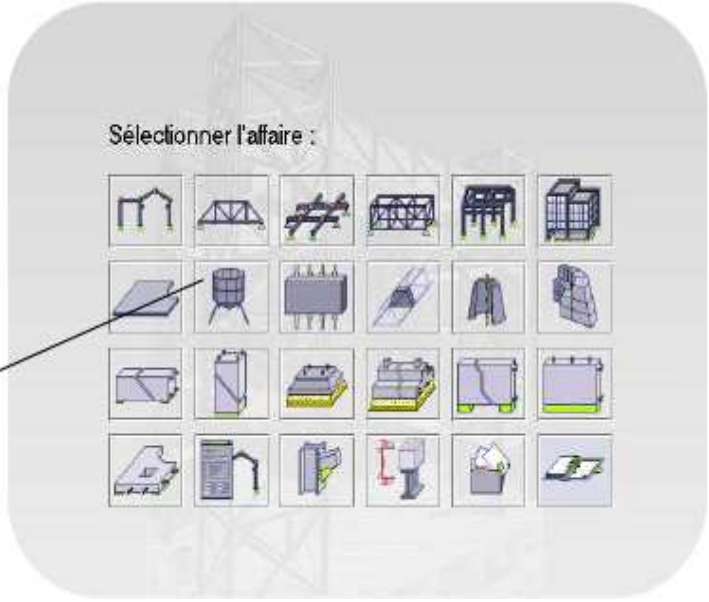
1ère étape : Définition du modèle de la structure :

Le choix du type de structure :

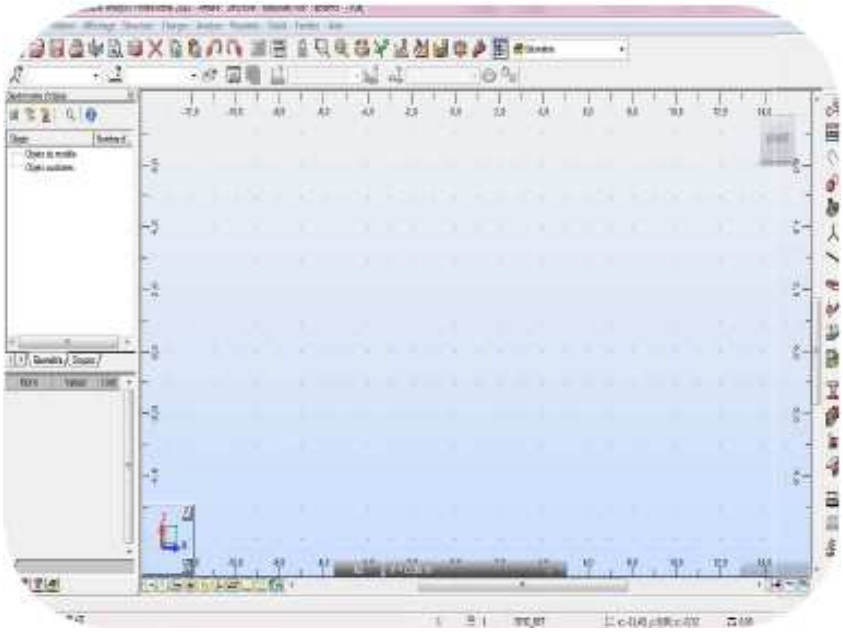
Lorsqu'on ouvre le logiciel une fenêtre s'ouvre devant qui permet de choisir le type de structure à étudier ⇨

on choisit la case ⇨ 

« **Etude d'une coque** »



❖ L'interface du logiciel apparait ainsi :



Chapitre IV

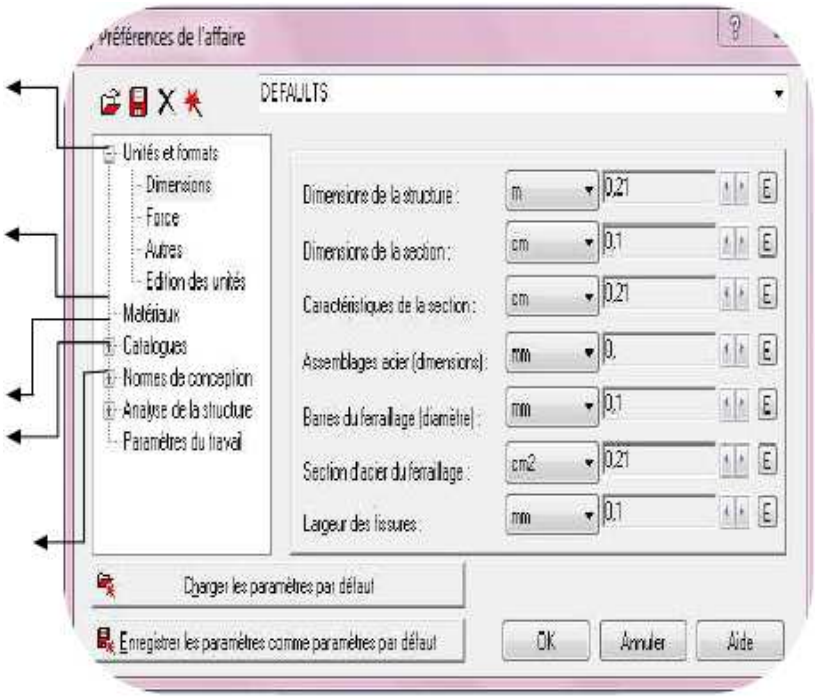
Modélisation de la structure

A. Préférence de l'affaire :

Cette commande permet de sélectionner et de modifier les paramètres de l'affaire étudiée comme les matériaux, en cliquant sur :

L'icone " Outil " dans le menu texte ensuite " préférence de l'affaire "

l'icône [m] [kN] [Deg] se trouve en bas de l'interface à droite



Pour ainsi avoir cette fenêtre :

- On choisit l'unité ainsi que les formats des dimensions
- On choisit le type des matériaux utilisés (béton , acier…)
- Pour choisir les profilés de constructions métalliques
- On choisit les normes et les règlements utilisés.
- Pour l'analyse modale et le type de maillage.

B. Les lignes de constructions :

Pour pouvoir dresser les lignes de constructions et définir les distances des travées ainsi que la hauteur des différents étage, on clique sur :

L'icône « lignes de construction » 

« Menu texte »ensuite « structure » et choisir « lignes de construction »

On introduit ainsi les lignes suivant x, y et z dans le système de coordonnées cartésiennes dans la fenêtre suivante



C. Définition des sections transversales (Profilés des barres) :

Pour définir les différentes sections transversales qui existent dans la structure (poteaux et poutres) on utilise soit :

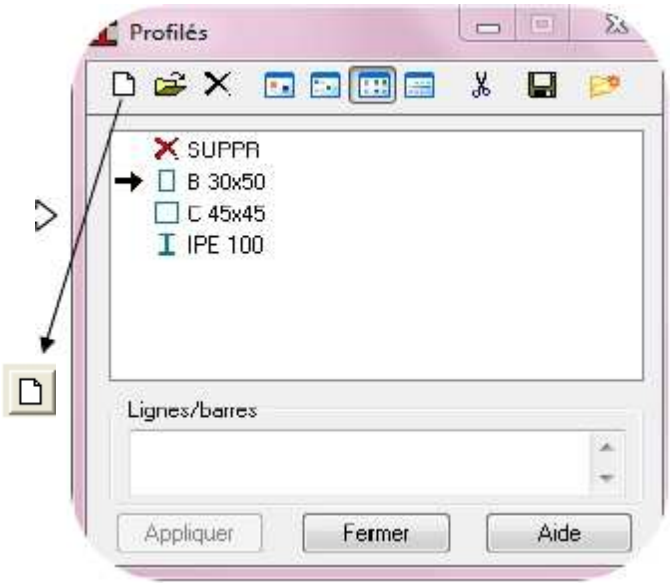
« Menu texte » ⟶ « structure » ⟶ « caractéristiques » ⟶ « profilés de barres »

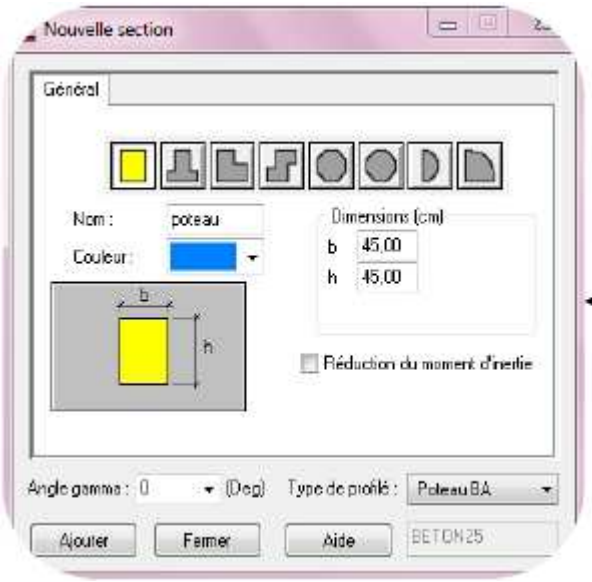
L'icône « profilés de barres »

Il apparait la boite de dialogue ci-après où ROBOT a déjà définit par défaut des sections.

Pour définir un nouveau profilé on utilise l'icône « définir un nouveau profilé »

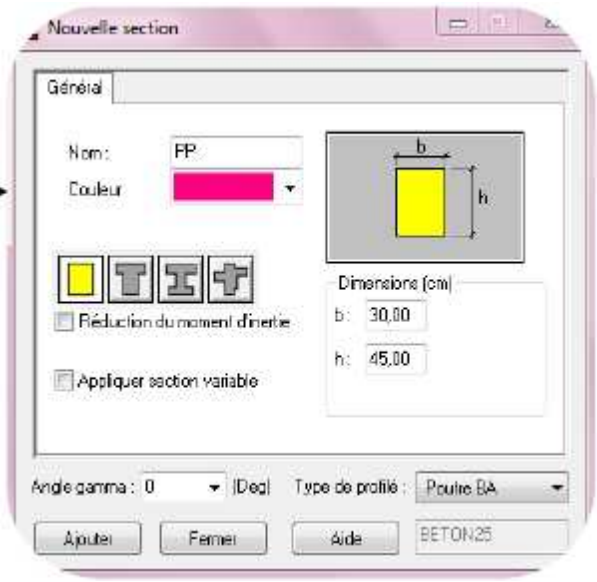
On introduit par la suite les dimensions Et on clique sur ajouter à chaque fois





Poutre

poteau



D. Affectation des sections transversales (création des barres:

Dans le menu « **structure** », on clique sur l'icône « **barre** » pour choisir l'élément (poutre, poteau) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction.



Pour copier on sélectionne le poteau par exemple et on clique sur « Edition » en suite « transformer » et on choisit « translation »

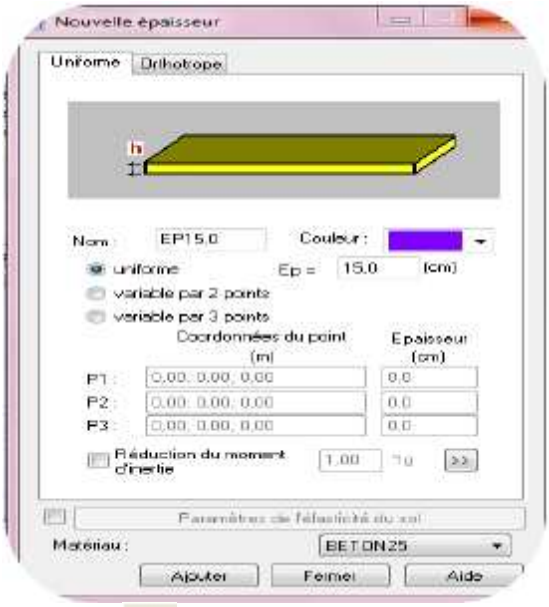
Ou avec l'icône en suite sur « translation »

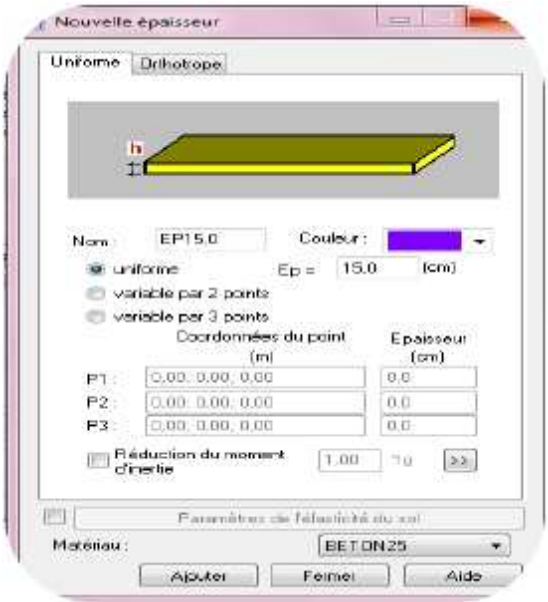
E. Création des panneaux :

Afin de créer des panneaux dans la structure,

On sélectionne dans le menu « **structure** » « **caractéristique** » et « épaisseur éléments finis »

ou on clique sur l'icône





- Un clic sur l'icône « **définir nouvelle section** » et sur l'ongle « **uniforme** »

on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.

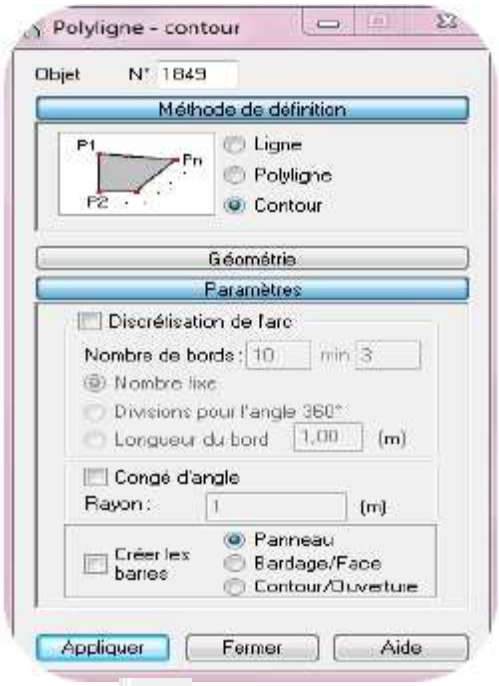
Pour pouvoir modéliser un voile par exemple, on doit d'abord créer leurs lignes de construction et définir les contours, pour cela on clique sur

l'icône « **polyligne-contour** »

et on coche la case « **contour** »

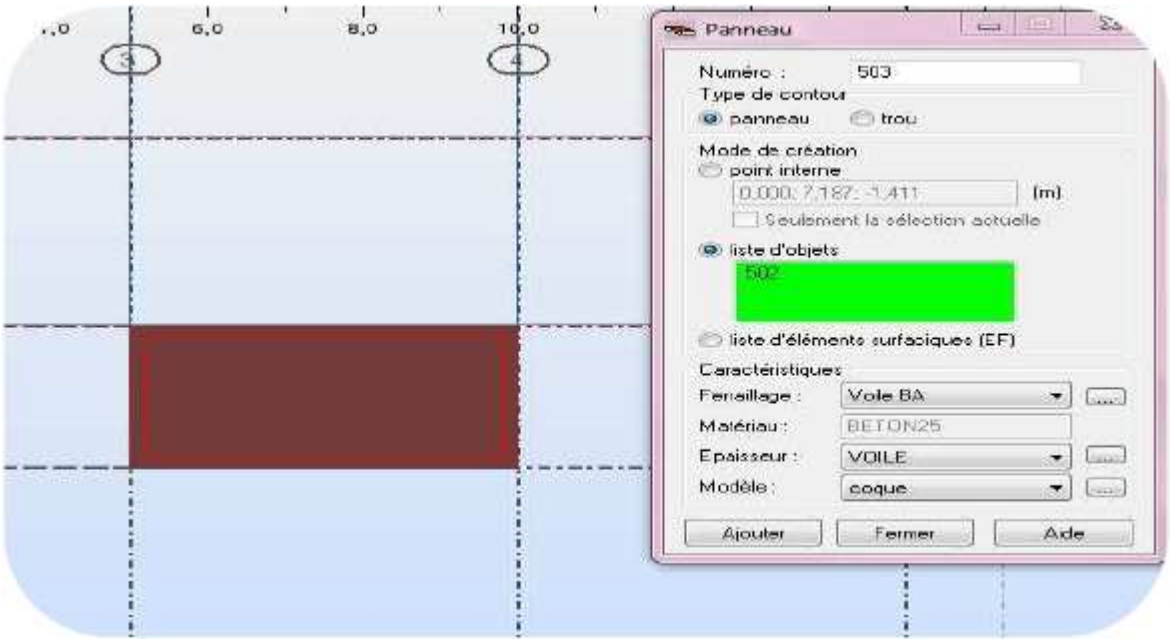
et la case « **panneau** » dans « **paramètre** »,

puis on passe au mode graphique pour construire ce contour.



On doit après définir le voile en cliquant sur l'icône « panneau »

Ensuite, on coche la case panneau et liste d'objets et on pose le curseur dans la case o l'on demande un point interne, puis on clique à l'intérieur du contour crée pour le voile

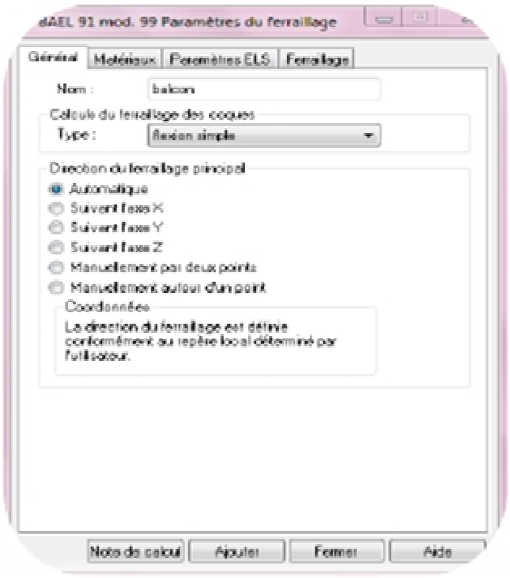


F. Définition du type de ferraillage :

On clique sur l'icône « type de ferraillage des plaques et coques »

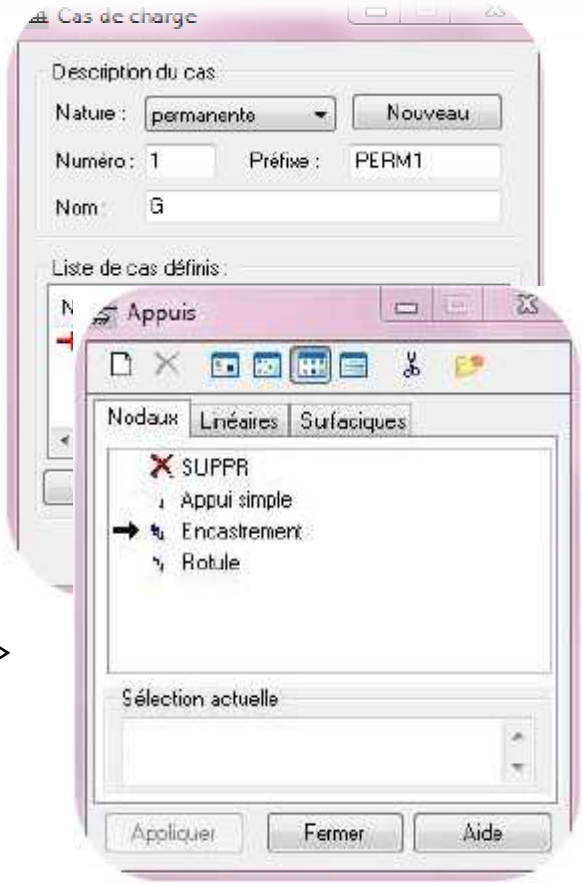
- On sur nouveau





- Une nouvelle fenêtre apparait

Dans la quelle on précise le nom et le type du ferraillage par exemple la flexion simple pour les balcons.



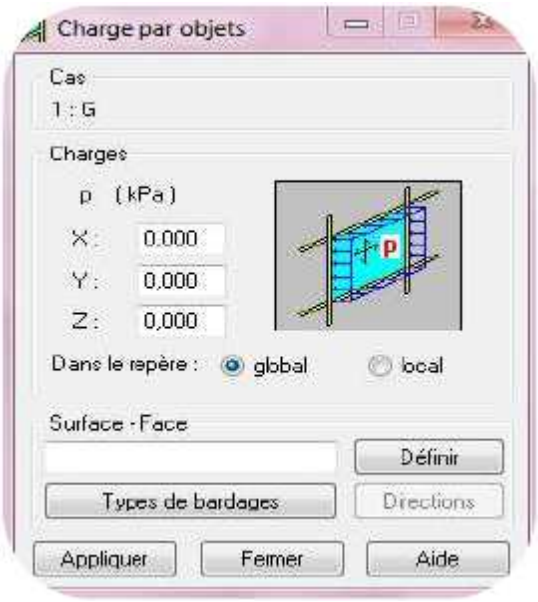
G. Les appuis :

Afin d'effectuer les appuis dans notre structure on clique sur l'icône « **appuis** », on choisit les encastrements nodaux pour les nœuds et les encastrements linéaire pour les voiles (bords des contours).

2ème étape : chargement de la structure :

A. Définition des cas de charges :

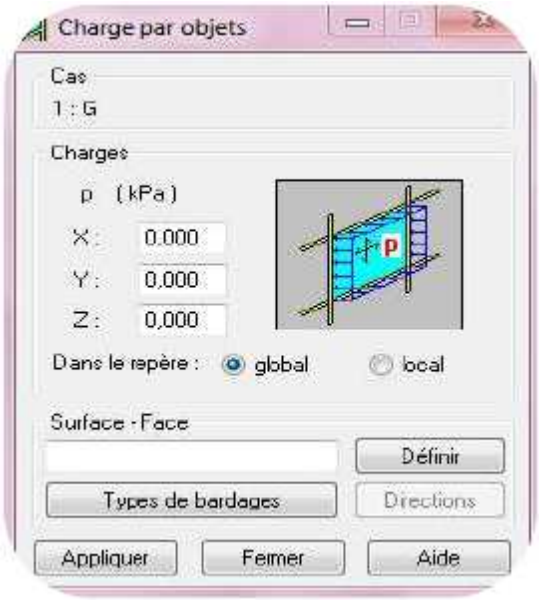
Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on clique sur l'icône « **cas de charges** », on choisit le nom et la nature de la charge puis on clique sur « **nouveau** ».



B. Application des charges sur la structure :

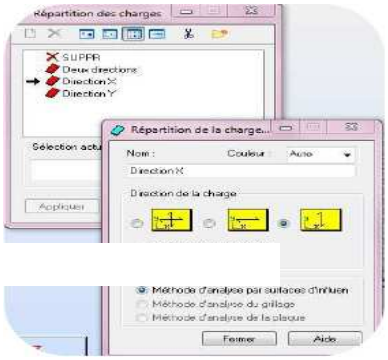
Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation)

on sélectionne dans le menu texte « **charge** »ensuite « **autres charges** », « **charge surfacique sur barre par objet 3D**

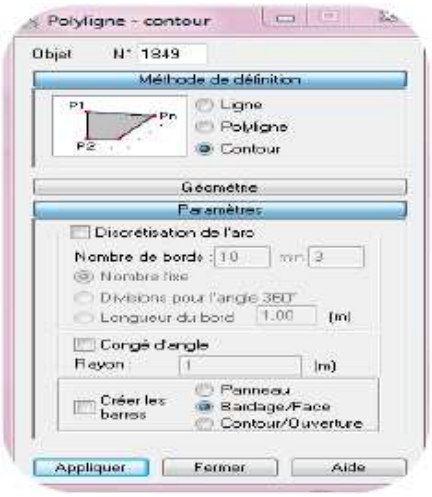


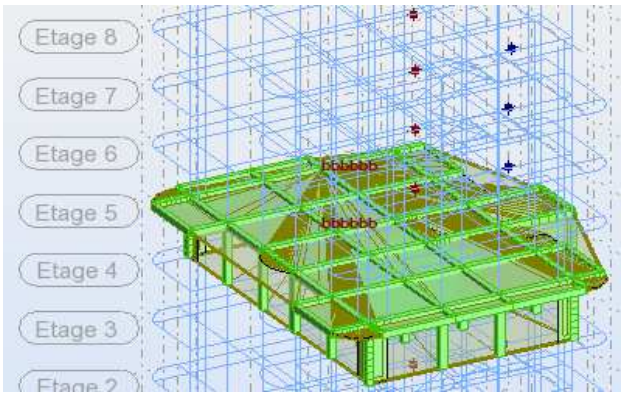
Modélisation de la structure

On introduit la valeur de G
ou Q dans la zone « **charge** ».
Puis on choisit le type de bardage



Puis on clique sur « **Définir** » pour définir le contour du plancher qui est soumis à une charge surfacique uniformément répartie





Pour modifier ou supprimer une charge :
Menu texte « charge » « tableau-chargement »

	Cas	Type de charge	Liste				
	1:G	poids propre	1A14 16A20	Structure enti	-Z	Coef=1,000	MEMO :
	1:G	(EF) surfacique uniforme	530	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-6,200	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	156 158 172	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,720	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	1885	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	187 212A51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,200	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	185 239A49	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,200	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	206A512P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-5,200	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	191A497P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	397 448 499	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	244 295 346	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	193	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	415 466 517	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	211 262 313	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	364	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	354A507P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	201 252 303	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	250A505P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	198A504P51	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	83 84 86A90	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	95	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	98	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	100	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	101	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	102	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	106A108 11	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	140 142 143	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	144	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	2:Q	(EF) surfacique uniforme	138A140 14	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,000	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	79 81	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	1:G	(EF) surfacique uniforme	80	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-2,500	global
	2:Q	(EF) surfacique uniforme	79A81 83A1	PX=0,0	PY=0,0	PZ=-4,000	global

C. Définition des options de calcul :

On clique sur le menu « **Analyse** »,

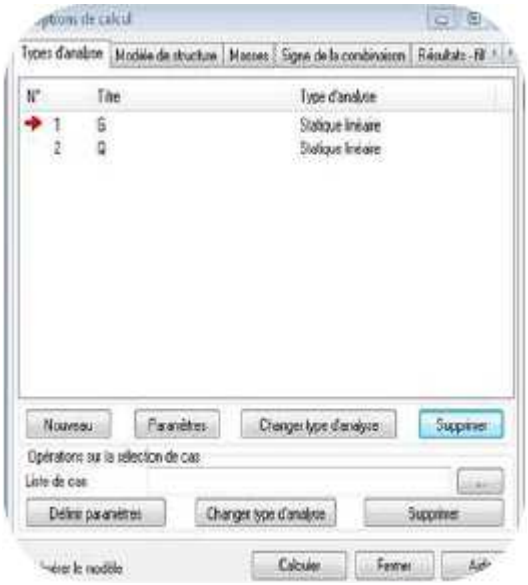
« **Type d'analyse** » une boite de

dialogue apparait

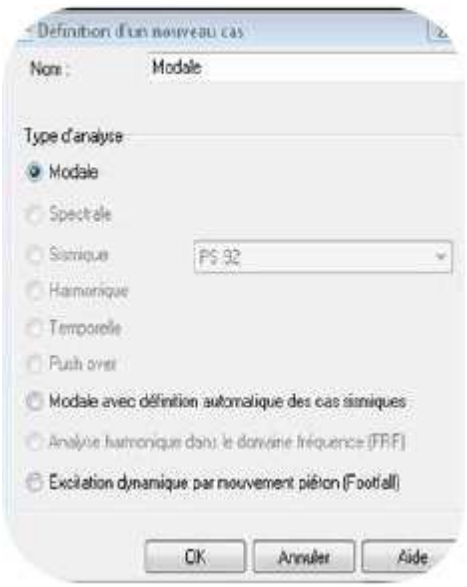
Où on peut choisir les options

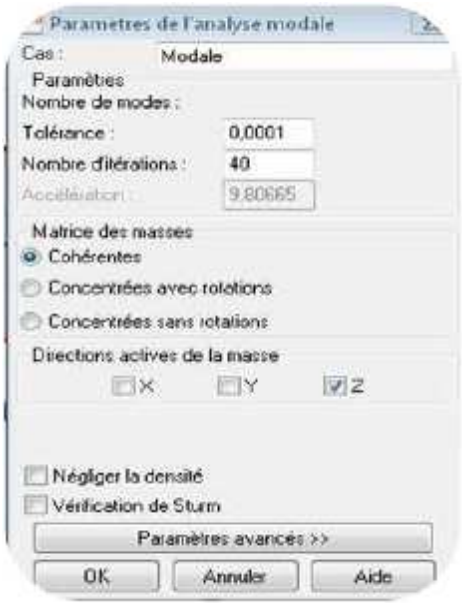
de calcul à savoir le type d'analyse

(modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.



On clique sur « **nouveau** » et sélectionne le champ « **modale** », on introduit les paramètres de l'analyse modale dans la boite de dialogue qui s'affiche après la validation de la précédente.





On clique une autre fois sur « **nouveau** », on coche la case sismique, on choisit le RPA 99 version 2003 et on valide.



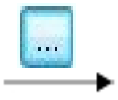


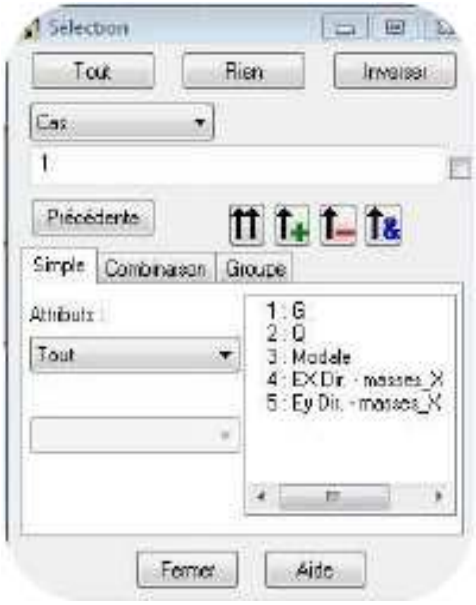


Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition

séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boite de dialogue « **option de calcul** », on clique  sur convertir les cas et dans la fenêtré qui apparait on choisit le cas de charge (GouQ) et on clique sur puis on ferme, par la suite on choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter.((même opération pour l'autre cas de charge)

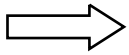






D. Les combinaisons d'actions :

Dans le menu « **charges** »,
« **combinaisons manuelles** »,



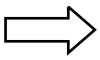


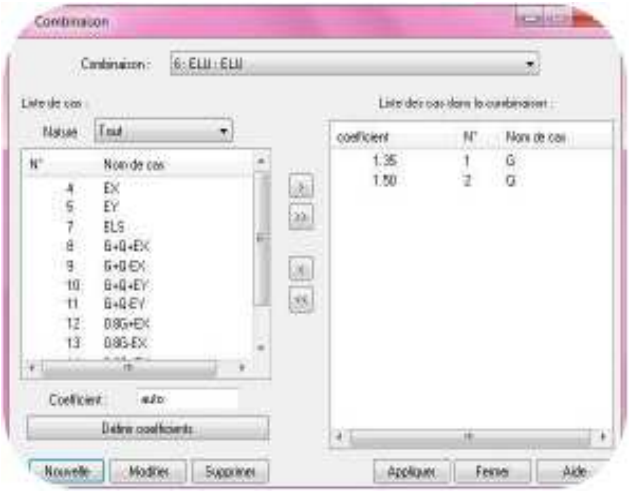
Pour faire une autre combinaison

on clique sur « **nouvelle** » et

en refait les même opérations

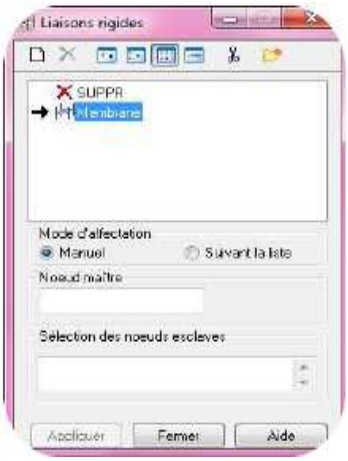
pour les autres combinaisons.





E. Le nœud maitre :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides il faut définir le nœud maitre, et pour cela

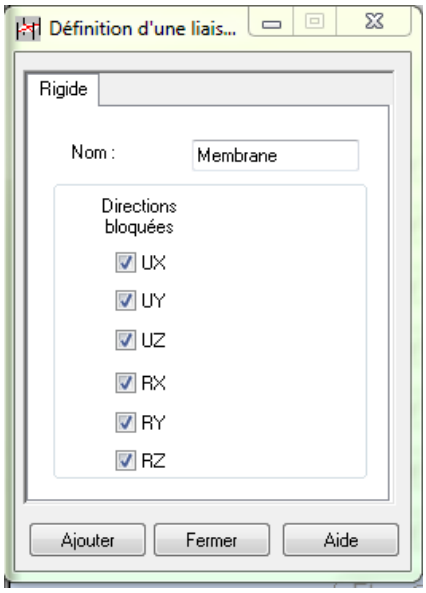


- on clique dans le menu « structure », « caractéristiques additionnelles » et on sélectionne « liaison rigide », une boite de dialogue s'affiche

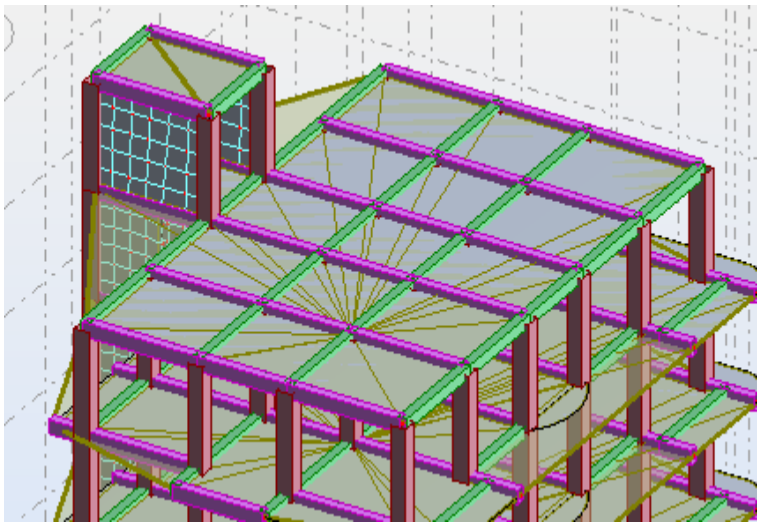
- Double click sur« membrane » puis on coche les directions qu'on veut bloquer, ajouter.

On saisie le numéro d'un nœud quelconque

qui appartient au plancher dans l'onglet « nœud maitre » puis on pose le curseur dans l'onglet « nœuds esclaves » et on fait une sélection fenêtre pour tout les nœuds qui appartient à ce plancher, appliquer.

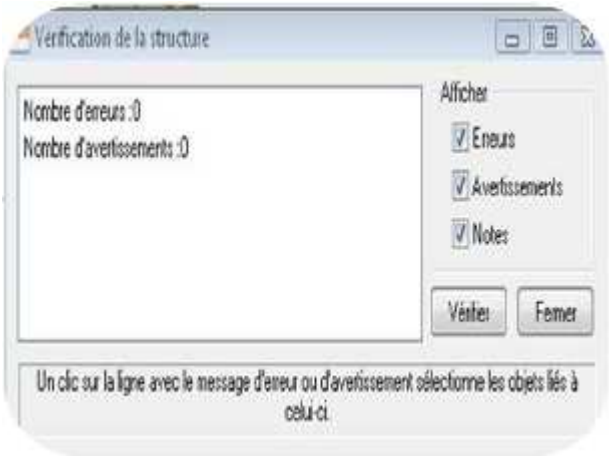






F. Vérification de la structure :

Dans le menu **« Analyse »** on clique sur **« Vérifier la structure »** et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures des erreurs.



G. Analyse de la structure :

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

3ème étape : Interprétation des résultats :

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,…) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisi « **tableaux** ».



Pour vérifier nos résultats on clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « mode propre » et les résultats concernant l'analyse modale s'affichent.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,068	0,936	46,580	0,021	#ind#	46,580	0,021	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 2	2,049	0,488	46,599	75,402	#ind#	0,019	75,381	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 3	2,661	0,376	63,104	75,402	#ind#	16,504	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 4	2,962	0,338	83,507	75,405	#ind#	20,403	0,003	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 5	4,584	0,218	85,176	75,406	#ind#	1,670	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 6	6,271	0,159	85,182	88,695	#ind#	0,006	13,289	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 7	6,469	0,155	86,853	88,735	#ind#	1,670	0,040	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 8	7,933	0,126	87,115	88,736	#ind#	0,262	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 9	8,128	0,123	93,659	88,736	#ind#	6,544	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 10	9,099	0,110	93,831	88,736	#ind#	0,172	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 11	10,252	0,098	94,537	88,736	#ind#	0,706	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 12	11,462	0,087	94,541	91,899	#ind#	0,005	3,163	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 13	11,490	0,087	94,739	91,941	#ind#	0,198	0,042	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 14	12,699	0,079	95,703	91,942	#ind#	0,964	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 15	14,706	0,068	96,136	91,942	#ind#	0,433	0,000	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 16	14,874	0,067	97,661	91,943	#ind#	1,525	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 17	16,082	0,062	97,662	94,109	#ind#	0,001	2,166	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 18	19,094	0,052	97,684	94,114	#ind#	0,022	0,005	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 19	19,724	0,051	97,711	95,514	#ind#	0,026	1,399	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 20	19,937	0,050	98,781	95,601	#ind#	1,070	0,088	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 21	20,151	0,050	98,796	95,629	#ind#	0,016	0,028	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 22	20,160	0,050	98,823	95,635	#ind#	0,027	0,007	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 23	20,172	0,050	98,831	95,649	#ind#	0,008	0,013	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 24	20,216	0,049	98,832	95,666	#ind#	0,002	0,017	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 25	20,231	0,049	98,839	95,667	#ind#	0,006	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 26	20,288	0,049	98,888	95,721	#ind#	0,049	0,054	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 27	20,524	0,049	98,932	96,671	#ind#	0,043	0,950	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 28	20,798	0,048	98,951	96,671	#ind#	0,020	0,001	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 29	21,825	0,046	98,956	96,691	#ind#	0,005	0,020	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 30	22,923	0,044	98,958	97,357	#ind#	0,002	0,666	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 31	22,984	0,044	98,958	97,387	#ind#	0,001	0,029	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0
3/ 32	23,026	0,043	98,959	97,388	#ind#	0,001	0,002	#ind#	3597595,856	3597595,856	0,0

A. Vérification des réactions :

Même opération précédentes en cochant « **Réaction** ».

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	227,632	256,978	1933,902	96,277	131,368	5,268
Noeud	33	31	61	45	37	43
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-227,527	-285,607	-540,073	-95,299	-131,094	-6,249
Noeud	45	33	33	43	25	41
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

B. Vérification des déplacements des nœuds :

Même opération précédentes en cochant **« déplacements des nœuds** ».

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
MAX	3,185	1,775	0,209	0,001	0,001	0,002
Noeud	386	785	385	5644	136	6854
Cas	4	4	5	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)
Mode	CQC	CQC	CQC			
MIN	-3,220	-2,135	-0,723	-0,002	-0,001	-0,002
Noeud	386	785	385	4669	137	6851
Cas	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)
Mode						

C. Vérifications de la flèche :

Même opération précédentes en cochant « **Flèche des barres** ».

D. Vérification des efforts dans les barres :

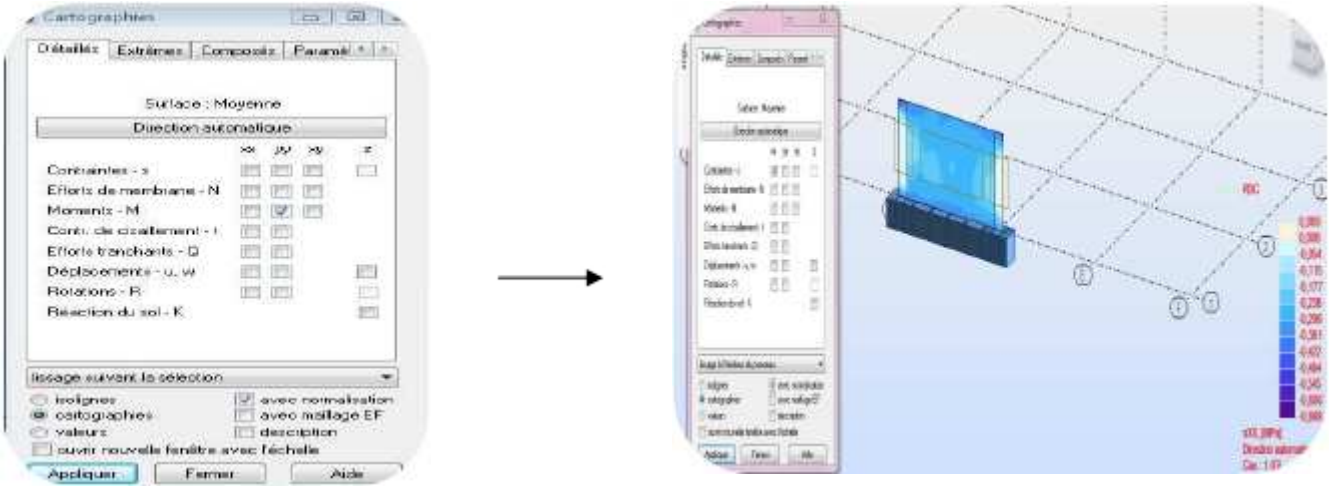
Lorsqu'on veut afficher les efforts internes dans les poteaux on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats.

E. Affichage des diagrammes des efforts dans les barres :

Dans le menu « **résultat** » on sélectionne « **diagramme** » et on clique sur la

case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes, puis on fait notre

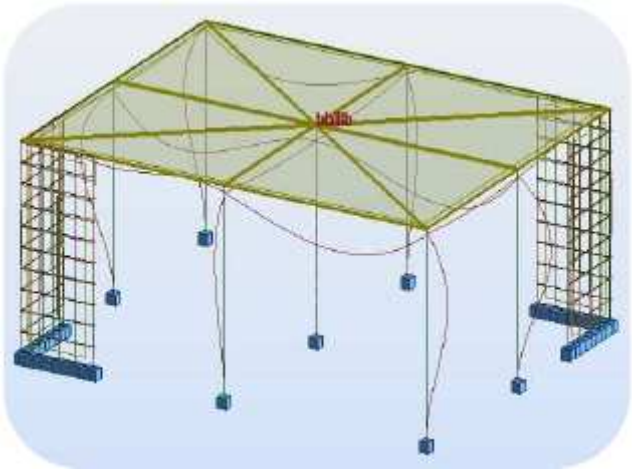
choix sur les différents onglets (NTM, déformée, contraintes, réactions, ….)



F. Affichage des efforts dans les voiles :

Dans le menu « **résultats** », on clique sur « **cartographie-panneaux** » et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et les valeurs s'affichent sur les voiles.





G. Affichage de la note de calcul :

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » on choisit simplifiée ou complète.

Le ferraillage :

Robot nous permet de ferrailler les éléments de la structure et pour se faire, on choisit dans le menu « **analyse** », « **dimensionnement élément en BA** » et par exemple on choisit « **Dimensionnement poutre en BA** » après avoir sélectionné une poutre.

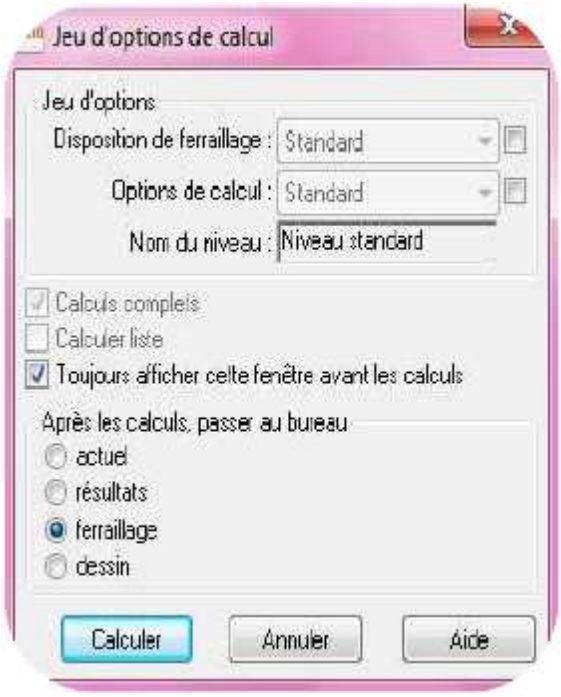


Une boite de dialogue s'ouvre,et on choisit sous quelle combinaison le calculse fera et on valide par OK.

Après le réglage des options

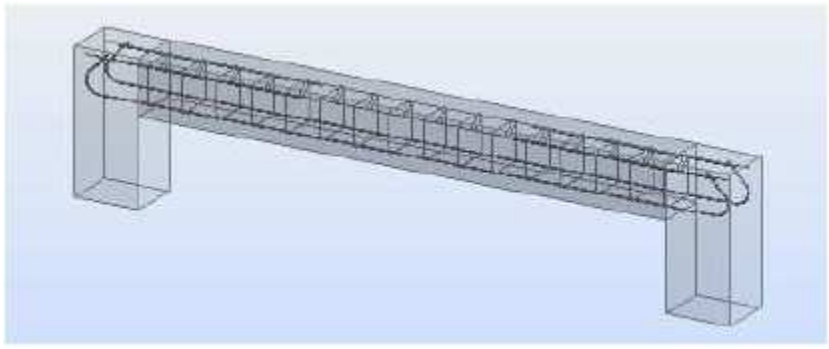
de calculs (disposition de ferraillage, paramètres de dessin,…)

on clique sur , une boite de dialogue s'ouvre puis on coche ferraillage, et on lance le calcul par « **calculer** »





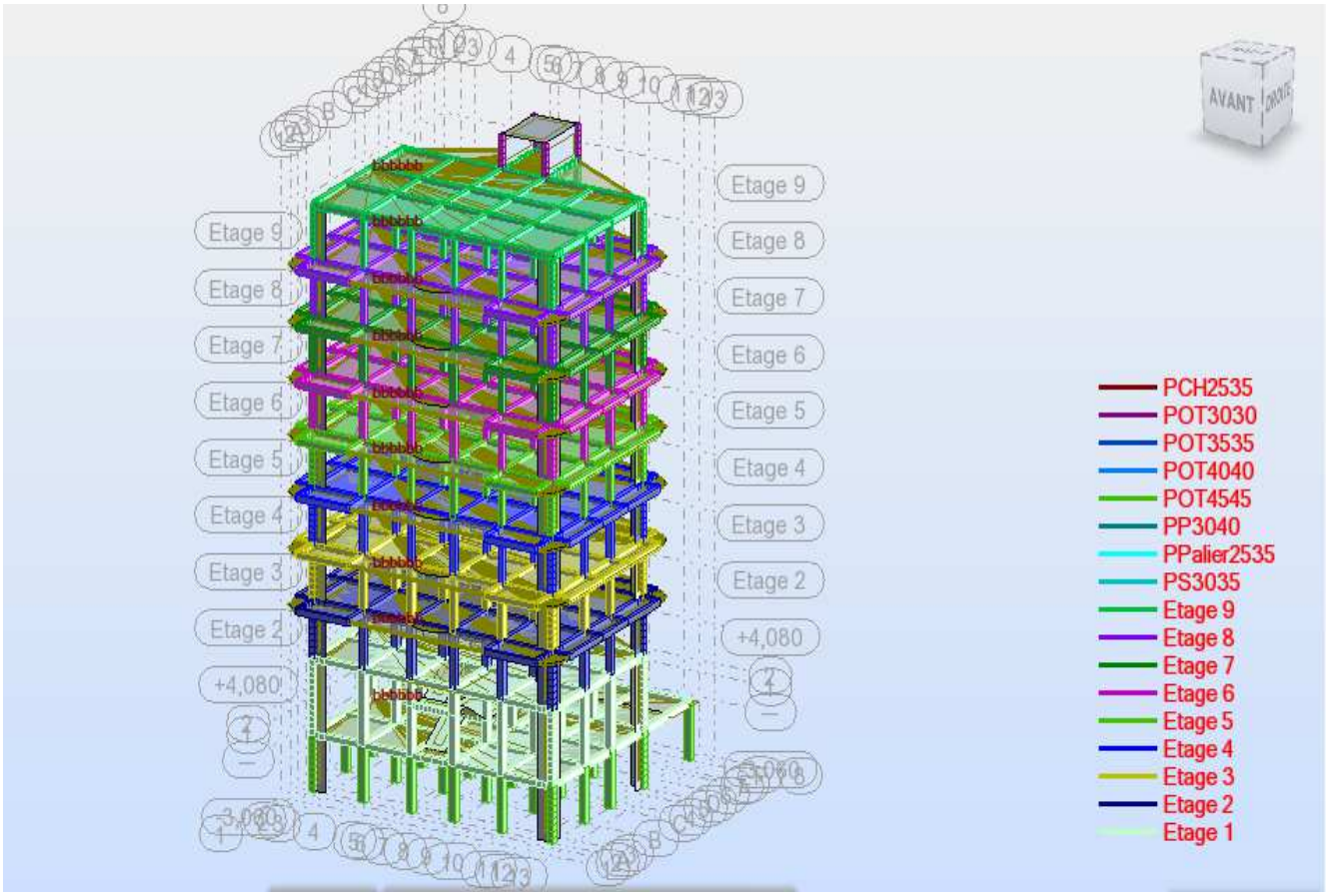
Coupe transversale



coupe longitudinale

Conclusion:

Pour la modélisation de notre structure avec le logiciel ROBOT, on procédera par les mêmes étapes illustrées dans ce chapitre.



Récoltes,vérifications et interprétation des résultats



Chapitre IV

Modélisation de la structure

IV-1-Caractéristiques géométriques de la structure :

Rappelons que notre structure est :

Est classé dans le groupe d'usage 2.
Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
Se trouve dans une zone de sismicité élevée Zone IIa.
La structure étudiée fait 28.56 m de hauteur.

D'après le RPA 99 révisé en 2003(article 4.1.1), il y a trois méthodes pour calculer les forces sismiques :

1. la méthode statique équivalente.
2. la méthode d'analyse modale spectrale.
3. la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Etant donné que notre structure est de groupe 2 et supérieur à 28m en zone IIa la méthode statique équivalente ne peut être appliquée alors nous passons à la méthode d'analyse modale spectrale.

IV-2-Comparaison des résultats de modélisation de la structure autostable et de la structure mixte :

Apres avoir modélisé notre structure sans voiles et avec voiles à l'aide du logiciel Robot nous avons obtenus les resultat suivants :

	structure sans voiles	structure avec voiles
La période (s)	0.936	0.646
Ls déplacements Maximums (cm) : Selon (x-x) Selon (y-y)	 3.22 2.13	 1.033 0.555

Conclusion :

L'insertion des voiles a largement rigidifié notre structure, cela a été remarqué dans les résultats obtenus dans le tableau ci dessus, d'où l'importance et la nécessité de l'introduction des voiles dans la zone IIa

IV-3-Vérifications de la structure mixte selon les exigences du RPA 99 mod 2003 :

IV-3-1) Les périodes de vibration :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,549	0,646	53,357	0,162	#ind#	53,357	0,162	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 2	2,194	0,456	53,494	75,739	#ind#	0,137	75,576	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 3	3,010	0,332	76,598	75,739	#ind#	23,105	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 4	4,611	0,217	86,511	75,764	#ind#	9,912	0,025	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 5	6,731	0,149	86,530	88,682	#ind#	0,020	12,918	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 6	7,757	0,129	87,231	88,701	#ind#	0,701	0,018	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 7	9,104	0,110	92,704	88,704	#ind#	5,473	0,003	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 8	11,495	0,087	93,407	88,705	#ind#	0,703	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 9	12,211	0,082	93,407	91,823	#ind#	0,000	3,118	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 10	14,203	0,070	95,223	91,823	#ind#	1,816	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 11	16,262	0,061	96,095	91,825	#ind#	0,872	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 12	17,271	0,058	96,559	93,097	#ind#	0,464	1,272	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 13	17,300	0,058	97,095	94,091	#ind#	0,536	0,994	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 14	19,096	0,052	97,096	94,094	#ind#	0,001	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 15	19,641	0,051	97,696	94,094	#ind#	0,601	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 16	19,888	0,050	97,697	94,168	#ind#	0,001	0,074	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 17	19,923	0,050	97,697	94,175	#ind#	0,000	0,008	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 18	19,938	0,050	97,701	94,176	#ind#	0,004	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 19	19,950	0,050	97,707	94,194	#ind#	0,006	0,018	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 20	19,980	0,050	97,709	94,201	#ind#	0,001	0,008	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 21	19,985	0,050	97,709	94,203	#ind#	0,000	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 22	20,024	0,050	97,711	94,224	#ind#	0,003	0,021	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 23	20,772	0,048	97,721	94,227	#ind#	0,010	0,004	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 24	21,548	0,046	98,120	94,425	#ind#	0,399	0,198	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 25	21,616	0,046	98,440	95,745	#ind#	0,320	1,319	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 26	21,743	0,046	98,580	96,501	#ind#	0,140	0,756	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 27	22,134	0,045	98,585	96,503	#ind#	0,005	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 28	22,170	0,045	98,624	96,504	#ind#	0,039	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 29	22,384	0,045	98,626	96,506	#ind#	0,002	0,002	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 30	22,747	0,044	98,626	96,506	#ind#	0,000	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 31	22,753	0,044	98,627	96,507	#ind#	0,001	0,001	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0
3/ 32	22,901	0,044	98,628	96,507	#ind#	0,001	0,000	#ind#	3746367,076	3746367,076	0,0

- ✓ La période maximal délivré par le logiciel Robot est obtenu dans le mode 1 qui est de 0.646
- ✓ D'après le RPA la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être ≥ 90% au moins de la masse modale de la structure dans les deux:
  directions (x-x) et (y-y) et effectivement on a :
  - ➢ Dans la direction (X-X) , on n'a atteint la masse participnte au mode 7 (92.704 > 90%)
  - ➢ Dans la direction (Y-Y) , on n'a atteint la masse participnte au mode 9 (91.823 > 90%)

IV-3-2) Les déplacements absolus et relatifs :

ROBOT permet d'obtenir tout les déplacements absolus de la structure sous forme de tableaux :

a) Déplacement absolu suivant l'action sismique EX:

Cas 4	EX	
Etage 1	0,241	7877
Etage 2	0,391	182
Etage 3	0,511	213
Etage 4	0,659	246
Etage 5	0,796	279
Etage 6	0,825	312
Etage 7	0,888	345
Etage 8	0,972	378
Etage 9	1,.033	8210

b) Déplacement absolu suivant l'action sismique EY:

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]
Cas 5	EY		
Etage 1	0,015	139	0,122
Etage 2	0,023	182	0,183
Etage 3	0,030	213	0,244
Etage 4	0,039	246	0,310
Etage 5	0,047	279	0,374
Etage 6	0,053	312	0,429
Etage 7	0,057	345	0,479
Etage 8	0,060	378	0,522
Etage 9	0,056	8210	0,555

c- Déplacement relatif :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé selon le RPA 99 (modifié 2003) comme suit : $\delta k = R\ \delta ek$

Tel que :

δek : déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement =5.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k\text{-}1$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage afin

d'éviter l'écrasement de la maçonnerie ou l'apparition de fissures dans cette dernière.

Niveaux	Max Ux (cm)	δk= RxUx	Δk = δk - δk-1	Max Uy (cm)	δk= RxUy	Δk = δk - δk-1	Hauteur de l'étage(cm)	1% de la hauteur (cm)	Condition
Etage 8	1.033	5.165	0.305	0.555	2.775	0.165	306	3.06	Vérifiée
Etage 7	0.972	4.86	0.30	0.522	2.61	0.215	306	3.06	Vérifiée
Etage 6	0.888	4.44	0.0.42	0.479	2.395	0.195	306	3.06	Vérifiée
Etage 5	0.825	4.125	0.315	0.429	2.145	0.25	306	3.06	Vérifiée
Etage 4	0.796	3.98	0.145	0.374	1.87	0.32	306	3.06	Vérifiée
Etage 3	0.659	3.295	0.682	0.310	1.55	0.33	306	3.06	Vérifiée
Etage 2	0.511	2.555	0.74	0.244	1.22	0.305	306	3.06	Vérifiée
Etage 1	0.391	1.955	0.6	0.183	0.915	0.64	306	3.06	Vérifiée
RDC	0.241	1.205	0.75	0.122	0.61	0.61	408	4.08	Vérifiée

IV-3-2) Les excentricités :

Les excentricités théoriques (ex0 ; ey0) données par Robot sont présentés dans le tableau suivant :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	206501,625	8,434 6,910 1,8	8,393 11,230 1,	5285753,891	5729580,386	9880930,545	0,042	4,320
1/ 2	Etage 2	125381,595	8,545 6,845 6,4	8,433 11,598 6,	3037223,511	4081538,888	6885293,489	0,112	4,754
1/ 3	Etage 3	125381,595	8,545 6,845 9,4	8,433 11,598 9,	3037187,900	4081503,126	6885293,338	0,112	4,754
1/ 4	Etage 4	118779,870	8,536 6,927 12,	8,423 11,873 1	2908096,278	3872881,910	6567399,779	0,113	4,946
1/ 5	Etage 5	118648,548	8,536 6,927 15,	8,423 11,873 1	2907985,054	3872690,340	6567246,312	0,113	4,946
1/ 6	Etage 6	118648,548	8,536 6,927 18,	8,423 11,873 1	2907970,379	3872675,627	6567246,274	0,113	4,946
1/ 7	Etage 7	118648,548	8,536 6,927 21,	8,423 11,873 2	2907955,704	3872660,952	6567246,274	0,113	4,946
1/ 8	Etage 8	112927,054	8,527 7,006 24,	8,416 12,066 2	2794196,030	3691418,698	6290291,371	0,111	5,060
1/ 9	Etage 9	82960,634	8,419 6,944 27,	8,361 12,069 2	2005098,452	2431812,620	4276539,986	0,059	5,125

Les excentricités accidentelles (ex1 ; ey1) :

Dans l'analyse tridimensionnelle le logiciel prend en compte en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à **0.05 L.**

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

qui doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.
Les valeurs de l'excentricité calculée par ROBOT sont données par les tableaux suivants :

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	52 78 83A89 1		16,700	16,050	0,835	0,803
2	Etage 2	90 93A96 171		19,088	16,250	0,954	0,813
3	Etage 3	98A102 135 13		19,088	16,250	0,954	0,813
4	Etage 4	29 35 104A108		19,088	16,250	0,954	0,813
5	Etage 5	97 103 110A11		19,088	16,250	0,954	0,813
6	Etage 6	109 116A121 1		19,088	16,250	0,954	0,813
7	Etage 7	49 74 122A127		19,088	16,250	0,954	0,813
8	Etage 8	5 11 128A133		19,088	16,250	0,954	0,813
9	Etage 9	529 530 820 91		16,700	14,400	0,835	0,720

On doit vérifier que suivant le sens x-x et y-y :

ex1-ey1 ≤ 5%Lx et **ex1-ey1 ≤ 5%Ly**

On a :

A partir du tableau précédent donné par le logiciel ROBOT:

- Suivant le sens X-X : Lx_{max} = **19.088m** → 0.05 Lx = **0.954m**

- Suivant le sens y-y : Ly_{max} = **16.25m**→ 0.05Ly = **0.813m**

Etage	ex1-ey1	0.05Lx	0.05Ly	Condition
RDC	**0.032**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 1	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 2	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 3	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 4	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 5	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 6	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 7	**0.141**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**
Etage 8	**0.115**	**0.954**	**0.813**	**Vérifiée**

L'excentricité a retenir d'après le RPA est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

- e_x=0.954m
- e_y=0.813m

IV-4-Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA exige que :

Vx-xx donné par le logiciel doit être ≥ 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2).
La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le RPA 2003 tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

A= 0.15

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\left(T_2/T\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta\left(T_2/3.0\right)^{\frac{2}{3}}\left(3.0/T\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

T :(sec): la période avec une précision de 0.1sec

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. donné par le tableau 4.7 du RPA.

Sol meuble **T1=0.15s**
T2=0.50s

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \ge 0.7$$

ξ **:** donné par la formule :

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

Remarque :

Pour notre cas, nous avons une structure mixte, or comme indique le tableau suivant du RPA 99modifié 2003 qui représente les valeurs de ⌊ pour chaque structure ;

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur ξ pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante **ξ = 8.5%** qui est la moyenne entre les deux valeurs ξ=7%(portique en béton armé) et ξ =10% (structure en voiles).

Ce qui implique que: **η**=1.83

T : donnée par la formule empirique. [**4.2.4 RPA9 mod2003]**

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

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

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA** :

C_t =0.05 **(**Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie)

$T=0.05x31.62^{0.75}$ ⇨ **T=0.668 s**

On a : $0.50s < T= 0.668s < 3s$

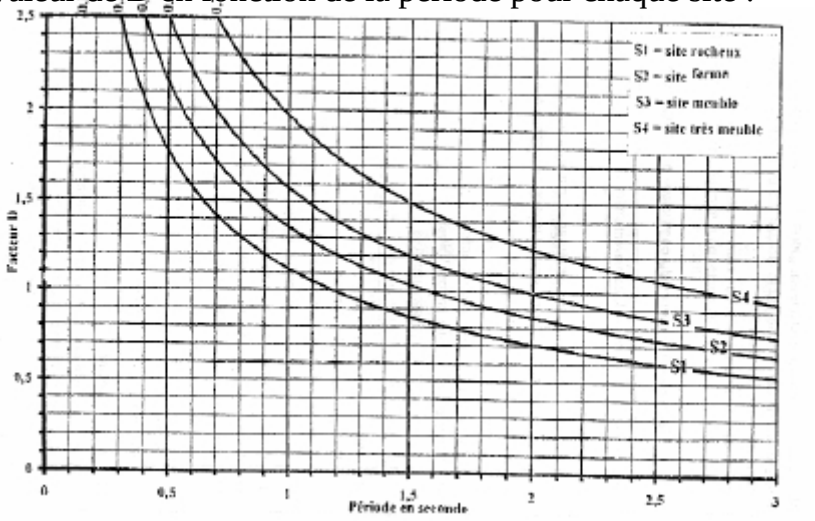
$T_2 < T < T_1 \rightarrow D = 2.5\eta\ (T_2/T)^{2/3}$

$= 2.5x\ 1.83\ (0.5/\ 0.668)^{2/3}$

D=3.77

Remarque :

D'apres le RPA 99 modifié 2003 (Art 4-2-3) la valeur maximale du facteur d'amplification dynamique moyen D est de 2,5 comme l'illustre le graphe suivant qui indique la valeur de D en fonction de la période pour chaque site :



On a trouvé D=3.77 >2.5 donc on adopte la valeur maximale **D=2.5**

R : Coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 du RPA

R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)

Q : facteur de qualité de la structure, est déterminé par la formule :

$$Q=1+\sum_1^5 Pq$$

Pq : pénalité à retenir selon la satisfaction, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Sens x-x :

Critère q	Observé	Pq
1- condition minimal sur les files de contreventement	Oui	0
2- redondance en plan	Oui	0
3- régularité en plan	Oui	0
4- régularité en élévation	Oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q=1		

Sens y-y :

Critère q	Observé	Pq
1- condition minimal sur les files de contreventement	Oui	0
2- redondance en plan	Oui	0
3- régularité en élévation	Oui	0
4- régularité en élévation	Oui	0
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
6- contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0
Q=1		

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

$W = \sum_{i=1}^{n} Wi$ avec $Wi = WGi + \beta WQi$

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

↕ W_{Qi} : charges d'exploitation

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

β = **0.2 (**Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

-Le logiciel ROBOT nous donne les valeurs suivantes :

G_t= 24367.269kN

Q_t =5918kN

$W_t = G_t + \beta Q_t$ = 24367.269+0.2(5918)

Wt=25550KN

Récapitulatif des résultats :

Coefficients :	A	0.15
	D	2.5
	Q	1
	R	5
	Wt	25550KN
Forces sismiques V (KN)		Vx =Vy= 1916.25 kN
Résultats des forces sismiques données par Robot		Vx = 1547.07 kN Vy = 2185.7 kN

Vx = **1547.07 kN** > 80% Vx= 0.8 x 1916.25 = **1533 kN** → condition vérifiée.

Vy= **2185.7 kN** > 80% Vy= 0.8 x 1916.25 = **1533 kN** → condition vérifiée.

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	1 - G					
Mode						
Somme totale	-0,000	0,000	24367,269	-64,880	-3,237	-0,573
Somme réactions	-0,000	0,000	24367,269	154042,770	-206716,786	-0,000
Somme efforts	0,0	0,000	-24367,269	-154042,735	206716,785	0,000
Vérification	-0,000	0,000	-0,000	0,034	-0,001	-0,000
Précision	6,52268e-009	1,74381e-014				
Cas	2 - Q					
Mode						
Somme totale	0,000	0,000	5918,004	-25,129	-0,081	-0,355
Somme réactions	0,000	0,000	5918,004	36393,969	-50610,090	-0,000
Somme efforts	0,0	0,0	-5918,004	-36393,960	50610,090	0,0
Vérification	0,000	0,000	-0,000	0,009	0,000	-0,000
Précision	2,23029e-006	1,97853e-014				
Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	1762,250	1165,673	7356,577	583,367	1236,005	43,613
Somme réactions	1547,080	104,410	0,000	1930,265	27050,874	12593,730
Somme efforts	1547,076	104,411	0,0	1930,269	27050,938	12593,477
Vérification	3094,156	208,821	0,000	3860,534	54101,812	25187,207
Précision	2,21590e-001	6,93321e-001				
Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	209,173	2190,569	8313,586	855,901	85,185	4,781
Somme réactions	104,412	2185,742	0,000	39917,380	1858,102	18784,677
Somme efforts	104,411	2185,732	0,0	39917,456	1858,107	18784,459
Vérification	208,822	4371,474	0,000	79834,836	3716,209	37569,136
Précision	2,70669e-001	6,93321e-001				

IV-3-2) Vérification de L'effort Normal Reduit

Barre/Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
31/ 62/ 6 (C)/	1422,981	-22,251	-12,792	-0,069	-2,468	6,787
25/ 49/ 6 (C)/	1402,219	0,492	0,440	-0,016	-0,733	1,766
31/ 61/ 6 (C)/	1392,484	50,435	48,499	0,003	-13,243	15,201
19/ 37/ 6 (C)/	1390,342	0,591	0,440	-0,016	-0,733	1,917
25/ 50/ 6 (C)/	1381,699	0,492	0,440	-0,016	0,614	0,259
13/ 25/ 6 (C)/	1379,705	0,680	0,440	-0,016	-0,734	2,053
19/ 38/ 6 (C)/	1369,822	0,591	0,440	-0,016	0,614	0,109
7/ 13/ 6 (C)/	1367,830	0,781	0,440	-0,016	-0,733	2,207
13/ 26/ 6 (C)/	1359,185	0,680	0,440	-0,016	0,614	-0,028
1/ 1/ 6 (C)/	1350,222	43,934	-40,875	0,019	10,560	14,160
7/ 14/ 6 (C)/	1347,310	0,781	0,440	-0,016	0,614	-0,182
31/ 61/ 10 (C) (CQC)/	1340,489	66,371	46,722	0,156	-14,662	32,681
1/ 2/ 6 (C)/	1323,477	-38,789	42,983	-0,030	12,279	10,500
812/ 2/ 10 (C) (CQC)/	1314,177	78,966	-22,673	0,300	3,037	51,796
1/ 1/ 10 (C) (CQC)/	1308,233	74,790	-23,960	0,124	3,779	40,591
1/ 1/ 8 (C) (CQC)/	1293,396	78,522	65,571	0,696	-62,650	45,095
31/ 61/ 8 (C) (CQC)/	1278,317	64,427	97,795	0,480	-60,111	35,577
25/ 49/ 10 (C) (CQC)/	1277,025	14,132	2,389	0,050	-3,726	22,853
812/ 2/ 8 (C) (CQC)/	1265,231	77,848	66,333	1,089	-75,785	53,220
19/ 37/ 10 (C) (CQC)/	1263,254	14,291	2,389	0,050	-3,726	23,097
25/ 50/ 10 (C) (CQC)/	1261,825	14,132	2,389	0,050	-2,699	20,785
812/ 2/ 6 (C)/	1252,553	40,214	-38,891	0,015	10,812	12,809
13/ 25/ 10 (C) (CQC)/	1250,961	14,441	2,390	0,050	-3,726	23,327
19/ 38/ 10 (C) (CQC)/	1248,054	14,291	2,389	0,050	-2,699	20,812
1129/ 14/ 6 (C)/	1239,956	0,571	-0,048	-0,006	0,166	1,845
7/ 13/ 10 (C) (CQC)/	1237,284	14,619	2,389	0,050	-3,726	23,598
13/ 26/ 10 (C) (CQC)/	1235,761	14,441	2,390	0,050	-2,699	20,846
31/ 62/ 10 (C) (CQC)/	1234,773	91,616	6,535	0,323	-9,176	57,743
1212/ 26/ 6 (C)/	1232,553	1,134	-4,964	0,316	5,597	2,273
7/ 14/ 10 (C) (CQC)/	1222,084	14,619	2,389	0,050	-2,699	20,896
1433/ 38/ 6 (C)/	1220,383	9,633	-1,386	-0,557	2,096	12,229
1212/ 136/ 6 (C)/	1214,313	1,134	-4,964	0,316	-7,904	-0,813
1129/ 145/ 6 (C)/	1212,596	0,571	-0,048	-0,006	-0,029	-0,486

VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT

$$v = Nd/(Bc \,.\, f_cj\,)$$

Nd : éffort normal de calcul s'éxerçant sur une séction de béton sous combinaisons sismiques

Bc : aire (séction brute) de cette derniére en [m]

fcj : résistance caractéristique du béton

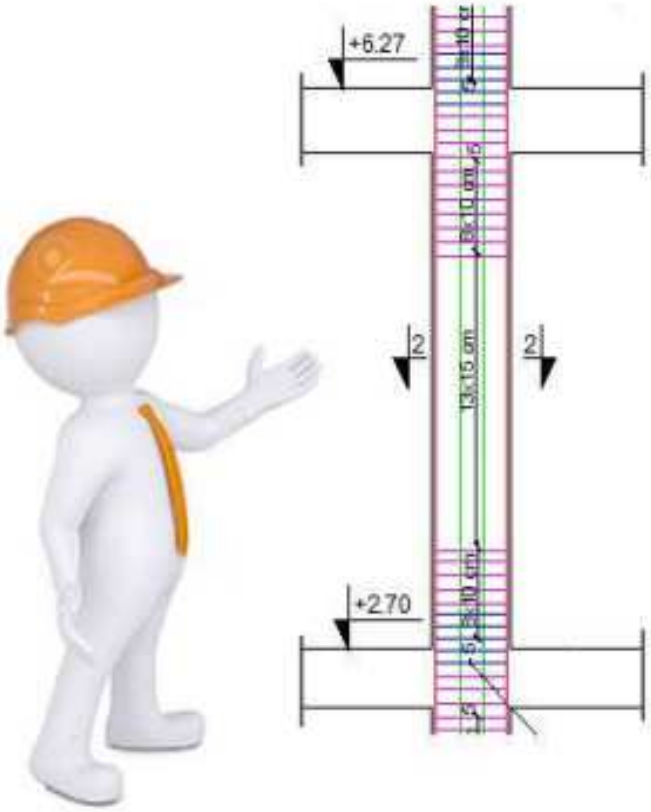
Nd [KN]=	1422,981	KN	
a [m]=	0,45	m	
b [m]=	0,45	m	
fcj [Mpa]=	25	Mpa	
v =	0,28108267	< 0.3	condition vérifiée

Conclusion :

Les exigences du RPA 99 mod 2003 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferraillage.

Chapitre V :

Ferraillage des poteaux

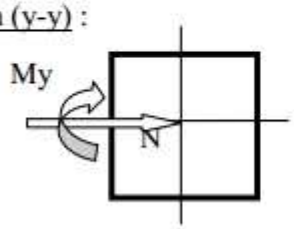


Ferraillage des poteaux

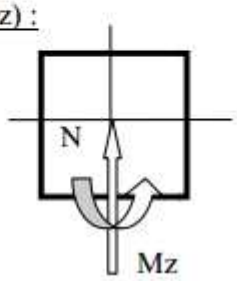
V-Ferraillage des poteaux

Le calcul du ferraillage se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales.

Selon (y-y) :



Selon (z-z) :



✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence et sans crochets.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

V-1-Calcul du ferraillage:

-Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu}$$

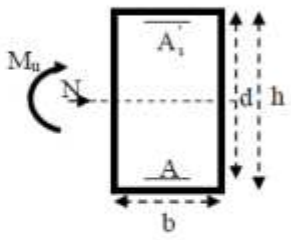
a- Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :



$$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}] \, bh^2 f_{bc}$$

Avec :

N_u : effort de compression :

M_f : moment fictif

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) = N_u.g$$

$f_{bc} = \frac{0.85\, f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$ $\begin{cases} \gamma_b = 1.50 \text{ et } \theta = 1 & \text{situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ et } \theta = 0.85 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

-Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b\,.\,d^2.f_{bc}}$$

-1er cas :

Si $\mu \leq \mu 1 = 0.392$ → la section est simplement armée. (A'=0)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta\,.d.\sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f \mp \frac{N_u}{\sigma_s}$ $\begin{cases} \text{(-) si N : effort de compression} \\ \text{(+) si N : effort de traction} \end{cases}$

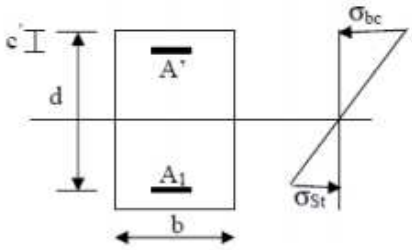
Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

-2ème cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ → la section est doublement armée. (A'≠0).

On Calcul: $M_r = \mu_1.b.\,d^2.\,f_{bc}$; $\Delta M = M_f - M_r$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta\,.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s} \end{cases}$$



Avec:

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \approx$ **348MPa**

M_r: moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

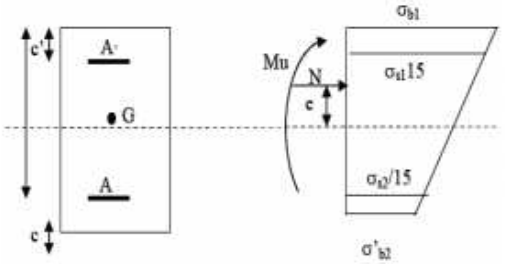
b- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

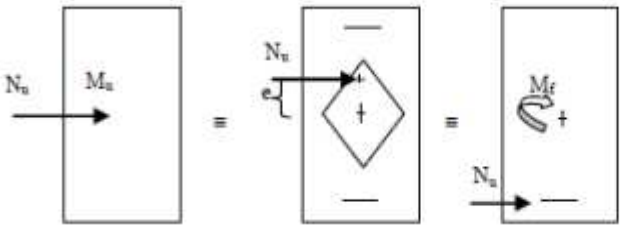
$e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$

- le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- $N_u\,(d-c') - M_f > (0.337\,h - 0.81\,c)\,b\,h^2 f_{bc}$

C ∈ noyau central →**SEC**



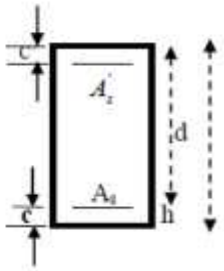
Deux cas peuvent se présenter :



-1er cas :

Si $N_u\,(d-c') - M_f \geq (0.5-\frac{c}{h})\,bh^2 f_{bc}$ → la section est doublement armée.

$A_s > 0$ et $A'_s > 0$



La section d'armature :

$$\begin{cases} A'_s = \dfrac{M_f\,(d-0.5h)\,b.h.f_{bc}}{(d-c')\sigma_s} \\ A_s = \dfrac{N_u - bh\,f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s \end{cases}$$

-2ème cas :

Si $N_u\,(d-c') - M_f < (0.5-\frac{c}{h})\,bh^2$ → la section est simplement armée.

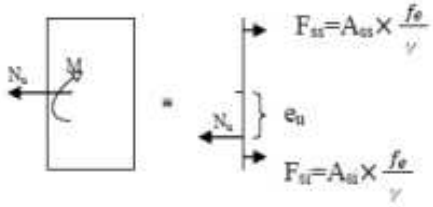
$A_s > 0$ et $A'_s = 0$

$$A_s = \frac{N - \Psi.b.h\,f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \dfrac{N\ (d-c') - M_f}{b\,h^2\,f_{bc}}}{0.8571 - \dfrac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \leq (\frac{h}{2} - c)$$

$$\begin{cases} A_{si} = Nu\ \dfrac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = (\dfrac{Nu}{\sigma_{10}} - A_{si}) \end{cases}$$



Avec :

$\sigma_{10} = fe/\gamma_s = 348$ MPa

V-2-Les efforts internes max donnés par le logiciel ROBOT pour tous les poteaux loin des voiles:

Section	Combinaison	N(KN)	T (KN)	Mcor(KN.m)
45 x 45	ELU (1.35G+1.5Q)	N_{max} =1422.981 (effort de compression)	Ty.cor=-22.251	My.cor=-2.468
			Tz.cor=-12.792	Mz.cor= 6.787
	Acc 0.8G-EX	N_{min} = -94.148 (effort de compression)	Ty.cor=-38.098	My.cor=13.250
			Tz.cor=-17.816	Mz.cor= -22.069
		M(KN.m)	T(KN)	Ncor(KN)
	Acc G+Q-EX	My.max = 140.491	Ty.cor=-202.148	N.cor=728.101
	Acc G+Q+EY	Mz.max = 77.790	Tz.cor=-13.033	N.cor=993.349
	Acc G+Q+EX	My.min= -160.463	Ty.cor= 137.770	N.cor=929.747
	Acc G+Q-EY	Mz.min= -77.891	Tz.cor= 4.357	N.cor=528.488

Section	Combinaison	N(KN)	Mcor(KN.m)	Nature	As(cm²)
45 x 45	ELU (1.35G+1.5Q)	N_{max} =1422.981 (effort de compression)	My.cor=-2.468	SEC	0
			Mz.cor= 6.787	SEC	0
	Acc 0.8G-EX	N_{min} = -94.148 (effort de compression)	My.cor= 13.250	SEC	0
			Mz.cor= -22.069	SPC	10.1
		M(KN.m)	Ncor(KN)	Nature	As(cm²)
	Acc G+Q-EX	My.max = 140.491	N.cor=728.101	SPC	10.1
	Acc G+Q+EY	Mz.max = 77.790	N.cor=993.349	SEC	0
	Acc G+Q+EX	My.min= -160.463	N.cor=929.747	SEC	0
	Acc G+Q-EY	Mz.min= -77.891	N.cor=528.488	SEC	0

Ferraillage des poteaux

Recommandation du RPA 99/Version 2003

a) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 **(Art 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section de poteaux cm^2	Pourcentage minimal Amin=0.8% b h (cm^2)	Pourcentage maximal (cm^2)	
		Zone de recouvrement Amax=6% b h	Zone courante Amax=4% b h
(45×45)	16.2	121.5	81
(40×40)	12.8	96	64
(35×35)	9.8	73.5	49
(30×30)	7.2	54	36

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	Ferraillage
45x45	16.2	20.36	4HA16+8HA14
40x40	12.8	16.08	4HA16+4HA14
35x35	9.8	10.68	4HA14+4HA12
30x30	7.2	8.42	4HA14+2HA12

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales
$L_r = 40\ Ø_{max} = 40×1.6 = 64$ cm

VI.1.4 Vérification à l'ELU

- ✓ **Armatures transversales**
- **Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1.3)**

Le diamètre $Ø_t$ des armatures transversales doit être égal au moins à : $Ø_t = \frac{1}{3} Ø_L^{max}$

Avec : $Ø_L$ c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$Ø_t = \frac{1}{3}16 = 5.33$ mm soit $Ø_t$ = 8 mm

- **Selon le RPA**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \qquad \text{(RPA99/2003 : formule7.1)}$$

Avec :
A_t : section d'armature transversale
V_u: effort tranchant de calcul
h_1 : hauteur totale de la section brute
f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale f_e= 400Mpa.
ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \Longrightarrow & \lambda_g \geq 5 \\ 3.5 \Longrightarrow & \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

Telle que :

$l_f = 0.7 \times l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

l_0 (l des poteaux – h de la poutre principale)

Sous Sol Poteau de (45×45) cm^2 **:** $\lambda = \frac{0.7 \times 2.66}{45} = 4.13$

RDC Poteau de (45×45) cm^2 **:** $\lambda = \frac{0.7 \times 368}{45} = 5.72$

1er Etage et 2éme etage Poteau de (40×40) cm^2 $\lambda = \frac{0.7 \times 266}{40} = 4.65$

du 3ém au 6ém étage Poteau de (35×35) cm^2 $\lambda = \frac{0.7 \times 266}{35} = 5.32$

du 7ém au 8ém étage Poteau de (30x30) cm^2 $\lambda = \frac{0.7 \times 266}{30} = 6.20$

- ✓ **Calcul de l'espacement : « RPA 99 V2003»**
- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset_L^{min}$; 15cm)……..Zone II

$S_t \leq$ min [10×1.2 cm, 15 cm] =12 cm
Soit : St=10 cm

- Dans la zone courante

$S_t \leq$ min [$15\emptyset_L^{min}$ cm, 40 cm, (10+a) cm]= 15× 1.2=18cm
Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.
Soit : St=15 cm

- ✓ **Délimitation de la zone nodale**

Poteaux du sous sol

h'=max [$\frac{h_e}{6}$, b, h, 60]= [$\frac{306-40}{6}$,45,45,60] = 60cm

Poteaux du RDC

h'=max [$\frac{h_e}{6}$,b,h,60]= [$\frac{408-40}{6}$,45,45,60] = 61.33 cm
Donc on opte pour **h' = 65 cm**

Poteaux de premier et deuxième étage

h'=max [$\frac{h_e}{6}$, b,h,60]= [$\frac{306-40}{6}$,40,40,60] = 60 cm
b et h : dimensions du poteau.
he : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux de troisième au sixième étage

h'=max [$\frac{h_e}{6}$, b,h,60]= [$\frac{306-40}{6}$,35,35,60] = 60 cm
b et h : dimensions du poteau.
he : hauteur entre nus des poutres.

Poteaux du 7éme et 8éme étage

h'=max [$\frac{h_e}{6}$, b,h,60]= [$\frac{306-35}{6}$, 30, 30,60] = 60 cm
b et h : dimensions du poteau.
h_e : hauteur entre nus des poutres.

		(45×45) cm²		(40×40) cm²	(35×35) cm²	(30×30) cm²
		S-Sol	RDC			
Vu (kN)		50.435		50.435	50.435	50.435
λ_g		4.13	5.72	4.65	5.32	6.20
		3.5	2.5	3.5	2.5	2.5
$A^t_{min}=0.3\%S_tb$	Zone nodale	1.35		1.2	1.05	0.9
	Zone courante	2.025		1.8	1.57	1.35
$A^{calculée}_{tRPA}$	Zone nodale	0.655		0.654	0.658	0.669
	Zone courante	0.984		0.981	0.987	1.004
$A^{adoptée}$		2.51				
Choix		5HA8				

Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \text{ et } \quad \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5MPa\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa} \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \text{ donc } \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Poteaux courants									
zone	b	d	V_u	τ_b	λ_g	ρ_b	τ_{bu}	$\overline{\tau}_u$	OBS
1	45	42	50.435	0.27	4.13	0.04	1	3.33	Les deux conditions sont Vérifiées
					5.72	0.075	1.875		
2	40	37	50.435	0.34	4.65	0.04	1	3.33	
3	35	32	50.435	0.45	5.32	0.075	1.875	3.33	
4	30	27	50.435	0 .62	6.20	0.075	1.875	3.33	

Tableau VI.1.5 Vérification de l'effort tranchant

VI.1.5 Vérification à l'ELS

Vérification de la condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23\, f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b.d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- dessous : -53.7

Section	N(KN)	Mcor KN.m	Es (cm)	A_{min}	$A_{adopté}$
Zone 1 45x45	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	0.176	5.69	20.36
		Mz.cor= 4.932	0.5	5.84	20.36
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	15.52	0	20.36
		Mz.cor= -0.291	0.57	5.87	20.36
	M(KN.m)	Ncor(KN)	Es(cm)	A_{min}	$A_{adopté}$
	My.max = 11.854	Ncor =10.852	109.23	0	20.36
	Mz.max = 17.213	Ncor =714.896	2.40	7.10	20.36
	My.min= -85.450	Ncor =0.00	0	5.61	20.36
	Mz.min= -15.33	Ncor =707.296	2.16	6.89	20.36
Section	N(KN)	Mcor KN.m	Es (cm)	A_{min}	$A_{adopté}$
Zone 2 40x40	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	0.176	5.69	16.08
		Mz.cor= 4.932	0.5	5.84	16.08
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	15.52	0	16.08
		Mz.cor= -0.291	0.57	5.87	16.08
	M(KN.m)	Ncor(KN)	Es(cm)	A_{min}	$A_{adopté}$
	My.max = 11.854	Ncor =10.852	109.23	0	16.08
	Mz.max = 17.213	Ncor =714.896	2.40	7.10	16.08
	My.min= -85.450	Ncor =0.00	0	5.61	16.08
	Mz.min= -15.33	Ncor =707.296	2.16	6.89	16.08

Ferraillage des poteaux

Section	N(KN)	Mcor KN.m	Es (cm)	A_{min}	$A_{adopté}$
Zone 3 35x35	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	0.176	5.69	10.68
		Mz.cor= 4.932	0.5	5.84	10.68
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	15.52	0	10.68
		Mz.cor= -0.291	0.57	5.87	10.68
	M(KN.m)	Ncor(KN)	Es(cm)	A_{min}	10.68
	My.max = 11.854	Ncor =10.852	109.23	0	10.68
	Mz.max = 17.213	Ncor =714.896	2.40	7.10	10.68
	My.min= -85.450	Ncor =0.00	0	5.61	10.68
	Mz.min= -15.33	Ncor =707.296	2.16	6.89	10.68
Section	N(KN)	Mcor KN.m	Es (cm)	A_{min}	$A_{adopté}$
Zone 4 30x30	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	0.176	5.69	8.42
		Mz.cor= 4.932	0.5	5.84	8.42
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	15.52	0	8.42
		Mz.cor= -0.291	0.57	5.87	8.42
	M(KN.m)	Ncor(KN)	Es(cm)	A_{min}	8.42
	My.max = 11.854	Ncor =10.852	109.23	0	8.42
	Mz.max = 17.213	Ncor =714.896	2.40	7.10	8.42
	My.min= -85.450	Ncor =0.00	0	5.61	8.42
	Mz.min= -15.33	Ncor =707.296	2.16	6.89	8.42

Pour chaque Cas $A_{adopté} > A_{min}$

Ferraillage des poteaux

Etat limite d'ouverture de fissures

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

Etat limite de compression du béton

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

Section	N(KN)	Mcor KN.m	$A_s=A_s'(cm^2)$	σ_{bc}(MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$
Zone 1 45x45	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	10.2	4.5	15
		Mz.cor= 4.932	10.2	4.7	15
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	10.2	0.6	15
		Mz.cor= -0.291	10.2	0.2	15
Section	N(KN)	Mcor KN.m	$A_s=A_s'(cm^2)$	σ_{bc}(MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$
Zone 2 40x40	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	8.1	5.7	15
		Mz.cor= 4.932	8.1	5.9	15
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	8.1	0.8	15
		Mz.cor= -0.291	8.1	0.3	15
Section	N(KN)	Mcor KN.m	$A_s=A_s'(cm^2)$	σ_{bc}(MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$
Zone 3 35x35	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	5.4	7.6	15
		Mz.cor= 4.932	5.4	8.0	15
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	5.4	1.2	15
		Mz.cor= -0.291	5.4	0.4	15
Section	N(KN)	Mcor KN.m	$A_s=A_s'(cm^2)$	σ_{bc}(MPA)	$\overline{\sigma_{bc}}$
Zone4 30x30	Nmax=1030.525	My.cor =-1.821	4.2	10.4	15
		Mz.cor= 4.932	4.2	10.9	15
	Nmin=50.966	My.cor =-7.910	4.2	1.9	15
		Mz.cor= -0.291	4.2	0.5	15

✓ Toute les contraintes sont vérifier

Chapitre VI



VI.2 Ferraillage des poutres:

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges des dalles aux poteaux. Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

VI.2.1 Recommandation du RPA99 pour le ferraillage des poutres:

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2)

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40Ø (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x.

	Pourcentage minimal A_{min}=0.5% b h (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone de recouvrement A_{max}=6% b h	Zone courante A_{max}=4% b h
Poutres principales (30×40)	6	72	48
Poutre secondaire (30×35)	5.25	63	42

Tableau VI.2.1 Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

b) Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est de : $A_t = 0.003\ S_t\ .b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

✓ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, le minimum **(h/4 ; 12ϕ)**

✓ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq$ **h/2**

Avec :

Ø c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

S_t : espacement maximal entre les armatures transversales. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

VI.2.2 Calcul du ferraillage:

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A'_s : section supérieure la plus comprimée.

On calcule le moment réduit :$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

M_u : Moment supporté par la section.

$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta}$, $\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2$ MPa

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_{st} = 348$ MPa

Si $\boldsymbol{\mu_b \leq \mu_l = 0.392}$ ⇒la section est simplement armée.

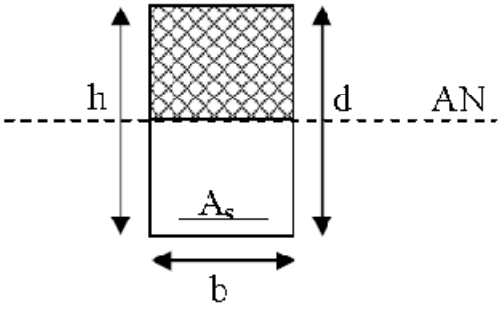
$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

Si $\boldsymbol{\mu_b \geq \mu_l = 0.392}$ ⇒la section est doublement armée.

On calcule :

$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_u - M_r$



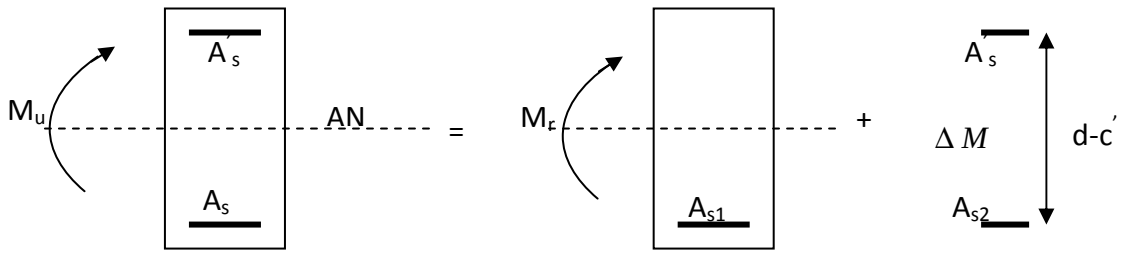
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d\ \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$



❖ **Remarque**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d. $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6, 1).

Ferraillage des poutres

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

➢ Calcul des armatures longitudinales

Poutres principales (30× 40) en travée

niv	Comb	M(kN.m)	A_s calculé cm ^{2}	A_{min}	Ferraillage adopté	
					choix	$A_{adopté}$ Cm²
SS	ELU	59.905	4.80	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	22.312	3.9			
	GQE	42.726	3.9			
RDC	ELU	30.669	2.40	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	21.802	3.9			
1	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
2	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
3	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
4	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
5	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
6	ELU	22.941	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
7	ELU	22.947	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	10.847	3.9			
	GQE	16.650	3.9			
8	ELU	22.731	1.8	6	3HA16	**6.03**
	0.8GE	11.638	3.9			
	GQE	16.609	3.9			

Poutres principales (30×40) aux appuis

niv	Comb	M(kN.m)	A_s calculé cm^2	A_{min}	Ferraillage adopté choix	Ferraillage adopté $A_{adopté}$ Cm^2
SS	ELU	119.808	12.6	6	3HA16(filante) + 3HA20(chapeaux)	**15.46**
	0.8GE	58.678	4.1			
	GQE	85.450	6.0			
RDC	ELU	61.347	5.9	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	69.222	4.8			
	GQE	71.365	5.0			
1	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	61.053	4.2			
	GQE	62.909	4.4			
2	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	69.166	4.8			
	GQE	70.743	5.0			
3	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	76.462	5.4			
	GQE	78.850	5.6			
4	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	61.523	4.3			
	GQE	64.589	4.5			
5	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	42.256	3.9			
	GQE	48.200	3.9			
6	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	32.724	3.9			
	GQE	33.299	3.9			
7	ELU	45.881	4.3	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	26.420	3.9			
	GQE	33.299	3.9			
8	ELU	45.460	4.2	6	3HA16(filante) +3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	23.276	3.9			
	GQE	33.216	3.9			

Poutres secondaires (30×35) en travée

niv	Comb	M(kN.m)	A_s calculé cm^2	A_{min}	Ferraillage adopté choix	$A_{adoptée}$ Cm^2
SS	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
RDC	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
1	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
2	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
3	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
4	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
5	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
6	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
7	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			
8	ELU	1.775	1.1	5.25	3HA16	**6.03**
	0.8GE	1.052	3.4			
	GQE	1.315	3.4			

Poutres secondaires (30 ×35) aux appuis

niv	Comb	M(kN.m)	A_s calculé cm^2	A_{min}	Ferraillage adopté choix	$A_{adoptée}$ Cm^2
SS	ELU	10.455	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	70.385	5.8			
	GQE	73.515	6.1			
RDC	ELU	6.93	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	83.077	6.9			
	GQE	84.127	7.0			
1	ELU	7.95	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	76.515	6.3			
	GQE	78.790	6.5			
2	ELU	4.981	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	81.34	6.7			
	GQE	81.863	6.8			
3	ELU	11.311	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	93.227	7.9			
	GQE	95.600	8.1			
4	ELU	12.302	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	75.072	6.2			
	GQE	78.450	6.5			
5	ELU	12.468	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	56.230	4.6			
	GQE	59.659	4.9			
6	ELU	8.378	1.1	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	41.836	3.4			
	GQE	44.334	3.6			
7	ELU	16.385	1.5	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	32.312	3.4			
	GQE	36.724	3.4			
8	ELU	14.914	1.3	5.25	3HA16(filante)+ 3HA12(chapeaux)	**9.42**
	0.8GE	21.588	3.4			
	GQE	24.836	3.4			

VI.2.3 Vérifications à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$A_s \geq A_{min}$

Pour les poutres principales (30×40) :

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.27cm^2.$$

Pour les poutres secondaires (30×35)

$$A_{min} = 0.23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.09cm^2.$$

Toutes les sections d'acier adoptées pour les différentes poutres sont supérieures aux sections minimales trouvées par la condition de non fragilité la condition est vérifiée

Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa.$$ (Fissuration non préjudiciable) $\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa$.

- **Sens principale**

$V_u = T_{max} = 131.9$ KN.

Alors $\tau_u = \frac{131.9 \times 10}{30 \times 35} = 1.256\ MPa < 3.33\ MPa$ Condition vérifiée.

- **Sens secondaire**

$V_u = T_{max} = 66.13$ KN.

Alors : $\tau_u = \frac{66.13 \times 10}{30 \times 30} = 0.734\ MPa < 3.33\ MPa$ Condition vérifiée.

➢ **Influence de l'effort tranchant aux appuis**

Influence sur les armatures (BAEL91 modifies 99 Art A.5.1, 32)

a) Influence sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui $V_u - \frac{M_u}{0.9d} \geq 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $V_u - \frac{M_u}{0.9d}$ d'où :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right).$$

Avec : M_u en valeur algébrique.

Si $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- **Sens principale**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 131.90 - \frac{119.808}{0.9 \times 0.35} = -248.44 < 0$$

- **Sens secondaire**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 66.13 - \frac{95.600}{0.9 \times 0.30} = -287.94 < 0$$

On remarque que la condition $\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right) < 0$ donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

b) Influence sur le béton :

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

- **Sens principale**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 350 \times 300 \times \frac{25}{1.5} = 630kN.$$

$V_u = 131.90 \leq 630\,kN$ Condition vérifiée.

- **Sens secondaire**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 300 \times 300 \times \frac{25}{1.5} = 540KN.$$

$V_u = 66.13 \leq 540KN$ Condition vérifiée.

Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres

$\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$ Avec :

$\tau_{se} = \dfrac{V_u^{\max}}{0{,}9d\sum U_i}$;

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres

- **Sens principale**

Nous avons choisit la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable soit

$\sum U_i = 3\times 3.14\times(1.6+1.2) = 26.38cm$

$\tau_{se}^{\max} = \dfrac{61.407\times 10}{0.9\times 35\times 26.38} = 0.74MPa.$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5\times 2.1 = 3.15MPa \ > \ 0.74MPa$ Condition vérifiée,

- **Sens secondaire**

Nous avons (3HA16 3HA12)

$\sum U_i = 3\times 3.14\times(1.6+1.2) = 26.38cm$

$\tau_{se}^{\max} = \dfrac{37.697\times 10}{0.9\times 30\times 26.38} = 0.53MPa.$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5\times 2.1 = 3.15MPa \ > \ 0.53MPa$ Condition vérifiée,

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres pour les deux sens

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

$l_S = \dfrac{\phi\cdot f_e}{4\cdot \bar{\tau}_{Se}}$, l_s = longueur de scellement droit

Avec τ_{su}=0.6$\psi_s^2 f_{t28}$=2.84 la contrainte d'adhérence à l'ancrage.

Les barres que nous avons utilisé sont des diamètres (Ø20 , Ø16, Ø14 , Ø12) ; donc leurs longueurs de scellements sont respectivement *ls* =70.42cm l_s =56.34 cm ; l_s =49.29cm ;l_s =42.25cm.

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la

partie ancrée mesurée hors crochet « *lc* »est au moins égale à « 0.4 l_s » pour barre à haute adhérence.

Pour les HA12 : l_c =16.9 cm
Pour les HA14 : l_c =19.72 cm
Pour les HA16 : l_c =22.54 cm
Pour les HA20 : l_c =28.17 cm

VI.2.4 Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi l\right\}$$

Avec $\emptyset_l$ le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

- **Sens principal**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l\right\} = \min\{30, 11.4, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm

La section des armatures transversales

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2{,}01\ cm^2$

- **Sens secondaire**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_l\right\} = \min\{30, 10, 12\}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm

On choisira un cadre et un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01\ cm^2$

Calcul des espacements

- **Selon le RPA 2003(Art 7.5.2.2)**

Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$

- ✓ Poutres principales (30 40): $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 * 1.2\right) = 10cm$
- ✓ Poutres secondaire (30 35): $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1.2\right) = 8.75\ cm$

On prend S_t =8 cm pour les deux sens.

Zone courante

$S'_t \leq \frac{h}{2}$.

- ✓ Poutres principales (30× 40): $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$ = 20 cm
- ✓ Poutres secondaire (30 ×35): $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2}$ = 17.5 cm

On prend S_t= 15 cm

- **(BAEL91/A.5.1.22) :**

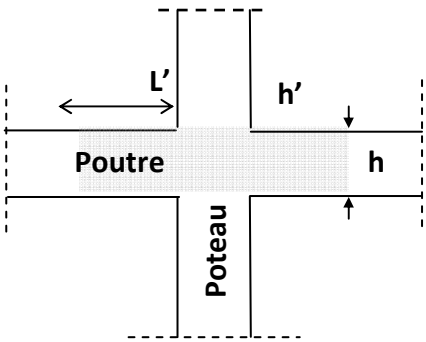
- ✓ Poutre principale $S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{33.3cm; 40cm\}$
- ✓ Poutre secondaire $S_t \leq \min\{0.9d; 40cm\} = \min\{28.8cm; 40cm\}$

On prend $S_t = 15\ cm$.

- **Délimitation de la zone nodale**

L'= 2× h avec h : hauteur de la poutre

- ✓ Poutre principale : L'=2 ×40=80 cm
- ✓ Poutre secondaire : L'=2 ×35=70 cm



Zone nodale

- **Armatures transversales minimales**

La quantité d'armatures minimales est donnée par

$A_t^{min}=0.003\times S_t\times b$

✓ Poutre principale : $A_t^{min}=0.003\times 8\times 30=0.72\ cm^2$

✓ Poutre secondaire : $A_t^{min}=0.003\times 8\times 30=0.72\ cm^2$

$A_t^{adop}=2.01\ cm^2 \geq A_t^{min}=0.72\ cm^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

NB : Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à 5cm du nu de l'appui.

VI.2.5 Vérification à l'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré non préjudiciable , alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{k} \leq 0.6 f_{c28}=\overline{\sigma}_{bc}=15$ MPa

Avec : $\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1\times d\times A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho 1=\frac{100\times A_s}{b\times d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

		M_{max}	A_s	ρ_1	K	β_1	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	OBS
Poutres principales	travées	42.725	6.03	0.574	29.45	0.8875	228.10	7.75	15	conditions vérifiées
	appuis	85.450	15.42	1.47	16.25	0.840	188.486	11.60	15	
Poutres secondaires	travées	1.315	6.03	0.670	26.67	0.880	8.26	0.31	15	
	appuis	11.85	9.42	1.046	20.34	0.8585	48.84	2.40	15	

✓ Toute les contraintes sont vérifier

- **Vérification de la flèche**

Les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées sont obtenues à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2010

✓ **Poutres principales :** la valeur maximale de la flèche se trouve au niveau de la travée de longueur l=3.80 m

f= 0.027 cm $< f = \frac{l}{500} = \frac{380}{500}$= 0.76 cm……...condition vérifiée

✓ **Poutres secondaires :** La plus grande valeur de la flèche est en travée de longueur l = 3.50m

f= 0.027 cm $< f = \frac{l}{500} = \frac{350}{500}$= 0.70 cm……. conditions vérifiée

➢ **Disposition des armatures**

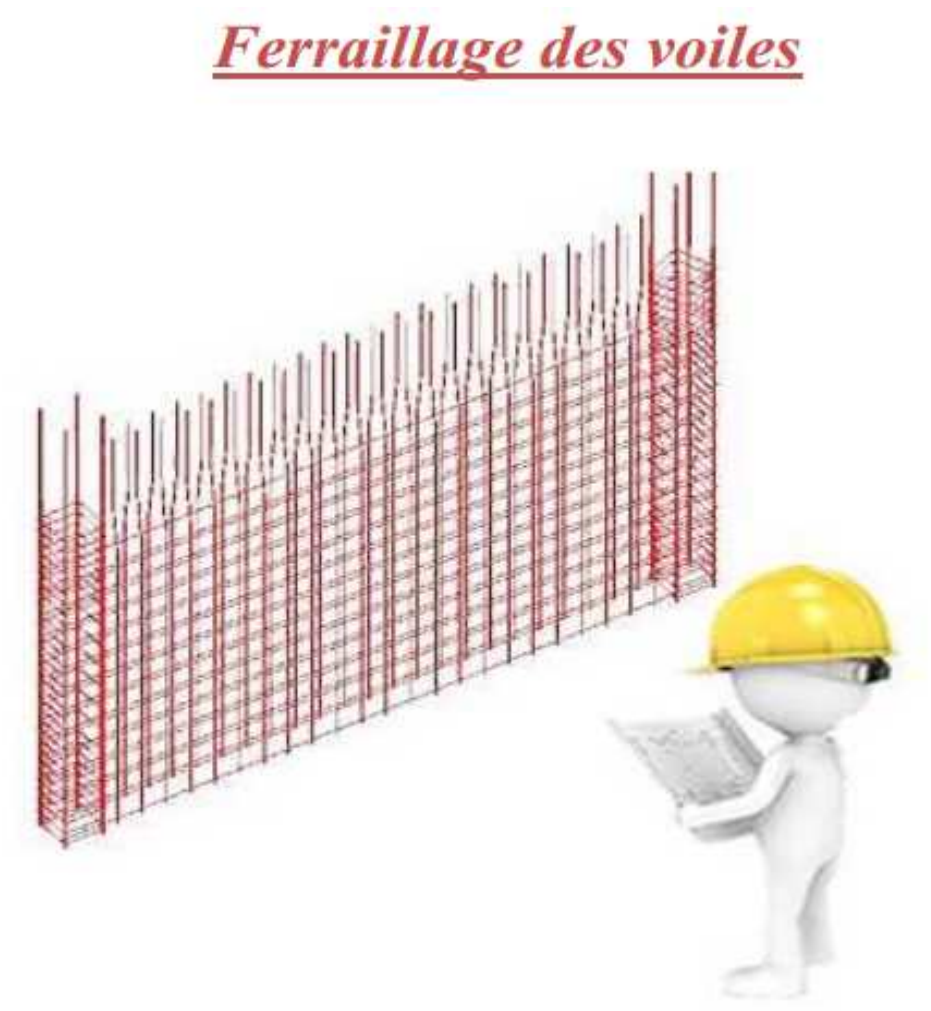
Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- ✓ $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- ✓ $\frac{1}{4}$de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- ✓ La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

Chapitre VII :



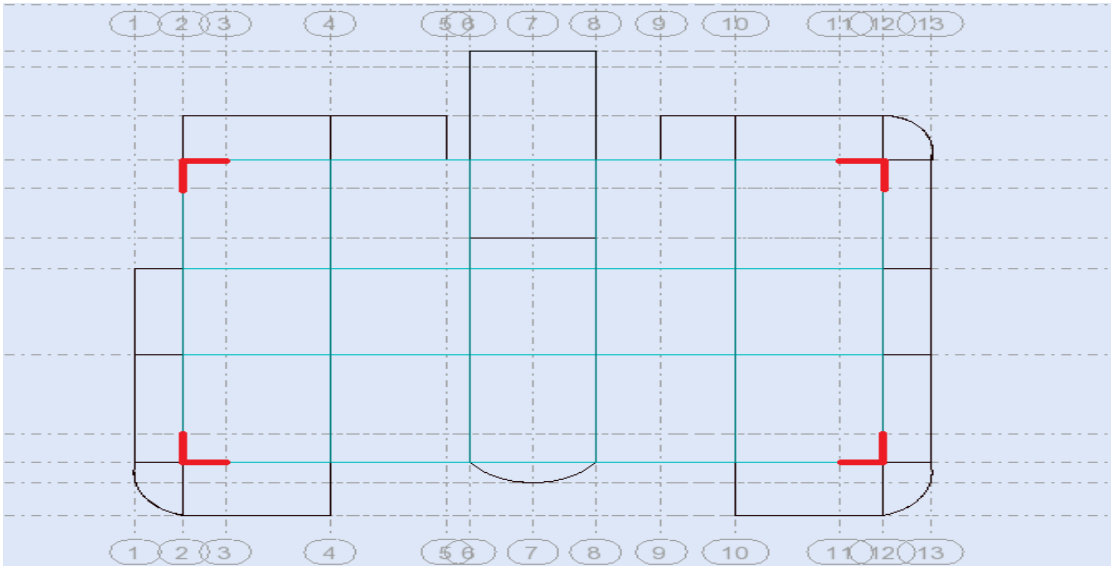
VII.3 ferraillage des voiles:

Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre pricipalement les forces horizontales dues au vent ou au séisme, Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi qu'à l'action des sollicitations dues au séisme.
Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les voiles dans notre structure sont déposés d'une façon symetrique comme le montre la figure ci-dessous :



Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : sous-sol et RDC.
Zone II : Etage 1 et 2
Zone III : Etage 3,4,5,6
Zone IV : Etage 7,8

Conception

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (pas de torsion). L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Les combinaisons des actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

VII.3.1 Ferraillage des voiles:

a) Exposé de la méthode de calcul

La méthode de calcul consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \dfrac{N}{B} + \dfrac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{min} = \dfrac{N}{B} - \dfrac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \dfrac{L_{voile}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

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

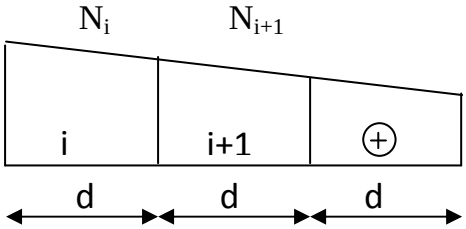
Avec :
he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;
Lt : longueur tendue.

Lc : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

$L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :



- Section entièrement comprimée

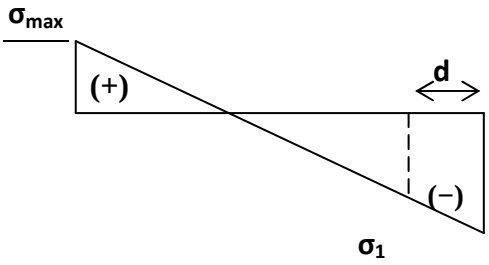
$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

Avec :

e : épaisseur du voile

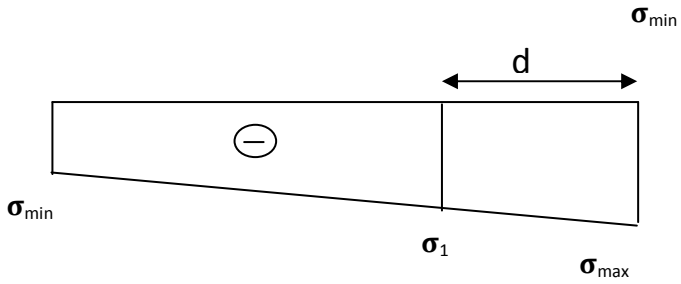
- Section partiellement comprimée

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} .d \cdot e \end{cases}$$



- Section entièrement tendue

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



➢ Calcul des sections d'armatures verticales

- Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

σ_s : Contrainte de l'acier à 2 ‰ = 348 MPa

- Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➢ Armatures minimales

- Pour une section partiellement comprimée

$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$ **(Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés 99)**

$$0.2\% \leq A_v = \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\ \%$$

- Pour une section entièrement tendue

$$\mathbf{A}_{min \geq} \max \left\{ \frac{Bft_{28}}{fe}; 0.15\% B \right\}$$

- Section partiellement comprimée

$$\mathbf{A}_{min \geq} \max \left\{ \frac{0.23 Bft_{28}}{fe}; 0.005 B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➢ Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø

Ferraillage des voiles

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\,\% \cdot B$

A_V : section d'armature vertical

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003)**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- **Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003)**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$Avec : \begin{cases} A_{vj} = 1.1\frac{V}{f_e} \\ V = 1.4\,T \end{cases}$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Armatures de Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq$ 4HA10.

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

Disposition constructives

- **Espacement**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S \leq 1.5e$

$S \leq 30$ cm

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Ø pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signes des efforts est possible.
- ✓ 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

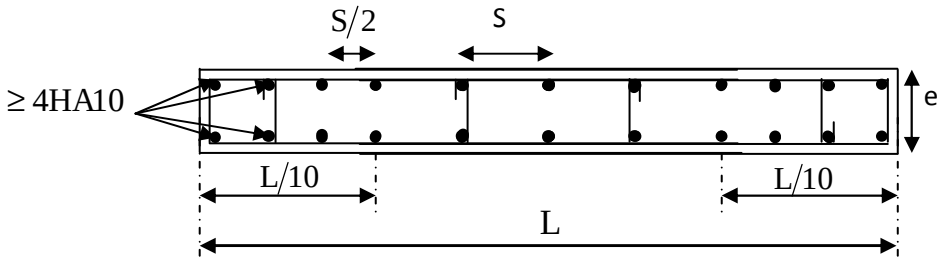


Fig.VI.1 Disposition des armatures verticales dans les voiles

VII.2 Vérifications à l'ELS:

Pour cet état, il considère :

$N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99 vs2003 (Art 7.7.2)**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \qquad \text{Et : } V = 1.4\ V_{u,calcul}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 2.5MPa \quad ; \qquad \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

VII.3 Exemple de calcul:

Soit a calculer le ferraillage d'un voile longitudinal VL1= 1.00 m sur la zone I, SPC.

- **Caractéristiques géométriques**

L = 1.00 m, e = 0.20 m ; B = 0.20 m^2

$\sigma_{max} = 3540.9 kN/m^2$

$\sigma_{min} = -2969.1 kN/m^2$

La section est partiellement comprimée

- **Calcul de la longueur comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L$$

Avec :

L_c=0.54 m , L_t= L- L_c=0.46 m

Le découpage de diagramme est sur une seule bandes de longueur= Lt

➢ **Armatures verticales**

$\sigma_1 = \sigma_{min}$

$N = \frac{\sigma_1 + \sigma_{min}}{2} \times Lt.e = 273.16$ kN

$$A_v = \frac{N}{\sigma_{s2}} = 7.85 cm^2$$

- **Armatures de couture**

$$A_{vj}= \frac{1.1\times V}{f_e} = 1.1\times \frac{1.4\times 77.350}{40}$$

$A_{vj}= 1.40\ cm^2$

Armatures minimales selon la réglementation

$$A_{min} = \max\left(0.005B;\ 0.23\frac{B\cdot f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} = 10\ cm^2$$

On a $A_V= 7.85cm^2 < A_{min}= 10\ cm^2$

Donc on doit ferrailler avec A_{min}

$A_{min} =10\ cm^2$

soit : 4HA14 avec un espacement st=15cm

Le ferraillage adopté pour toute la surface de la première bande du voile est :

$A_{V\ adoptée} =12.32\ cm^2$

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10∅

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = 3.08\ cm^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0.15\% \cdot B$

$A_h \geq 0.15\% \times B = 0.0015 \times 2000 = 3\ cm^2$
Soit : 17HA10 = 13.35 cm²
Avec (B): section du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➢ Armature transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.
Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression (Article 7.7.4.3 du RPA 2003).
Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré.

✓ Vérification des contraintes

- **Selon le BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{36.05 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.20 MPa$$

$$\tau_u = 0.20 MPa < \overline{\tau}_u = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 MPa$$

- **Selon RPA 2003** $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 36.05 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 0.28\ MPa$

$$\tau_b = 0.28\ MPa < \tau_b = 5\ MPa$$

Vérification à l'ELS:

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{985.16 \times 10^3}{0.20 \times 10^6 + 15 \times 12.32 \times 10^2} = 4.51\ MPa$$

$$\sigma_b = 4.51\ MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa$$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

Ferraillage des voiles (VL1 ;VL2 ; VL3 ;VL4) sens yy:

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m²]		3540.9	3142.75	3070.45	1061.85
	σ_{min} [kN/m²]		-2969.1	-3310.85	-3964.55	-1838.5
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		36.05	52.92	69.32	20.3
	L_t(m)		0.46	0.51	0.56	0.64
	L_c(m)		0.54	0.49	0.44	0.36
	σ_1 [KN/m²]		2969.1	3310.85	3964.55	1838.5
	N (kN)	N	273.16	337.7	444.03	235.33
	A_v (cm²)	A_V	7.85	9.70	12.75	6.76
	A_{vj} (cm²)		1.40	2.04	2.66	0.78
	A (cm²)	$A=A_v+A_{vj}/4$	8.20	10.21	13.42	6.95
	A_{min} (cm²)		10	10	10	10
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)		12.32	12.32	15.39	11.31
Ferraillage des voiles	Choix des barres		**2 4HA14**	**2 4HA14**	**2 5HA14**	**2 5HA12**
	S_t (cm)		15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A_{Hmin}=0.0015×B (cm²)/bande		3	3	3	3
	A_H /nappe (cm²)		3.08	3.08	3.85	2.82
	Choix des barres/nappe (cm²)		17HA10 /nappe	17HA10/nappe	17HA10/nappe	17HA10/nappe
	ep =20 cm		(A=13.35 cm²)	(A=13.35 cm²)	(A=13.35 cm²)	(A=13.35 cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversale		**4 Epingles HA8/m²**			**4 Epingles HA8/m²**
	contrainte	t_u(MPa)	0.20	0.30	0.39	0.12
		t_b(MPa)	0.28	0.41	0.54	0.16
	ELS	N_s (kN)	985.16	908.05	796.15	281.9
		σ_b(MPa)	4.51	4.15	3.56	1.30

- ✓ **Toutes les contraintes sont vérifier**

Chapitre VII

Ferraillage des voiles

Ferraillage des voiles (VT1 ;VT2 ; VT3 ;VT4) sens xx

Zones			**Zone I**	**Zone II**	**zone III**	**zone IV**
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.00	1.00	1.00	1.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m)		0.20	0.20	0.20	0.20
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m²]		5509.55	5775	5974.2	2400.75
	σ_{min} [kN/m²]		-5086 .45	-3765	-4450.2	-1589.25
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		130.2	115.56	135.84	57.93
	L_t(m)		0.48	0.40	0.45	0.40
	L_c(m)		0.52	0.60	0.55	0.60
	σ_1 [KN/m²]		5086.45	3765	4450.2	1589.25
	N (kN)	N	488.29	301.2	382.7	127.14
	A_v (cm^2)	A_V	14.03	8.65	11.00	3.65
	A_{vj} (cm^2)		5.01	4.5	5.23	2.23
	A (cm^2)	$A=A_v+A_{vj}/4$	15.28	9.78	12.30	4.20
	A_{min} (cm^2)		10	10	10	10
	$A_{v\ adopté}$ (cm^2)		18.47	11.31	13.57	11.31
Ferraillage des voiles	Choix des barres		**2 6HA14**	**2 5HA12**	**2 6HA12**	**2 5HA12**
	S_t (cm)		10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
	A_{Hmin}=0.0015×B (cm^2)/bande		3	3	3	3
	A_H /nappe (cm^2)		4 .61	2.82	3.39	2.82
	Choix des barres/nappe (cm^2)		17HA10 /nappe	17HA10/nappe	17HA10/nappe	17HA10/nappe
	ep =20 cm		(A=13.35 cm^2)	(A=13.35 cm^2)	(A=13.35 cm^2)	(A=13.35 cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m^2			4 Epingles HA8/m^2
	contrainte	t_u(MPa)	0.72	0.64	0.75	0.32
		t_b(MPa)	1.01	0.89	0.90	0.45
	ELS	N_s (kN)	1006.552	924.412	809.292	296.813
		$\boldsymbol{\sigma}_b$(MPa)	4.42	4.26	3.67	1.36

- ✓ **Toutes les contraintes sont vérifier**

Chapitre VIII:

Etude du voile périphérique



VIII Etude du voile périphérique:

Introduction

Afin de retenir le sol du talus, on prévoit un voile périphérique au tour de coté amant de la structure, qui servira à ceinturer la structure et à reprendre les charges provenant des poussées des terres et aussi à limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.

VIII.1 Pré dimensionnement du voile périphérique:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour un voile périphérique doit être supérieure ou égale a 15 cm. Pour notre cas nous avons opté pour une épaisseur de 20 cm. Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimum des armatures est de (0.10% B) dans les deux sens (horizontal et vertical).

- **Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol**

Surcharge éventuelle : q = 1 t/m²

Poids volumique des terres : γ= 18 kN/m ^{3}
Angle de frottement : $\varphi = 30^0$
Cohésion : C =0
La contraint de Sol : σ_{sol}= 2 bars

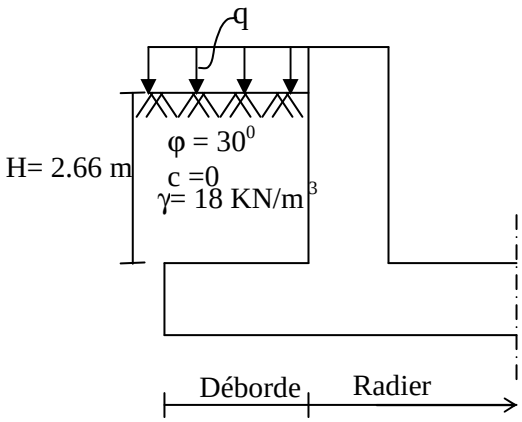


Fig.VI.1 voile plaque de soutènement

- **Contrainte de sollicitations**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.
Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V
σ_V Contrainte verticale
σ_H Contrainte horizontale

$\sigma_H = K_0 . \sigma_V$

Avec :

K_0 coefficient des poussées des terres au repos

φ angle de frottement interne

$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30° = 0.5$

VIII.2 Calcul des sollicitations :

➢ A l'ELU :

$\sigma_H = K_0 (1.5q + 1.35\gamma . h)$

Pour : $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 7.5$ kN /m^2

Pour : $h=2.66m \rightarrow \sigma_2 = 39.82$ kN/ m^2

➢ A l 'ELS:

$\sigma_h = K_0 (q + \gamma . h)$

Pour $h=0 \rightarrow \sigma_1 = 5$ kN/m²

Pour $h=2.66$ m $\rightarrow \sigma_2 = 28.94$ kN/m²

VIII.2.1 diagramme des contraintes:



Fig.VI.2 Diagramme des contraintes

VII.2.2 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

ELU : $q_u = \dfrac{(3\sigma_2 + \sigma_1).1}{4} = 31.74$ kN/ml

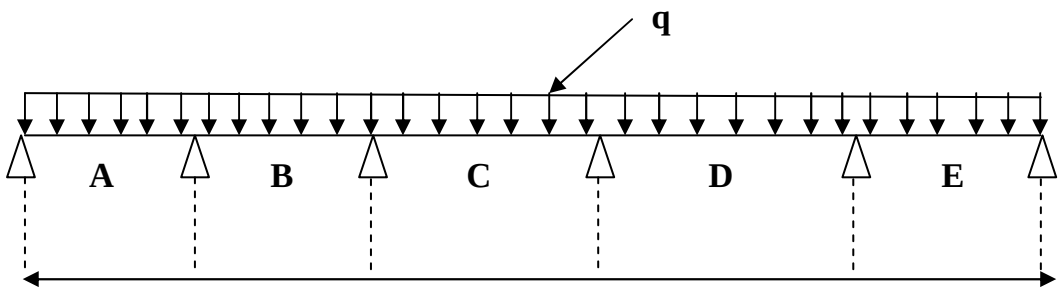
ELS : $q_s = \dfrac{(3\sigma_2 + \sigma_1').1}{4} = 22.95$ kN/ml

VIII.3 Ferraillage du voile périphérique

VII.3.1 Méthode de calcul:

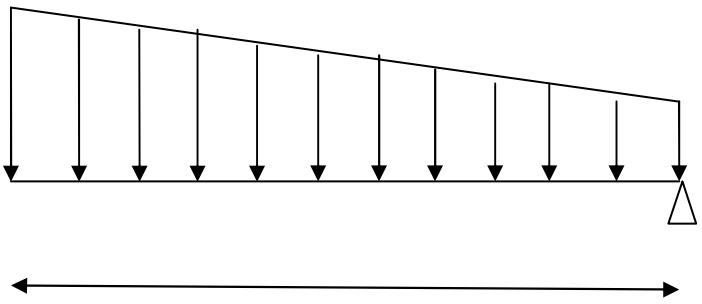
Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres

Schéma statique
Sens x-x



3.50 m **3.35 m** **3.00 m** **3.35 m** **3.50 m**

Sens z-z



h= 2.66 m

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ROBOT. Les résultats sont représentés dans les figures ci-après :

Chapitre VIII

Etude du voile périphérique

Voile Périphérique			
Caractéristiques géométriques	L (m)		5.45
	e (m)		0.20
	B (m)		1.09
Sollicitations de calcul	σ_{max} [kN/m²]		57.12
	σ_{min} [kN/m²]		-208.86
	Nature de la section		SPC
	V_u (kN)		170.73
	L_t(m)		1.20
	L_c(m)		4.25
	σ_1 [KN/m²]		104.43
	N (kN)	N1	18.79
		N2	6.26
	A_v (cm^2)	A_{V1}	0.54
		Av_2	0.18
	A_{vj} (cm^2)		6.57
	A (cm^2)	$A=A_{v1}+A_{vj}/4$	2.18
		$A=A_{v2}+A_{vj}/4$	3.46
	A_{min} (cm^2)		27.25
	A_v adopté (cm^2)	Bande 1	28.15
		Bande 2	28.15
Ferraillage des voiles	Choix des barres		**2 7HA16**
	S_t (cm)		15 cm
	A_{Hmin}=0.0015×B (cm^2)/bande		16.35
	A_H /nappe (cm^2)		7.04
	Choix des barres/nappe (cm^2)		17HA10 /nappe
	ep =20 cm		(A=13.35 cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversale		4 Epingles HA8/m^2
	contrainte	t_u(MPa)	0.20
		t_b(MPa)	0.28
	ELS	N_s (kN)	985.16
		$\boldsymbol{\sigma}_b$(MPa)	4.51

VIII.4 Vérification à l'ELU:

- **Section minimale**
- **Selon le BAEL 91/99 (Condition de non fragilité)**

$$A_{min} = \frac{0.23\ b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times100\times17\times2.1}{400} = 2.05\ cm^2$$

- **Selon le RPA99/2003**

La section minimale d'armatures verticales et horizontales est de 0.1%

$A_{min} = 0.001\times 100\times 20 = 2\ cm^2$

Sens x-x:

$A_{adoptée}$=21.99 cm² > A_{min} …… Condition vérifiée.

Sens z-z :

$A_{adoptée}$=16.08 cm² > A_{min} ……..Condition vérifiée.

Armatures transversales

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\ mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\emptyset_t$= 8 mm

Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1,1/BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b\ d} < \bar{\tau} = min\left\{\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}, 5\ MPa\right\} = 3.33\ MPa$$

Avec : T_{max}= 111.94 kN

$$\tau_u = \frac{111.94\times10^2}{1000\times170} = 0.66 < \bar{\tau}$$ ……Condition vérifiée.

Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi\ f_{t28} = 1.5\times2.1 = 3.15\ MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9\ d\ \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

Sens x-x

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 7\times3.14\times2 = 43.96\ cm$$

$$\tau_{se} = \frac{111.94\times10^2}{0.9\times170\times429.6} = 1.66MPa < 3.15MPa$$……..Condition vérifiée.

Sens z-z

$$\sum U_i = n.\pi.\emptyset = 8\times3.14\times1.6 = 40.19\ cm$$

$\tau_{se}=\frac{104.36\times10^3}{0.9\times170\times401.91}=1.69\ MPa<3.15MPa$……..Condition vérifiée.

VIII.5 Vérification à l'ELS:

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$\sigma_s\leq\overline{\sigma_s}=min\left\{\frac{2}{3}f_e,110\sqrt{n\times f_{tj}}\right\}=201.63\ MPa$

La contrainte de compression dans le béton :

$\sigma_{bc}\leq\overline{\sigma_{bc}}=15\ MPa$

Sens x-x

La section d'armatures adoptée est :A_s=18.09 cm^2

$\rho_1=\frac{100.A_s}{b_0d}=\frac{100\times21.99}{100\times17}=1.298\rightarrow\beta=0.8575\ et\ k=20.09$

$\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1dA_s}=\frac{56.37\times10^6}{0.8635\times170\times21.99}=178.02\ MPa$

$\sigma_s<\overline{\sigma_s}$ …….Condition vérifiée.

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{k}=\frac{178.02}{17.68}=10.06\ MPa$

$\sigma_{bc}\leq\overline{\sigma_{bc}}$ …….Condition vérifiée.

Sens z-z

La section d'armatures adoptée est A_s=16.08 cm^2

$\rho_1=\frac{100.A_s}{b_0d}=\frac{100\times16.08}{100\times17}=0.945\rightarrow\beta=0.8635\ et\ k=21.65$

$\sigma_s=\frac{M_s}{\beta_1dA_s}=\frac{46.02\times10^6}{0.8635\times170\times16.08}=194.96\ MPa$

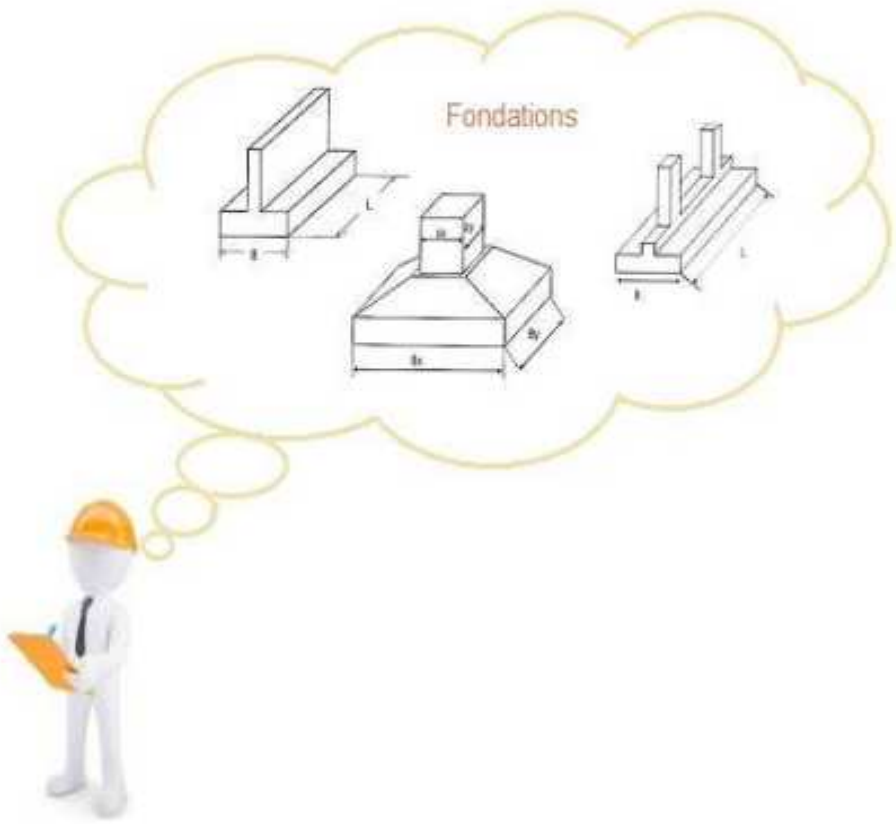
$\sigma_s<\overline{\sigma_s}$ ……..Condition vérifiée

$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_{st}}{k}=\frac{194.96}{21.65}=9.01\ MPa$

$\sigma_{bc}\leq\overline{\sigma_{bc}}$ …….Condition vérifiée.

Chapitre IX:

Calcul des fondations



Chapitre IX
Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées prés de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

IX. 1 Etude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est σ_{sol} **= 2 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.2 Choix du type de fondation:

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.
Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- L'économie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles filantes, un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

IX.3 Dimensionnement:

a) Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IX.1 Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) sens yy

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m²)
VPL1	820.384	5.45	0.75	4.08
VPL2	767.944	5.45	0.70	3.82
VPL3	1064.355	3.80	1.40	5.32
VPL4	759.943	3.80	1.00	3.80
VPL5	947.865	3.00	1.58	4.74
VPL6	900.338	3.00	1.50	4.50
VPL7	1494,128	3.80	1.97	7.50
VPL8	1380,930	3.80	1.82	6.92
				40.68

Tableau IX.2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) sens xx

Voiles	G+Q (kN)	L (m)	B (m)	S = B.L (m²)
VPT1	1481,197	3.50	2.12	7.42
VPT2	534,577	3.50	0.77	2.68
VPT3	1212,054	3.35	1.81	6.06
VPT4	521,631	3.35	0.79	2.65
VPT5	1540,064	3.00	2.57	7.71
VPT6	485,641	3.00	0.81	2.43
VPT7	1190,023	3.35	1.78	5.96
VPT8	503,702	3.35	0.76	2.55
VPT9	1027,875	3.50	1.47	**5.15**
VPT10	496,674	3.50	0.71	**2.49**
				45.1

$S_V = \sum S_i = 85.78 m^2$ Avec : S_V : *Surface totale des semelles filantes sous voiles.*

b) Semelles filantes sous poteaux

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B) (fil de poteaux le plus sollicité N_{smax}=931.22*KN*).

Fig. IX.1 répartition des efforts dans la semelle

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau Surface de semelles filantes sous poteaux

Poteau	**Pi=Gi+Qi (kN)**	**Mi (kN.m)**	**ei(m)**	**Pi x ei (kN.m)**
1	634,966	8,755	8,025	5095.60
2	440,111	-0,014	4.225	1859.47
3	391,682	3,396	1.225	6059.97
4	327,846	-0,016	-2.575	-844.20
5	260,363	5,428	-6.375	-1659.81
6	319,206	0,051	-8.025	-2561.63
Somme	**2374.174**	**17.6**	-3.5	**7949.40**

Tableau VIII.3 Surface de semelles filantes sous poteaux

✓ **Détermination de la largeur de la semelle**

sachant que : $\sigma_{sol} \geq \frac{\sum Ns}{S} \Longrightarrow S \geq \frac{\sum Ns}{\sigma_{sol}}$

$S \geq \frac{2374.174}{200} = 11.87 m^2$

la longueur de la semelle est de 16.05m en plus des débords L=16.05+2d=17.00m

Donc : B=S/L=0.69m

On prend B=0.70m $\Longrightarrow$ S=B.L = 0.7x17 = 11.9m²

c) Surface totale des semelles sous poteaux :

La surface totale des semelles sous poteaux est : Sp= S x n

n : Nombre de portique dans le sens considéré

Sp=11.90x6=71.40m²

d) Surface totale des semelles sous poteaux et sous voiles :

St=Sp+Sv= 71.40+ 85.78

St=157.18m²

e) Surface totale de la structure :

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 277.95 m^2$

✓ le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{157.18}{277.95} = 0.56 = 56\% \Rightarrow S_t > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

IX.4 Etude du radier général:

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

a) Pré dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale

L'épaisseur minimale du radier doit avoir au moins 25 cm (RPA99vs2003)

❖ **Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{max}}{8} \le h_r \le \frac{L_{max}}{5}$$

$$\frac{545}{8} \le h_r \le \frac{545}{5} \Rightarrow 68.125\ cm \le h_r \le 109\ cm$$

On prend h_r= 70 cm

❖ **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \ge \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_{max} \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ Ce qui conduit à } h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ; I= $bh^3/12$

E : Module de déformation longitudinale déférée E =3700.$\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 10818.86 MPa

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2\times 5.45}{\pi}\right)^4 \times \frac{3\times 40}{10818.86}} = 98.7cm$

On prend h=100 cm

- **La dalle :** la dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :
  - $h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de $25cm$
  - $h_d \geq \frac{545}{20} = 27.25\ cm$

On prend h_d= 30 cm

- **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5\ cm$

On prend h_n= 70 cm

Largeur de la nervure : $0.4h_n \leq b \leq 0.7\ h_n$ = 28 cm ≤b≤49 cm
On prend b=50 cm

Conclusion
D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :
h_r=100 cm ……. Hauteur totale du radier.
h_n=70 cm ……. Hauteur de la nervure
h_d= 30 cm…… Hauteur de la dalle
b= 50 cm…….. Largeur de la nervure.

b) Calcul des charges nécessaires au radier

- **Combinaison d'actions**

✓ **A l'ELU :** $N_u = 1.35\times G + 1.5\times Q = 1.35\times 25384.607 + 1.5\times 5918.004 = 43146.225\ kN$

✓ **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 25384.607 + 5918.004 = 31302.611 kN$

Détermination de la surface du radier
La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- ✓ **A l'ELU :** $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_U}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{43146.225}{1.33 \times 200} = 162.20 \ m^2$
- ✓ **A l'ELS :** $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{31302.611}{200} = 156.52 \, m^2$

D'où : $S_{bat} = 277.95 \, m^2 > S_{rad} = \max(162.20; 156.52) \, m^2$

❖ **Remarque**

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{100}{2} = 50 \ cm; 30\,cm\right) = 50 \ cm$$

On prend: $L_{déb} = 50\ cm$

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$S_{rad} = 277.95 + (17 + 16.35) \times 2 \times 0.5 = 317.97\ m^2$.

Donc on aura une surface totale du radier **: $S_{rad} = 317.97\ m^2$**

c) Détermination des efforts à la base du radier:

1) Poids du radier

Remarque : G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord.

❖ Poids de la dalle

$P_d = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0.3 \times 317.97 = 2384.775$ kN

❖ Poids de la nervure

$P_n = b_n \times h_n \times L_n \times \rho_b$

L_n: longueur de la nervure.

$L_n = (17 + 1.00) X 5 + (16.35 + 1.00) X 6 = 196.3$ m

$P_n = 25 \times 0.7 \times 0.5 \times 196.3 = 1717.625$ kN

❖ Poids de la dalle flottante

$P_{df} = (S_{rad} - S_n) \times e_p \times \rho_b = 25 \times 0.1 \times (317.97 - 196.3 \times 0.5) = 549.55$ kN

- Poids de remblais

$P_{TVO}=(S_{rad}-S_n)(h_n-e_p)\rho_{TVO}=17\times(317.97 - 98.15)(0.70\times0.10)=261.58$ kN

G_{rad}= 2384.775+1717.625 +549.55+261.58 = 4913.53 kN

Charge permanente apportée sur le radier

$G_t= P_{(superstructure)}+ P_{(infrastructure)}+P_{(voile périphérique)}$
Avec :
$P_{(voile périphérique)}$ = (l + L) x 2 x b x h x ρ_b= (17.00+16.35)x2 x 0.20 x2.66 x25= 887.11 kN
G_t= 25384.607 +4913.53+887.11= 31185.247 kN

Charge d'exploitation apportée sur le radier
$Q_t= Q_{rad}+ Q_{(superstructure)}$
$Q_{rad}= 2.5\times S_{rad}= 2.5\times317.97= 794.925$ kN
Q_t= 5918.004+794.925 = 6712.93 kN

Combinaison d'action

- **ELU**: $N_u=1.35G_t+1.5\ Q_t=52169.48$ kN
- **ELS**: $N_s= G_t+ Q_t= 37898.18$ kN

Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- **Calcul du centre de gravité du radier**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit :

$$X_G=\frac{\sum S_i\cdot X_i}{\sum S_i}=8.5\ m\ ;\qquad Y_G=\frac{\sum S_i\cdot Y_i}{\sum S_i}=8.175\,m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$I_x=\frac{b.h^3}{12}=\frac{16.35\times(17.00)^3}{12}$= 6693.9625 m^4

$I_y=\frac{h.b^3}{12}=\frac{17.00\times(16.35)^3}{12}$= 6191.8574$m^4$

IX.5 Les vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 100\,cm$; $d = 0{,}9.h_d = 0{,}9 \times 30 = 27cm$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{52169.48 \times 1}{317.97} \times \frac{5.45}{2} = 447.10\ kN$$

$$\tau_u = \frac{447.10}{1 \times 0.27} = 1655.10\ kN/m^2 = 1.6551\ MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4MPa\right\} = 2.5\,MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ …… Condition vérifiée

Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment ;

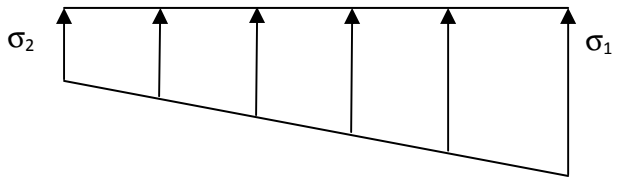
$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi} ,I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



FigIX Diagramme des contraintes

Ainsi on doit vérifier que :

- ✓ **A l'ELU:** $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\ \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)
- ✓ **A l'ELS:** $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

N_u= 52169.48 kN et N_s= 37898.18 kN

❖ **Sens longitudinal :**

I_y= 6191.8574m^4

T_{0x}= 2094.85 kN

M_{0x}= 39306.433 kN.m

M_X = 39306.433+2094.85×1.20 = 41820.253 k$N.m$

❖ **Sens transversal :**

I_x=6693.9625 m^4

T_{0x}= 1572.92 kN

M_{0x}= 29027.689 kN.m

M_y = 29027 +1572.92 ×1.20 = 30914.504 k$N.m$

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	Longitudinale	221.48	106.66	192.78	176.6	61.79	147.89
	Transversale	201.82	126.32	182.95	156.95	81.43	138.07

σ_{sol} = 200 kN/m^2

1.33σ_{sol}= 266 kN/m^2

D'après les résultats du tableau ci-dessus on trouve que les deux conditions sont vérifiées.

ELU :σ_m<1.33σ_{sol}

ELS :σ_m<σ_{sol}

Vérification au poinçonnement : (Art. A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

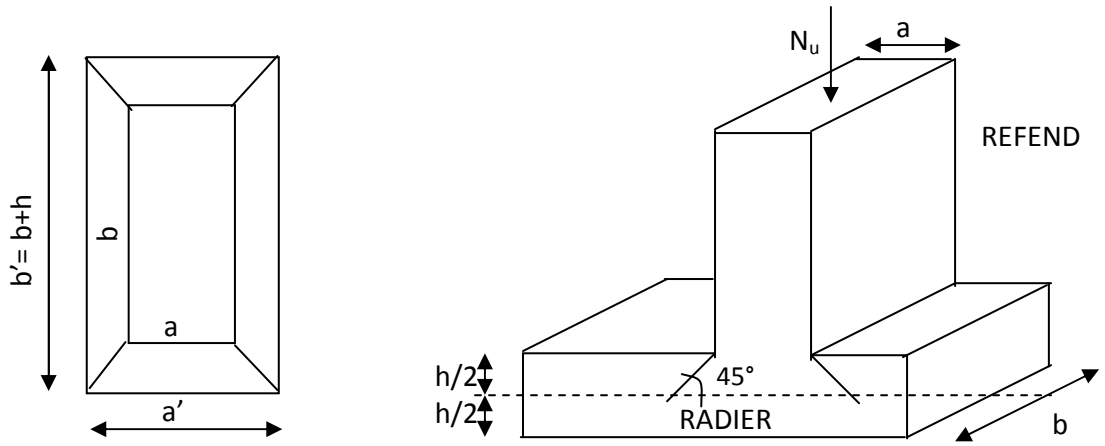
$$N_u \leq \frac{0.045\ \mu_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).



FigIX.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- **Calcul du périmètre utile μ_{cx}**

Poteau (le poteau le plus sollicité)

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0.45+0.45+2\times1.00) = 6.6\,m$$

$$N_u = 1214{,}986\,kN$$

$$N_u < \frac{0.045\times6.6\times1.20\times25000}{1.5} = 5940\ \ kN \text{..... Condition vérifiée}$$

Voile (le voile le plus sollicité)

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0.20+2.66+2\times1.00) = 10.52\,m$$

$$N_u = 2125.54\ \ kN$$

$$N_u < \frac{0.045\times10.52\times1.2\times25000}{1.5} = 9468\ \ kN \text{ .....Condition vérifiée}$$

IX.6 Ferraillage du radier:

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux. Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

Premier Cas : $\rho \leq 0.4$ ⟹ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

Deuxième Cas : $0.4 < \rho \leq 1$ ⟹ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent:

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ *avec* $(L_x < L_y)$

❖ **Remarque**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max}, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

✓ **A l'ELU**

$$q_U = \sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (192.78 - 1.35 \times \frac{4913.53}{317.97}) \times 1 = 171.92 \ kN/m^2$$

✓ **A l'ELS**

$$q_S = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (147.89 - \frac{4913.53}{317.97}) \times 1 = 132.44 \ kN/m^2$$

IX.6.1 Calcul à l'ELU:

Identification des panneaux et calcul des moments

$$M_{0X} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$
$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0X}$$

Panneaux	L_x(m)	L_y (m)	$\rho = L_x/L_y$	μ_x	μ_Y	M_{ox}	M_{0y}	obs
1	3.50	5.45	0.64	0.0759	0.356	159.85	56.91	2Sens

Tableau IX.4 Identification des panneaux

❖ **Remarque**

On calcul les moments suivant les deux sens et on détermine les armatures pour les deux directions L_x et L_y.

On conçoit en effet que, dans ce cas, une bande de 1 m dans le sens L_x se trouve soulagée par suite de la présence d'une bande de 1 m dans le sens L_y et inversement.

Il est donc logique d'affecter le moment calculé pour la portée L_x, d'un coefficient de réduction destiné à tenir compte de la présence de la bande de la portée L_y.

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

Moment en travée : 0.75 M_{0X} ou 0.75 M_{0Y}

Moment sur appuis : 0.5 M_0

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée :……. 0.85 M_{0X} ou 0.85 M_{0Y}

Moment sur appuis de rive :…… 0.3 M_0

Moment sur appui intermédiaire : ..... 0.5 M_0

$$\begin{cases} M_{0x} = 159.85\ kN.m \\ M_{0y} = 56.91\ kN.m \end{cases}$$

- **Correction des moments**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :
Dans notre cas on a des semi encastrement

Sens x-x : $M_{app\text{-}int}$= 0.5 M_{0X}=79.925 kN.m
$M_{app\text{-}riv}$= 0.3 M_{0X}=47.96 kN.m
M_t = 0.85 M_{0X}=135.87 kN.m
Sens y-y : $M_{app\text{-}int}$ = 0.5 M_{0Y}= 28.46 kN.m
$M_{app\text{-}riv}$ = 0.3 M_{0Y}= 17.073 kN.m
M_t = 0.85 M_{0Y}= 48.37 kN.m

- **Etape de calcul**

$$\mu_u = \frac{M_U}{bd^2 f_{bc}} \quad \mu < \mu_l = 0.392$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

sens	Zone	M (kN.m)	μ	Obs	β	A_u (cm2)	Ferraillage	A_u adoptée	S_t
x-x	travée	135.87	0.153	SSA	0.916	17.04	7HA20	21.99	15
	appui	79.925	0.09	SSA	0.953	9.64	6HA16	12.06	20
y-y	travée	48.37	0.54	SSA	0.972	5.72	7HA14	10.78	15
	appui	28.46	0.032	SSA	0.984	3.32	6HA14	9.24	20

Tableau XI.6 Ferraillage du panneau

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

Armatures parallèle au petit coté

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0.8}{2} = 2.64\, cm^2 / ml$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour HAFe400

Armatures parallèle au grand côté

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.40 cm^2 / ml$$

Aux appuis

$$\begin{cases} A_{ua}^{x} = 12.06\ m^2 > A_{\min} = 2.64\, cm^2 / ml \\ A_{ua}^{y} = 9.24\ cm^2 > A_{\min} = 2.40\, cm^2 / ml \end{cases}$$

En travée

$$\begin{cases} A_{ut}^{x} = 21.99\ cm^2 > A_{\min} = 2.64 cm^2 / ml \\ A_{ut}^{y} = 10.78\ cm^2 > A_{\min} = 2.40 cm^2 / ml \end{cases}$$

❖ **Espacement des armatures (BAEL91 modifié 99/ Art A.8.2.42)**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➢ **Espacement des armatures**

S_t^{max} = 20 cm < min (2h, 25cm) = 25cm ……condition vérifiée

➢ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}\ ; 4\text{MPa}\right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec : $V_u = \frac{q_u l}{2}$

$$\tau_u = \frac{q_u . l}{2.b.d} = \frac{171.92 \times 10^3 \times 5.45}{2 \times 1000 \times 25} = 1.87\ \text{MPa} < 2.5\text{MPa}$$ ……condition vérifiée

IX.6.1 Vérification à l'ELS:

- **Calcul des moments fléchissant**

L_x(m)	L_y(m)	$\rho = L_x/L_y$	q_s	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{0Y}
3.50	5.45	0.64	132.44	0.0813	0.519	131.90	68.46

TableauIX.7 Calcul des moments Mx et My à l'ELS

Sens x-x : $M_{app-int}$ = 0.5 M_{0X}= 65.95 kN.m appui intermédiaire.
$M_{app-riv}$ = 0.3 M_{0X}= 39.57 kN.m appui de rive.
M_t = 0.85 M_{0X}= 112.115 kN.m

Sens y-y : $M_{app-int}$ = 0.5 M_{0Y}= 34.23 kN.m appui intermédiaire.
$M_{app-rive}$ = 0.3 M_{0Y}= 20.54 kN.m appui de rive.
M_t = 0.85 M_{0Y}= 58.191 kN.m

Vérification de la résistance à la compression du béton (art.A.4.5.2 BAEL91)

Sens x-x
Contrainte dans l'acier
On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$= 0.6 f_{c28}= 15 MPa
$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$
$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

En travée
$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{21.99}{100 \times 25} \times 100 = 0.88.$
$\rho_1 = 0.88 \quad \Rightarrow K_1 = 22.59 \quad$ et $\beta_1 = 0.867$
$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{112.115 \times 10^3}{0.867 \times 25 \times 21.99} = 235.22 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 235.22$ [MPa] $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ...Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$
$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$MPa

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{235.22}{22.59} = 10.41 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 10.41$ [MPa] $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Aux appuis
Contrainte dans l'acier
$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{12.06}{100 \times 25} \times 100 = 0.4824$$

$\rho_1 = 0.4824 \quad \Rightarrow K_1 = 32.62 \quad \beta_1 = 0.895$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{65.95 \times 10^3}{0{,}895 \times 25 \times 12.06} = 244.4 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 244.4$ [[MPa] $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ... Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15[\text{MPa}]$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{244.4}{32.62} = 7.50 \text{ [MPa]}$$

$\sigma_{bc} = 7.50$ [MPa] $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$[MPa] ... ...Condition vérifiée

Sens y-y

En travée

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{10.78}{100 \times 25} \times 100 = 0.4312$$

$\rho_1 = 0.4312 \quad \Rightarrow K_1 = 34.50 \quad$ et $\beta_1 = 0.899$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{58.191 \times 10^3}{0.899 \times 25 \times 10.78} = 240.18 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 240.18$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ... Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{240.18}{34.50} = 6.96\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.96$ [MPa] $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Aux appuis

Contrainte dans l'acier

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{9.24}{100 \times 25} \times 100 = 0.3696$$

$\rho_1 = 0.3696 \Rightarrow K_1 = 38.19 \quad \beta_1 = 0.906$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{34.23 \times 10^3}{0.906 \times 25 \times 9.24} = 163.56 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 163.56$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ... Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{163.56}{38.19} = 4.28$ MPa

$\sigma_{bc} = 7.28$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n'y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

IX.7 Ferraillage du débord:

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 50cm, soumise à une charge uniformément repartie.
Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

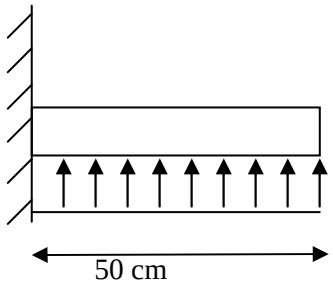


Fig.IX.4 Schéma statique d'un débord

a) Sollicitation de calcul

✓ **A l'ELU**

$P_u = 171.92$ *kN/ml* $\qquad M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-171.92 \times 0.5^2}{2} = -21.49$ *kN.m*

✓ **A l'ELS**

$P_s = 132.44$ *kN/ml* $\qquad Ms = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-132.44 \times 0.5^2}{2} = -16.56$ *kN.m*

b) Calcul des armatures

b= 1 m $\qquad$ d = 25cm $\qquad f_{bc} = 14.2$ MPa $\qquad \sigma_s = 400$MPa

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{fe}$

Les résultats de ferraillage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (kN.m)	μ_u	β	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Choix	A_{adop} (cm^2)	S_t (cm)
ELU	21.49	0.024	0.988	2.5	3.02	4HA14	6.16	25

Tableau IX.8 Ferraillage à l'ELU

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6{,}16}{4} = 1{,}54 cm^2 \Rightarrow$$ on adopte 4HA12 = 4,52cm²/ml.

Avec un espacement de 25 (cm)

Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.49}{16.56} = 1.3 \qquad \alpha = 0.03325 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.40$$

$\Rightarrow$ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{radier} > A_{debord} \Rightarrow$, et afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferraillage du débord

IX.8 Etude des nervures:

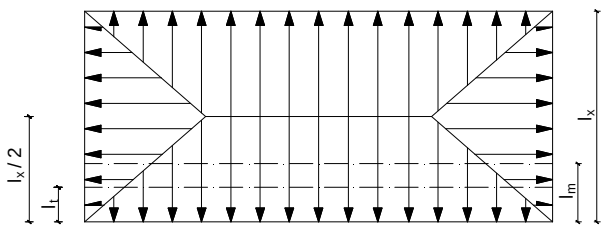
Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique

- **Charge trapézoïdale**



$$l_m = l_y\left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$l_t = l_y\left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

- **Charge triangulaire**

$l_m = 0.333 l_x$

$l_t = 0.25 l_x$

Charges à considérer

❖ **Sens transversal**

$q_{Mu} = q_u \times L_m = 171.92 \times 2.35 = 404.012\ kN/ml.$

$q_{Ms} = q_s \times L_m = 132.44 \times 2.35 = 311.234\ kN/ml.$

$q_{Tu} = q_u \times L_t = 171.92 \times 1.853 = 318.57\ kN/ml.$

❖ **Sens longitudinal**

$q_{Mu} = q_u \times L_m = 171.92 \times 1.165 = 200.29\ kN/ml.$

$q_{Ms} = q_s \times L_m = 132.44 \times 1.165 = 154.29\ kN/ml.$

$q_{Tu} = q_u \times L_t = 171.92 \times 0.875 = 150.43\ kN/ml.$

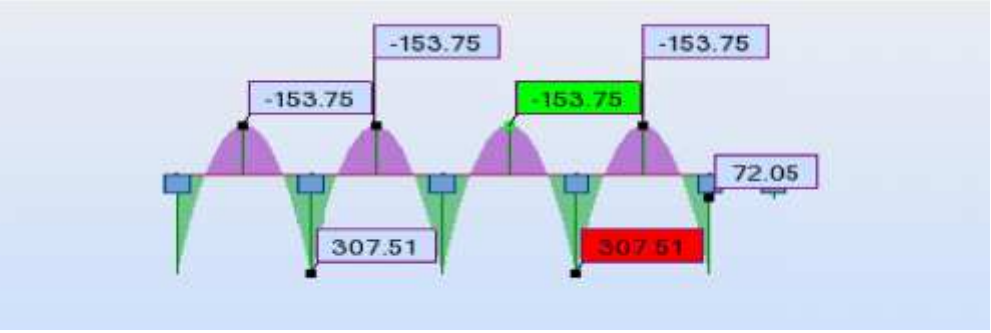
Vue que la nervure reçoit deux charges une par la gauche et l'autre par la droite
Donc la charge trouvée sera multipliée par deux.

- **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**

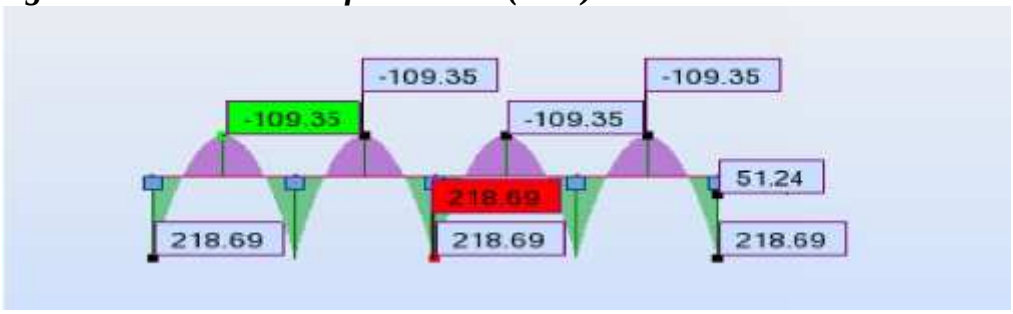
❖ **Sens longitudinal xx**

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Robot2010

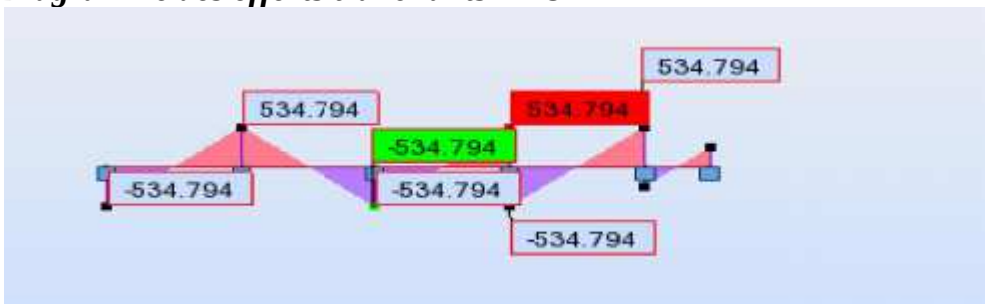
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU)



B. Diagramme des moments fléchissant (ELS):



C. Diagramme des efforts tranchants ELU



D . ***Diagramme des efforts tranchants ELS***



❖ **Sens transversal**

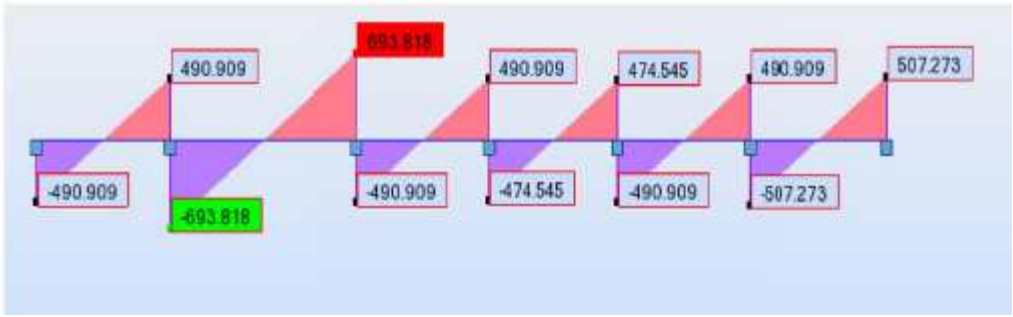
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU)



B. Diagramme des moments fléchissant (ELS)



C. Diagramme des efforts tranchants (ELU):



D. Diagramme des efforts tranchants (ELS):



Sollicitations maximales

A. Sens longitudinal xx

$M_{tu\,max} = 153.75\ \ kN.m.$

$M_{au\,max} = 307.51\ \ kN.m$

$M_{ts\,max} = 109.35\ \ kN.m.$

$M_{as\,max} = 218.69\ \ kN.m.$

$T_{u\,max} = 534.794\ \ kN.$

B. Sens transversal yy

$M_{tu\,max} = 245.15\ kN.m.$

$M_{au\,max} = 490.30\ kN.m$

$M_{ts\,max} = 174.65\ kN.m.$

$M_{as\,max} = 349.29\ kN.m.$

$T_{u\,max} = 693.818\ kN.$

IX.9 Le ferraillage:

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b= 50 *cm*; d = 95 *cm*; f_{bc} = 14.2*MPa*; σ_s = 348*MPa*

			M (kN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	St	Choix	$A_{ado}(cm^2)$
ELU	Longitudinal	Appui	307.51	0.048	0.975	9.54	15 cm	4HA14(filante) +4HA14(Chapeau)	12.30
		Travée	153.75	0.024	0.988	4.71	15 cm	4HA14(filante) +2HA12(chapeau)	8.41
	transversal	Appui	490.30	0.076	0.960	15.45	15cm	4HA16(filante) +4HA16(chapeau)	16.08
		Travée	245.15	0.038	0.981	7.56	15cm	4HA16(filante) +2HA12(chapeau)	10.30

Tableau IX.9 Ferraillage des nervures à l'ELU.

IX.10 Vérifications à l'ELU:

Condition de fragilité

$A_s > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.73\ cm^2$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \le \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ = 693.818 k*N*

$$\tau_u = \frac{693.818 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.46 MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5 MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$$

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 mm \qquad \text{Soit } \phi = 10\ mm$$

On prend 2 cadres de ϕ=10*mm*

Espacement des armatures

- **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ; 12\phi_L\right\} = \min\{30;19.2\} = 20\ cm$$

Soit $St = 15$ cm en zone nodale.

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 30 cm$$

Soit S_t= 25cm en zone courante.

La quantité d'armatures transversales

- **En zone nodale *:*** $A_{min} = 0.003\ S_t b = 2.25\ cm^2$
- **En zone courante :** $A_{min} = 0.003\ S_t b = 3.75\ cm^2$

✓ **Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas,la hauteur de la nervure est de 70 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$A_p = 3\ cm^2/ml \times 0{,}70 = 2{,}1\ cm^2$ par parois

Soit donc 2HA14 avec A_s= 3,08 cm^2

IX.11 Vérification à l'ELS:

Sens x-x

Contrainte dans l'acier

On doit vérifier si : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6\, f_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$.

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$

En travée

$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{8.41}{100 \times 95} \times 100 = 0.0885$

$\rho_1 = 0.108 \quad \Rightarrow K_1 = 85.91 \quad$ et $\beta_1 = 0.950$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{109.35 \times 10^3}{0.950 \times 95 \times 8.41} = 144.07$ MPa

$\sigma_{st} = 144.07$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ...Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{144.07}{85.91} = 1.67$ MPa

$\sigma_{bc} = 1.67$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Aux appuis

Contrainte dans l'acier

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{12.30}{100 \times 95} \times 100 = 0.129$

$\rho_1 = 0.129 \quad \Rightarrow K_1 = 69.75 \ \beta_1 = 0.941$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{218.69 \times 10^3}{0{,}941 \times 95 \times 12.30} = 198.89$ MPa

$\sigma_{st} = 198.89$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ... Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{198.89}{69.75} = 2.85$ MPa

$\sigma_{bc} = 2.85$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Sens y-y

En travée

$\rho_1(\%) = \frac{A_{st}}{b \times d} \times 100 = \frac{10.30}{100 \times 95} \times 100 = 0.108.$

$\rho_1 = 0.108 \Rightarrow K_1 = 75.91$ et $\beta_1 = 0.945$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{174.65 \times 10^3}{0.945 \times 95 \times 10.30} = 188.88$ MPa

$\sigma_{st} = 188.88[\text{MPa}] \leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ... Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{188.88}{75.91} = 2.49$ MPa

$\sigma_{bc} = 2.49$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Aux appuis

Contrainte dans l'acier

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{16.08}{100 \times 95} \times 100 = 0.169$

$\rho_1 = 0{,}169 \Rightarrow K_1 = 59.63 \quad \beta_1 = 0{,}933$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{349.29 \times 10^3}{0{,}933 \times 95 \times 16.08} = 245.07$ [MPa]

$\sigma_{st} = 245.07$ MPa $\leq \bar{\sigma}_s = 348$ MPa ... ... Condition vérifiée

Contrainte dans le béton

On doit donc s'assurer que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$MPa

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{245.07}{59.63} = 4.11$ MPa

$\sigma_{bc} = 4.11$ MPa $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa ... ...Condition vérifiée

Vérification des contraintes dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors il n’y a aucune vérification à faire. Donc les armatures calculées à l’ELU sont suffisantes à l’ELS.

Conclusion

L'étude d'une structure mixte s'est avérée très intéressante, en effet, l'insertion des voiles a largement rigidifié la structure étant donné qu'elle est implantée dans une zone de forte sismicité, cela a été remarqué dans les résultats de la période et déplacements obtenu par le logiciel ROBOT,

Nous avons su comment faire en sorte à ce que les voiles soient disposés de façon symétrique et comment minimiser la torsion qui ne devrait pas apparaitre dans les deux premiers modes.

Concernant le ferraillage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons de l'ELU et accidentelles pour ensuite ferrailler selon le cas le plus défavorable, effectuer les vérifications à l'ELS sans oublier de bâtir sur de bonnes dispositions constructives.

Communiquer avec d'autres ingénieurs plus expérimentés pour ainsi bénéficier de leur expérience, nous avons aussi pu maitriser plusieurs logiciels…etc.

En résumé, nous avons mis en œuvre dans ce projet de fin d'étude, toutes les connaissances acquises et nous n'en avons appris des nouvelles qui vont être notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier surprenant de l'ingénieur en génie civil.



Bibliographie

- ✓ Formulaire du béton armé volume1 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Formulaire du béton armé volume2 –VICTOR DAVIDOVICI-
- ✓ Résistance des matériaux formulaire par Jean COURBON et Jean-Noël THEILLOUT
- ✓ Conception et calcul des structures de bâtiment par HENRY THONIER
- ✓ Choisir et réaliser les fondations par HENRI RENAUD
- ✓ Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
- ✓ BAEL 91 révisé 99
- ✓ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- ✓ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- ✓ Cours et TD du cursus

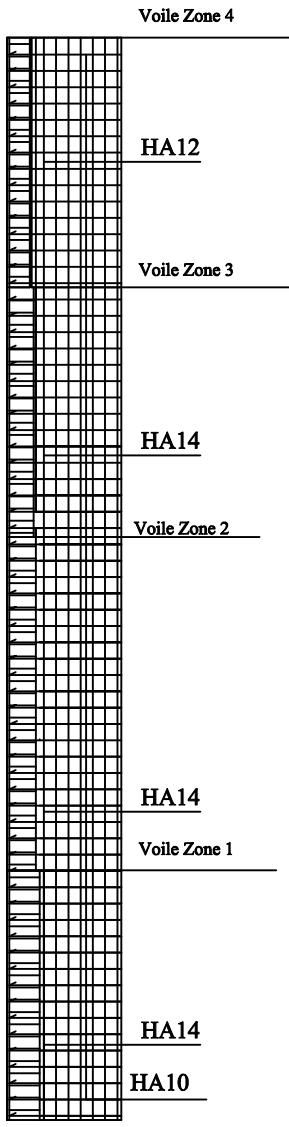


Logiciels utilisés

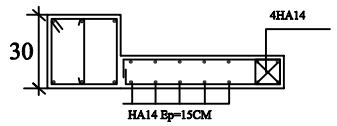
- ✓ **Robot 2010**
- ✓ **Autocad**
- ✓ **Expert 2010**
- ✓ **Outil de capture**
- ✓ **Word**
- ✓ **Power point**
- ✓ **Exel**
- ✓ **Paint**



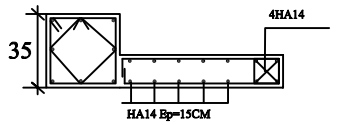
Ferrailage des voiles (VL1 VL2 VL3 VL4)sens YY



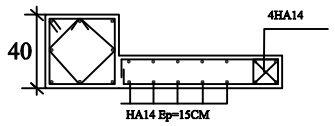
FERRAILLAGE DE VOILE VL4 ZONE4



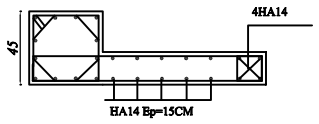
FERRAILLAGE DE VOILE VL3 ZONE3



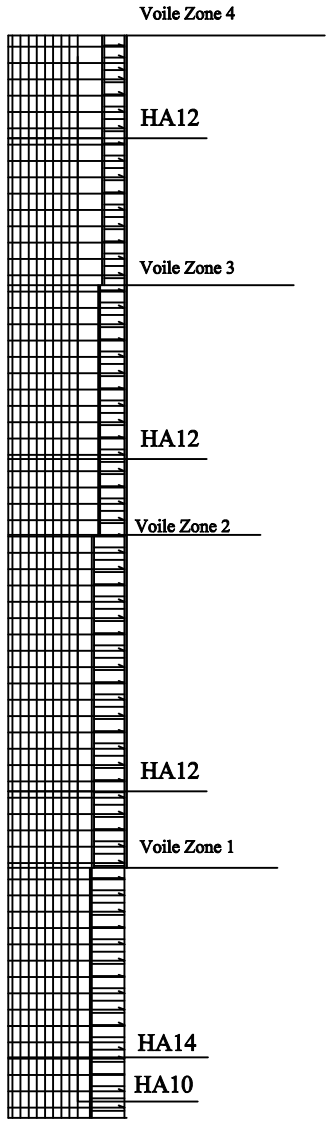
FERRAILLAGE DE VOILE VL2 ZONE2



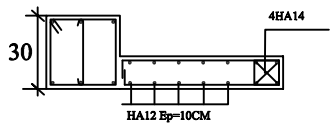
FERRAILLAGE DE VOILE VL1 ZONE1



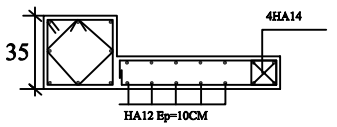
Ferrailage des voiles (VT1 VT2 VT3 VT4) sens xx



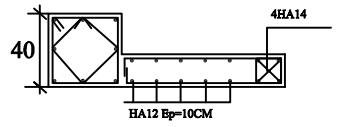
FERRAILLAGE DE VOILE VT4 ZONE4



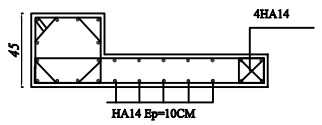
FERRAILLAGE DE VOILE VT3 ZONE3



FERRAILLAGE DE VOILE VT2 ZONE2

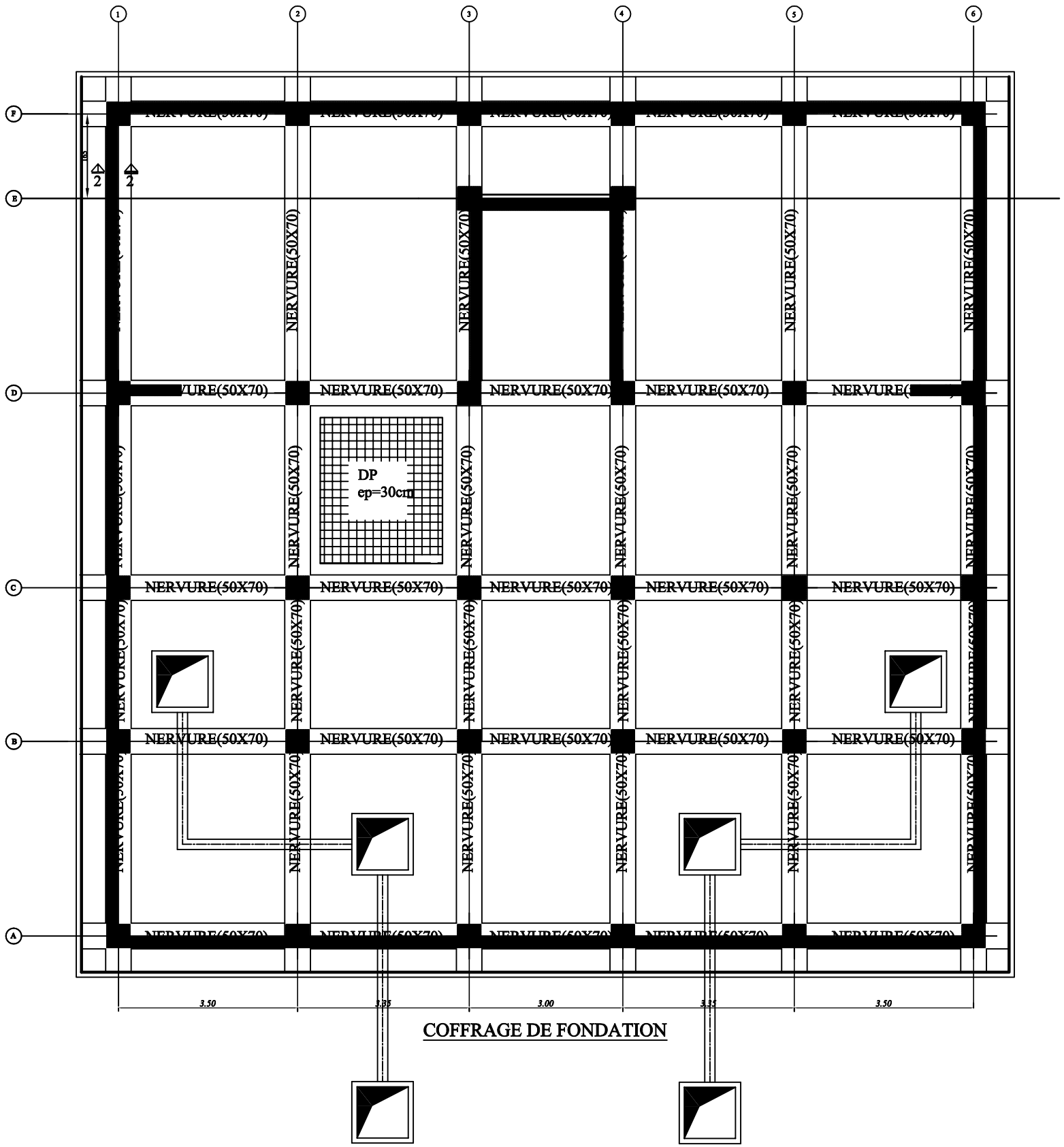


FERRAILLAGE DE VOILE VT1 ZONE1

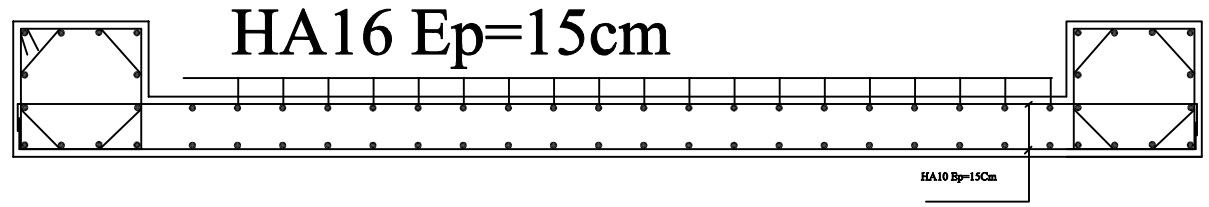


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

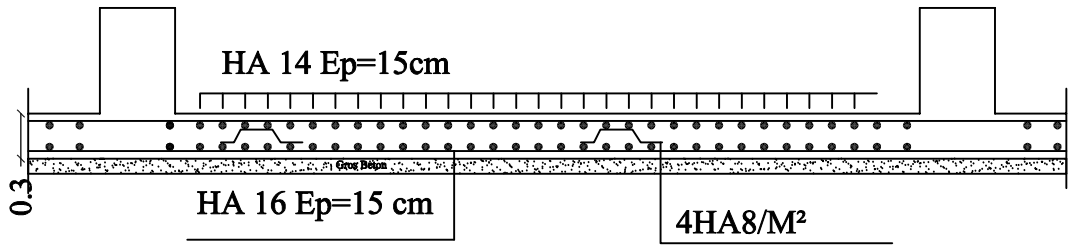
ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : FERRAILLAGE DES Voiles
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :



COFFRAGE DE FONDATION



Detaille de voile peripherique

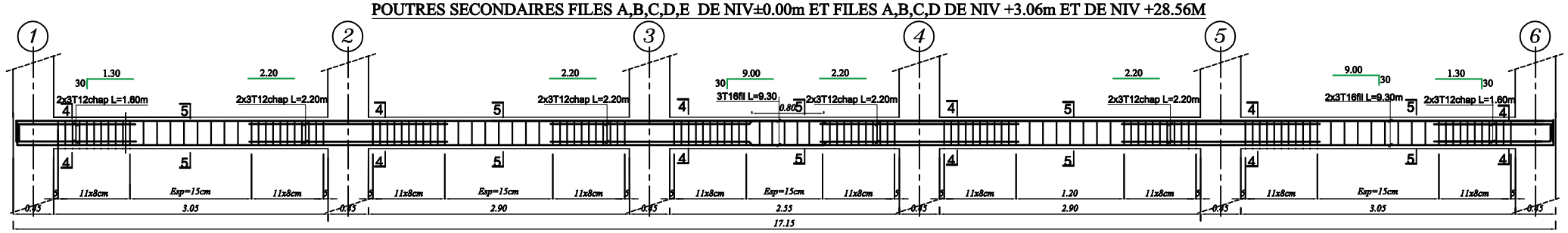


Ferraillage de la dalle de radier

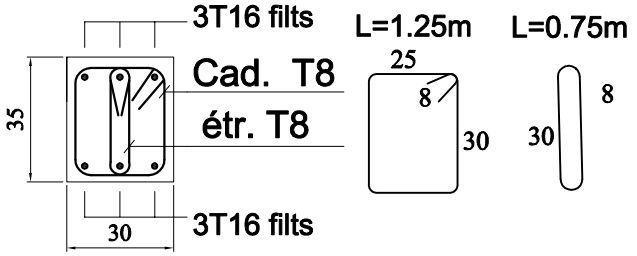
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : 1-COFFRAGE FONDATION 2-FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER 3-DETAILLE DU VOILE PERIPHERIQUE
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :

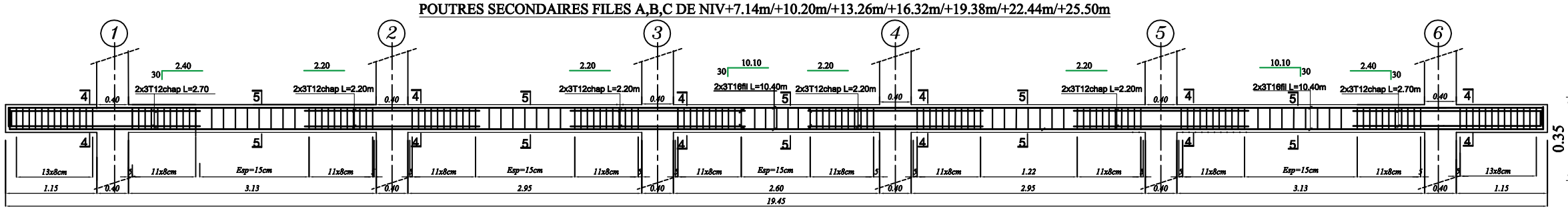
POUTRES SECONDAIRES FILES A,B,C,D,E DE NIV±0.00m ET FILES A,B,C,D DE NIV +3.06m ET DE NIV +28.56M



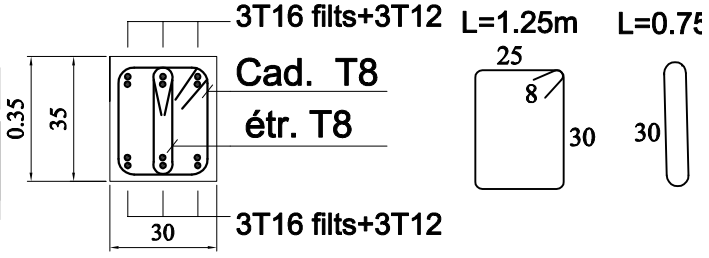
Coupe 4-4



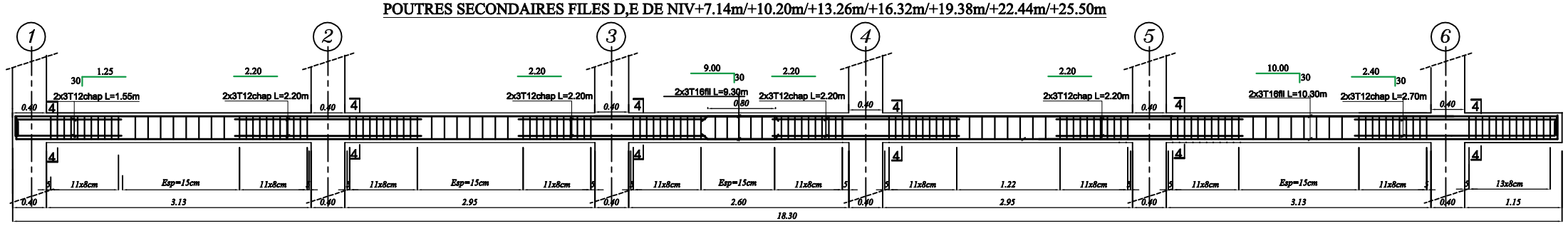
POUTRES SECONDAIRES FILES A,B,C DE NIV+7.14m/+10.20m/+13.26m/+16.32m/+19.38m/+22.44m/+25.50m



Coupe 4-4



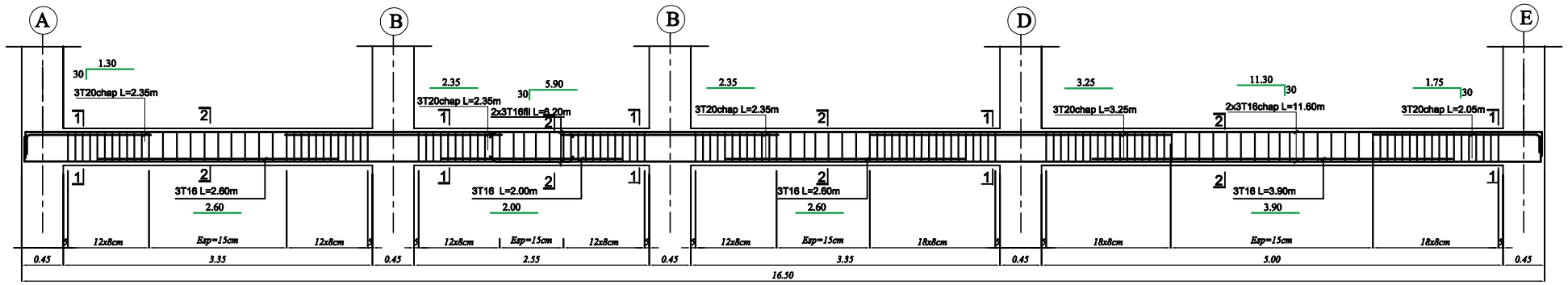
POUTRES SECONDAIRES FILES D,E DE NIV+7.14m/+10.20m/+13.26m/+16.32m/+19.38m/+22.44m/+25.50m



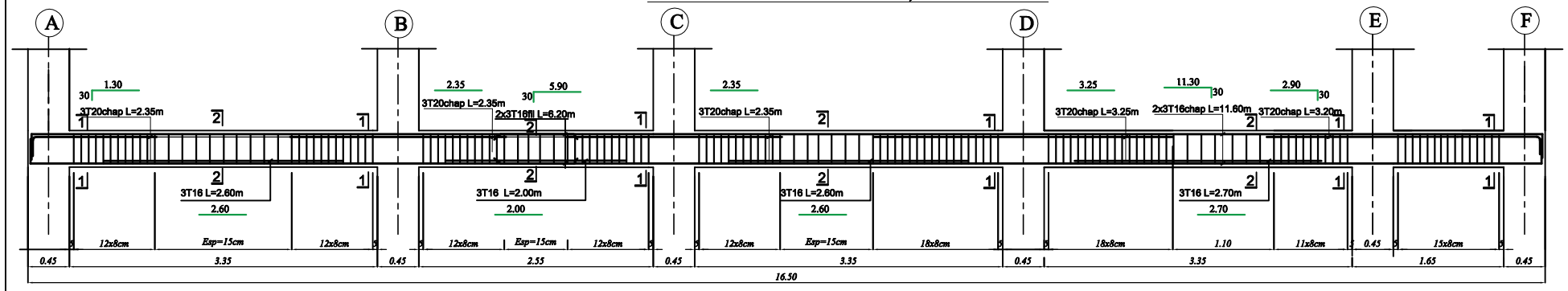
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :

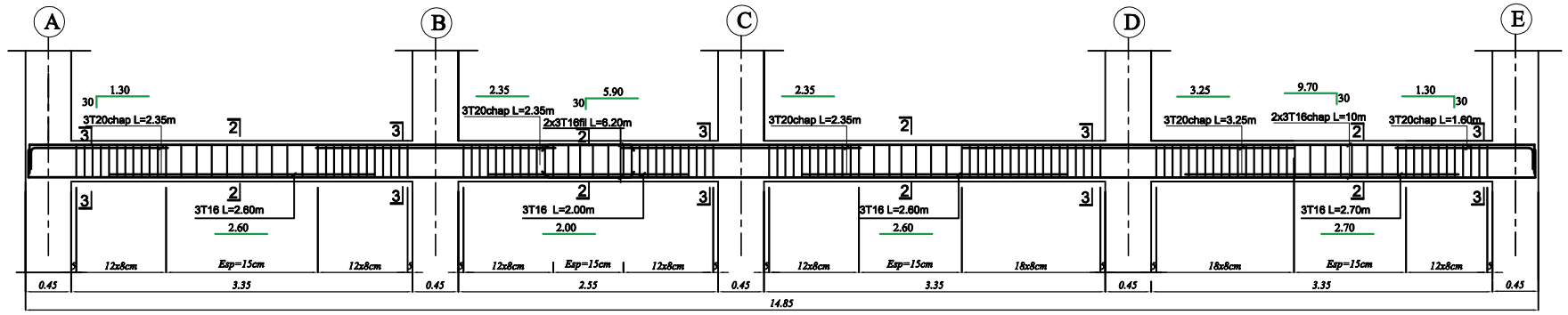
POUTRES PRINCIPALES AXES 01,02,05,06 DE NIV± 0.00m



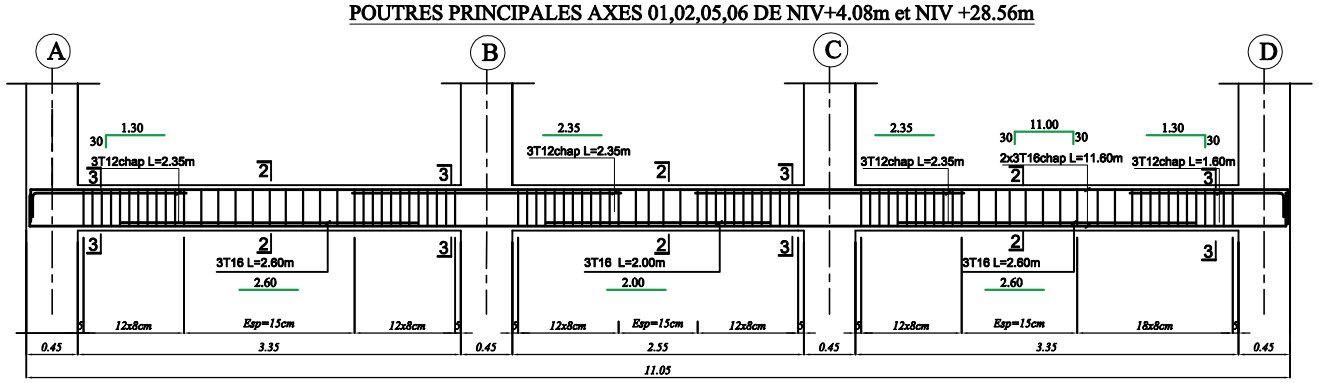
POUTRES PRINCIPALES AXES 03 , 04 DE NIV+0.00m



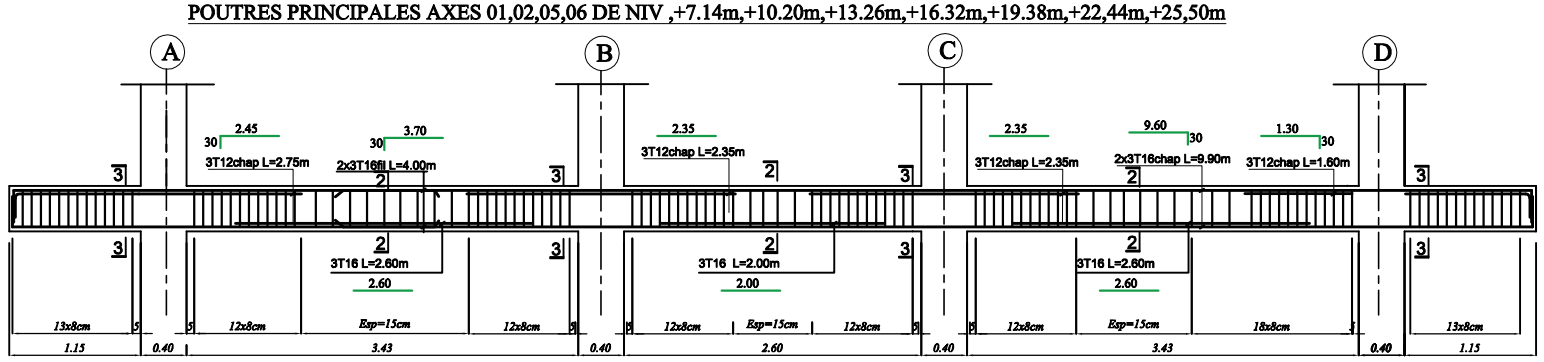
POUTRES PRINCIPALES AXES 03,04 DE NIV+4.08m ,+7.14m,+10.20m,+13.26m,+16.32m,+19.38m,+22,44m,+25,50m,+28.56m



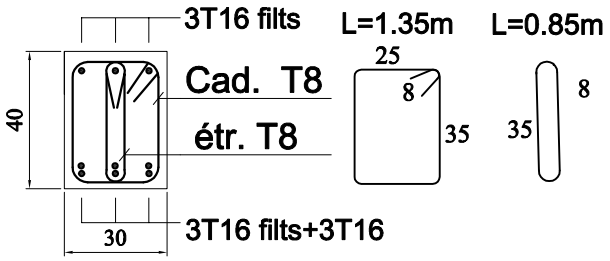
POUTRES PRINCIPALES AXES 01,02,05,06 DE NIV+4.08m et NIV +28.56m



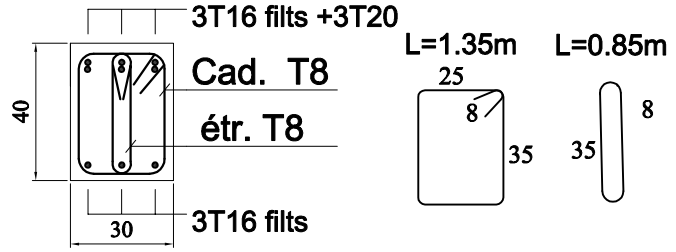
POUTRES PRINCIPALES AXES 01,02,05,06 DE NIV ,+7.14m,+10.20m,+13.26m,+16.32m,+19.38m,+22,44m,+25,50m



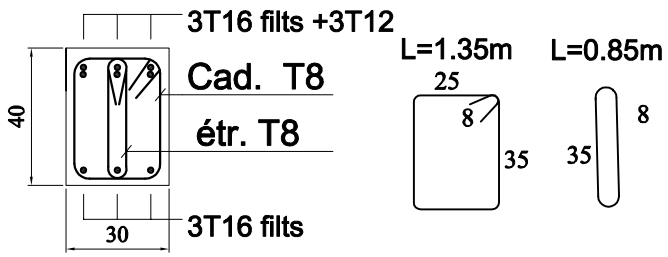
Coupe 2-2



Coupe 1-1

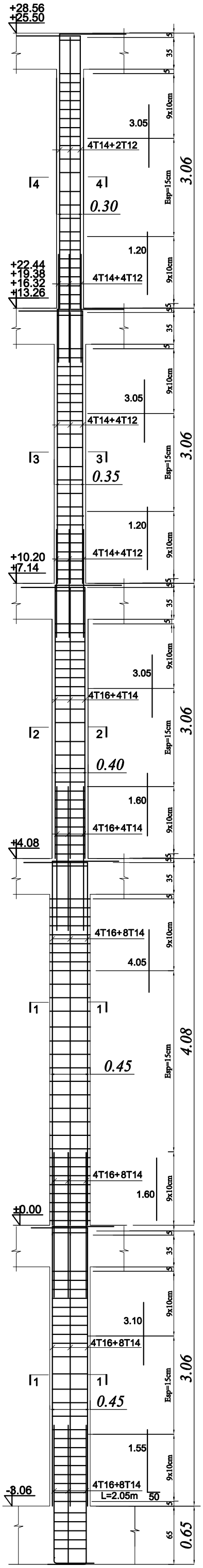


Coupe 3-3

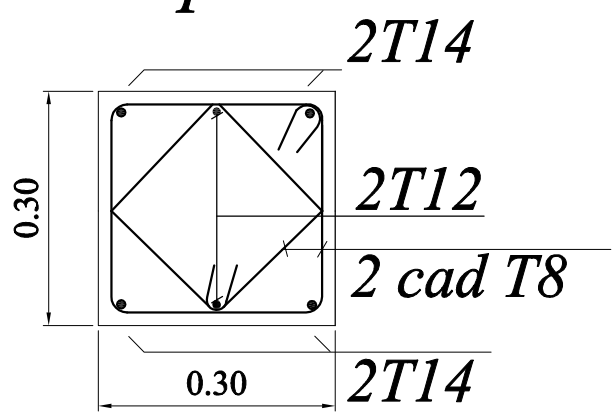


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

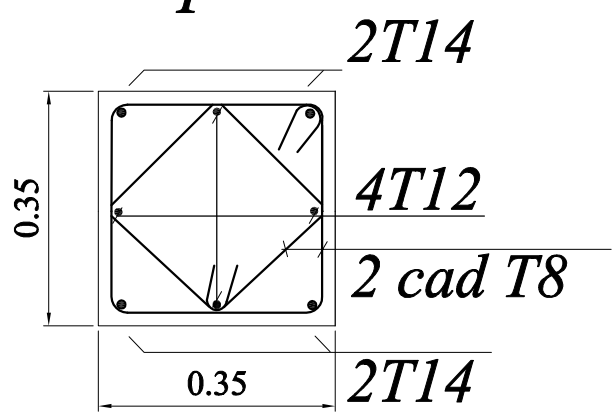
ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :



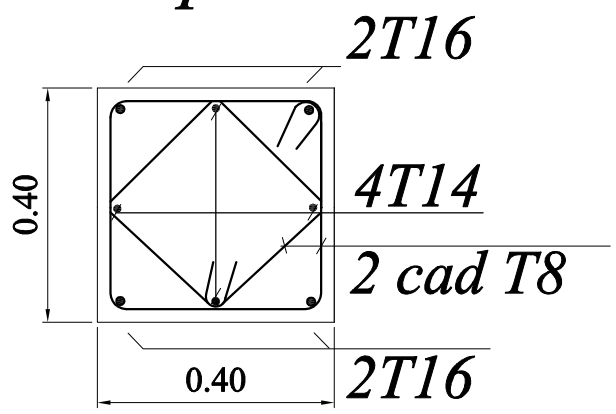
Coupe 4-4



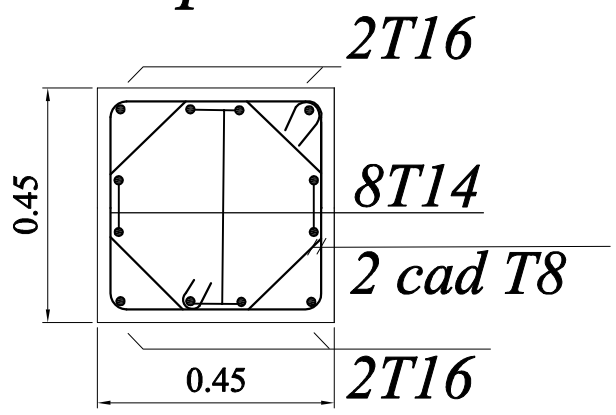
Coupe 3-3



Coupe 2-2

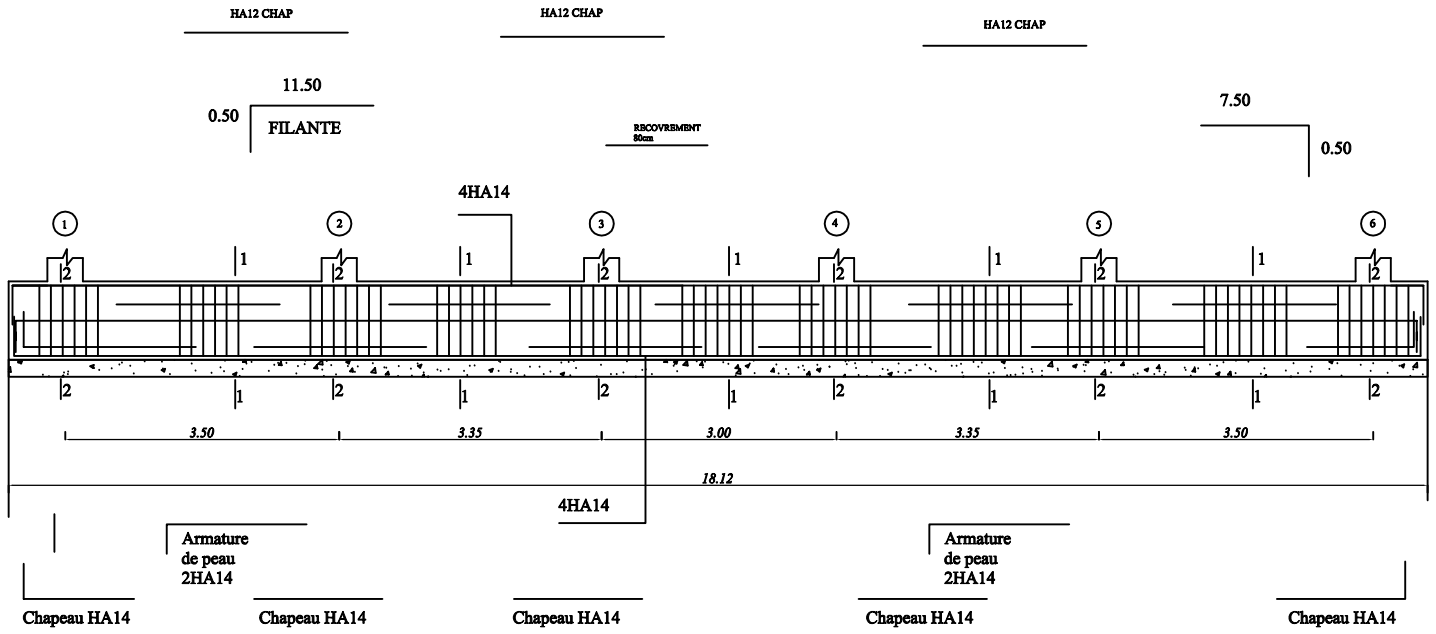


Coupe 1-1

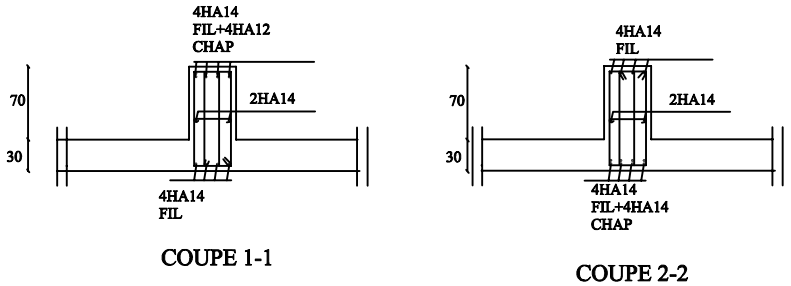


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : FERRAILLAGE DES POTEAUX
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :

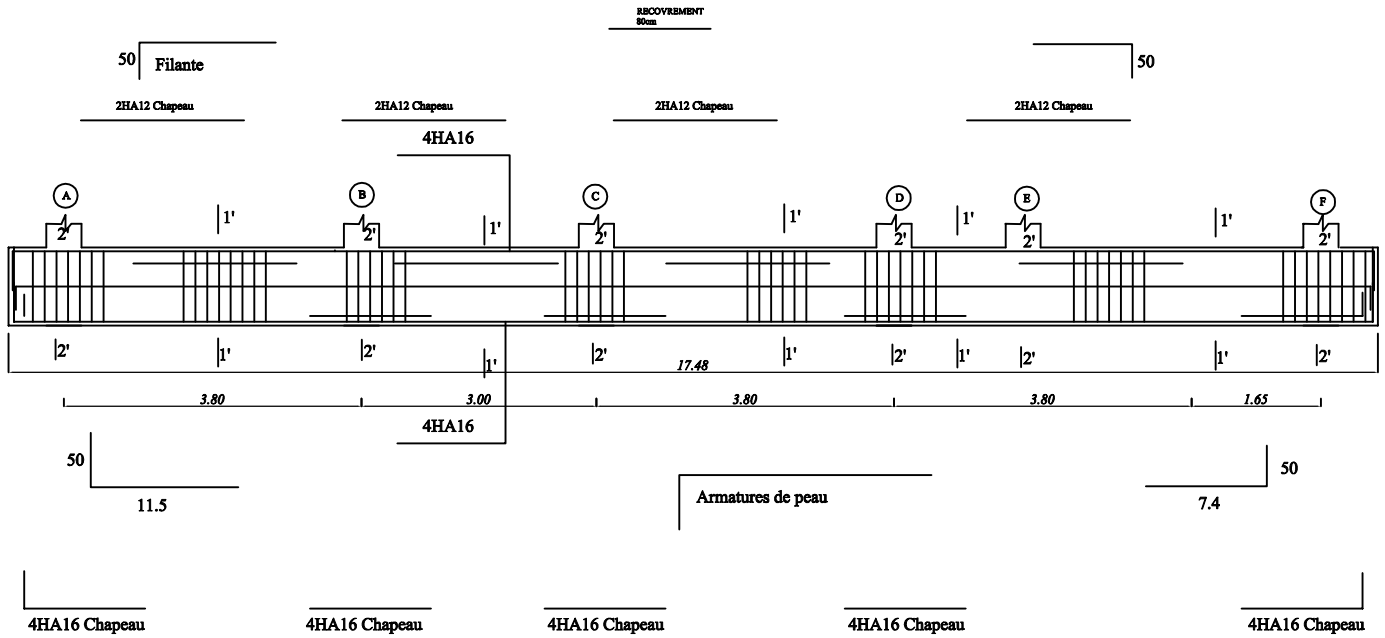


Ferraillage de la nervure fille A B C D E F

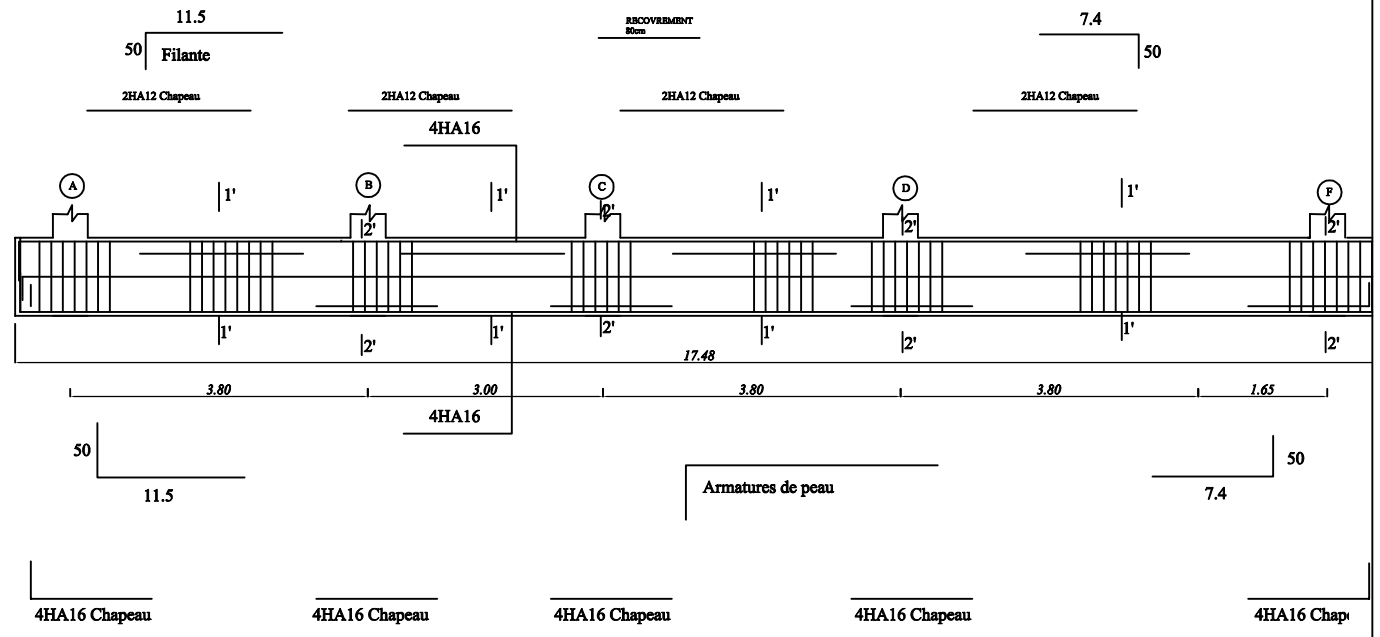


COUPE 1-1

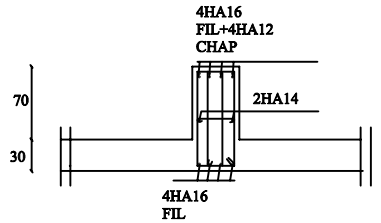
COUPE 2-2



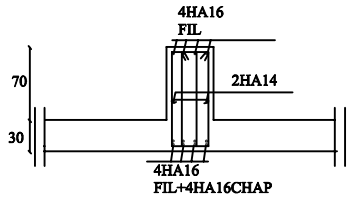
Ferraillage de la nervure fille 3,4



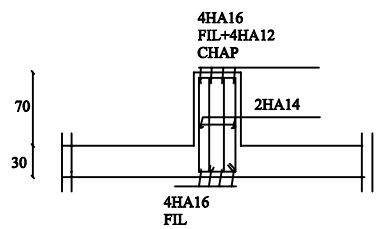
Ferraillage de la nervure fille 1,2,5,6



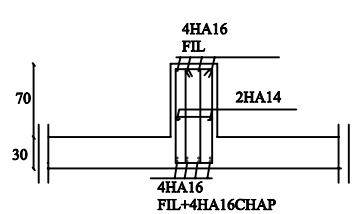
COUPE 1'-1'



COUPE 2'-2'



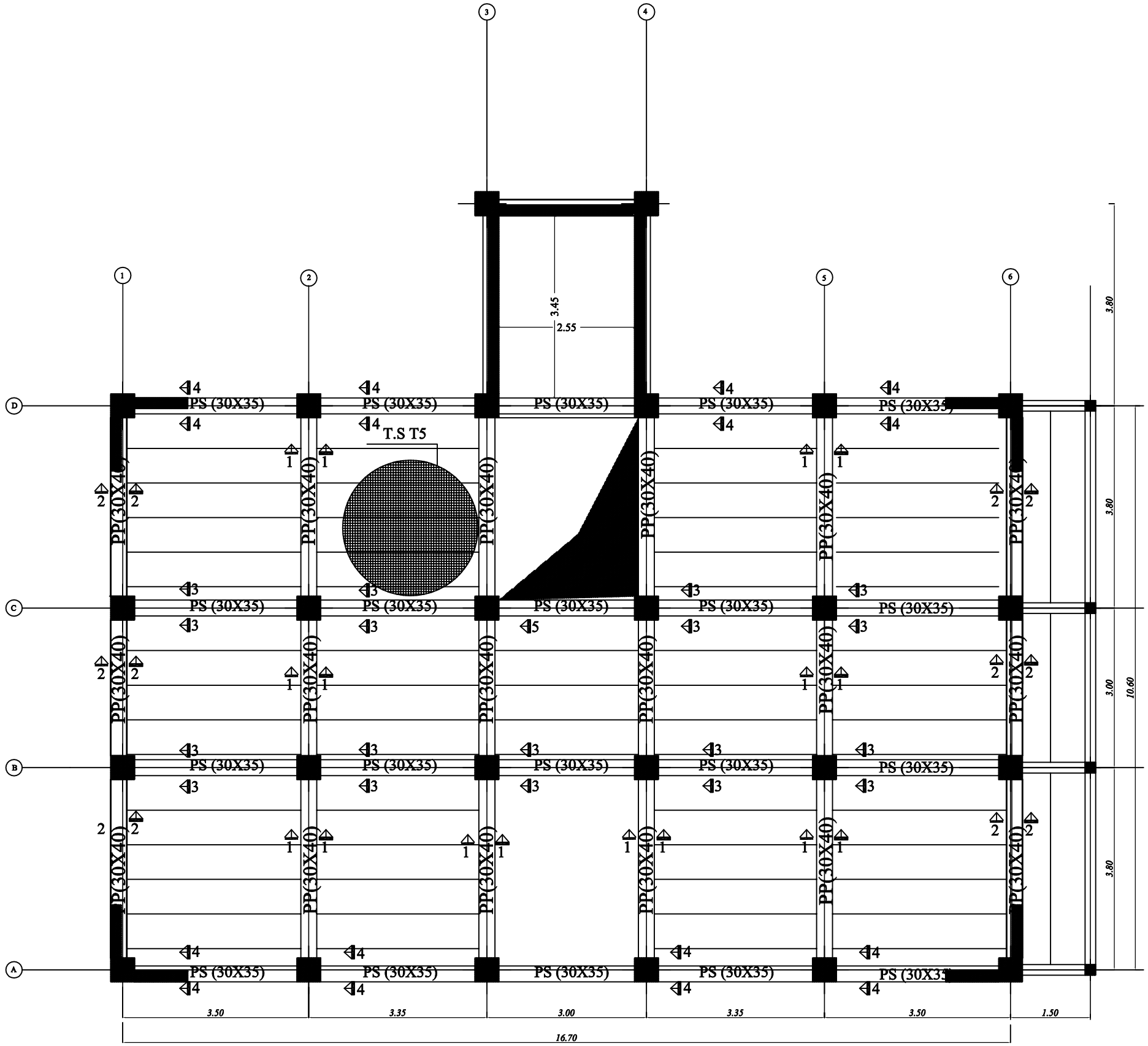
COUPE 1'-1'



COUPE 2'-2'

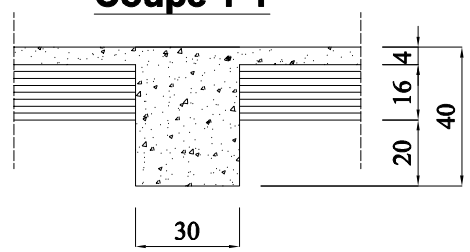
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : FERRAILLAGE DES NERVURES
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :

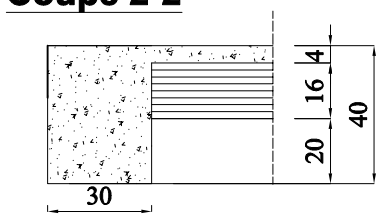


COFFRAGE PLANCHERS RDC NIVEAU +4.08m

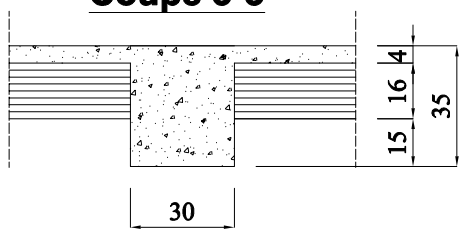
Coupe 1-1



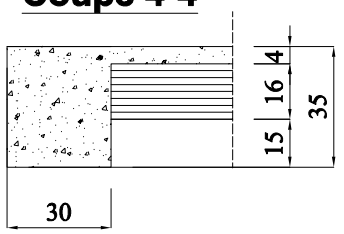
Coupe 2-2



Coupe 3-3

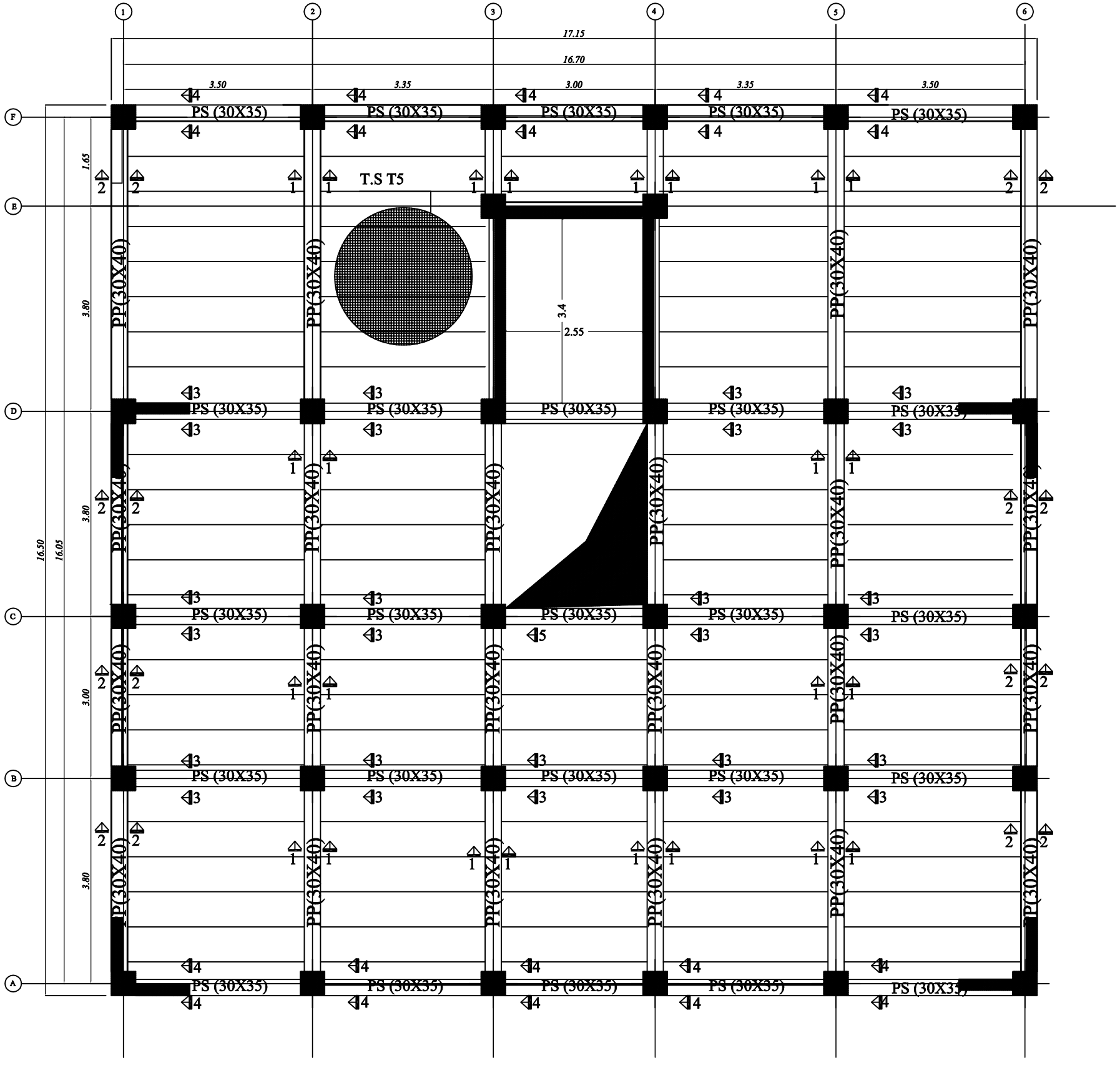


Coupe 4-4

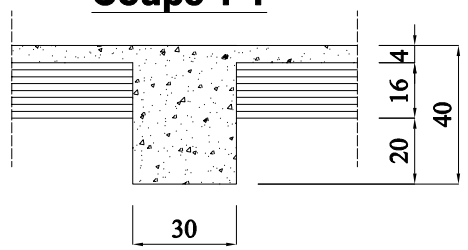


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

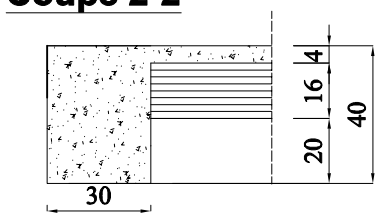
ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : COFFRAGE PLANCHER RDC +4.08m
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :



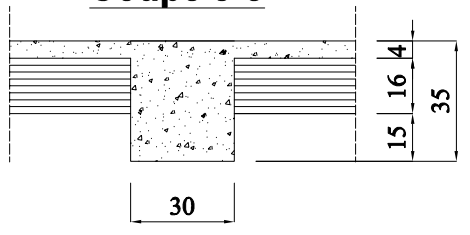
Coupe 1-1



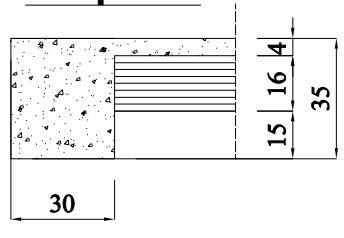
Coupe 2-2



Coupe 3-3



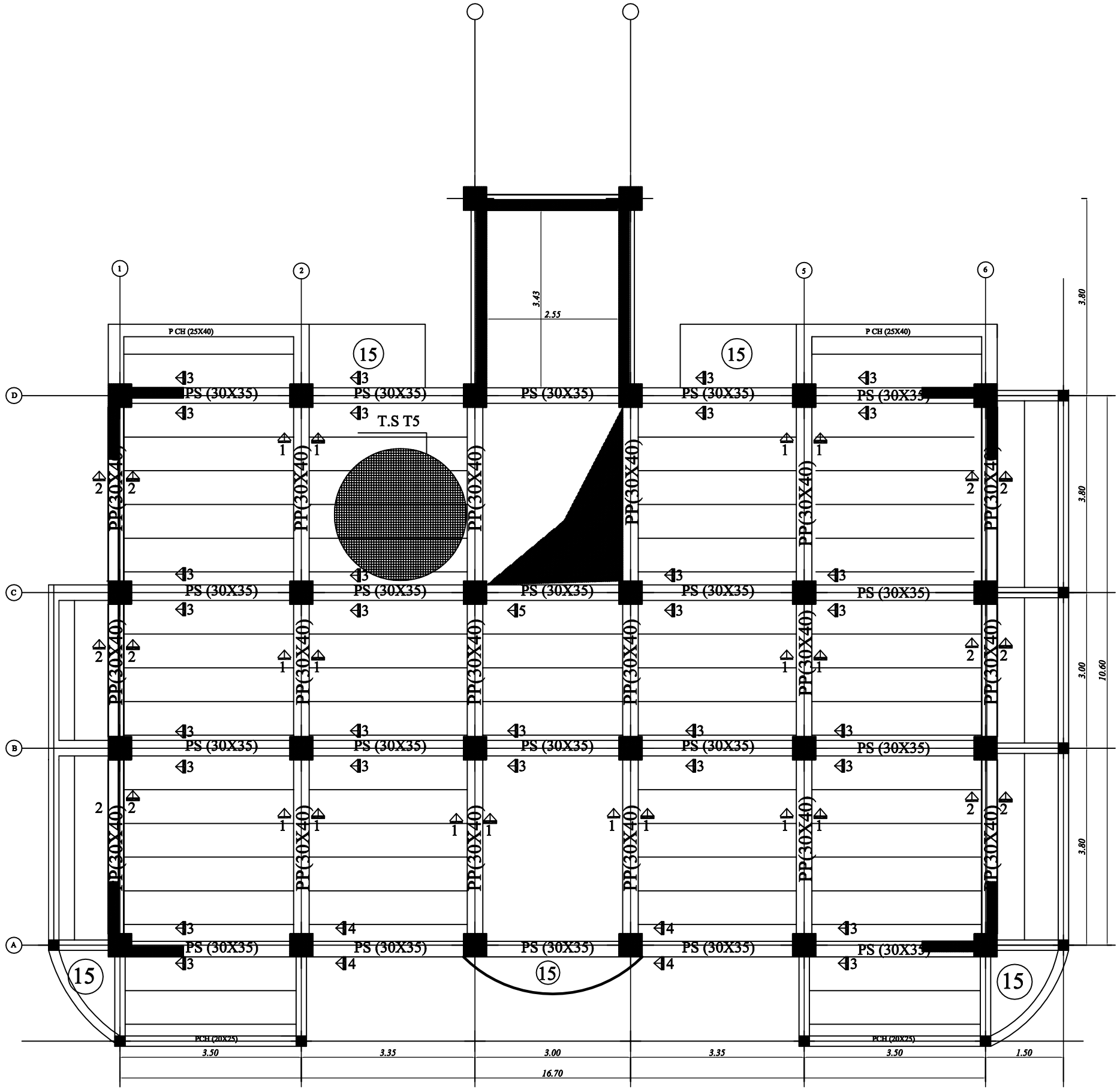
Coupe 4-4



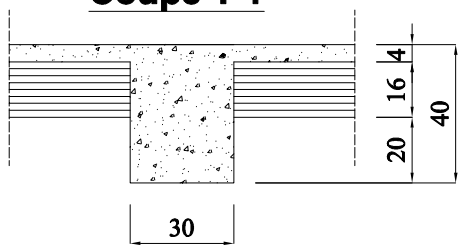
COFFRAGE PLANCHERS NIVEAU ±0.00

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

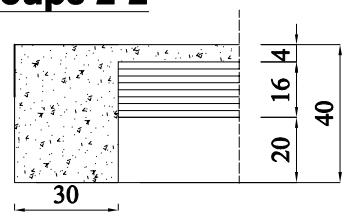
ETUDIE PAR	TITRE :
Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	COFFRAGE PLANCHER NIVEAU ±0.00
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :



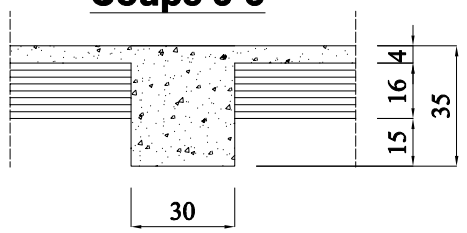
Coupe 1-1



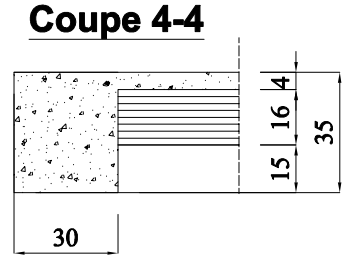
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 4-4

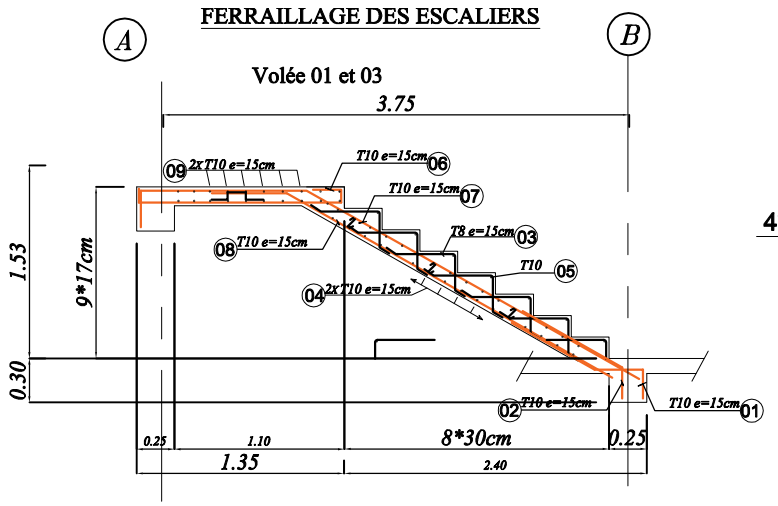


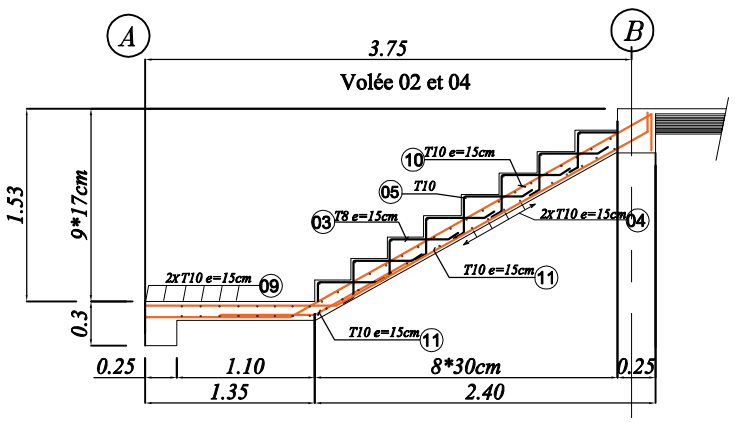
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : COFFRAGE PLANCHER ETAGE COURANT
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :

COFFRAGE PLANCHERS ETAGE COURANT

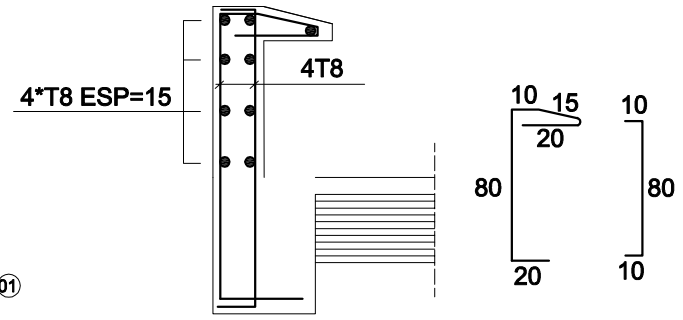
FERRAILLAGE DES ESCALIERS



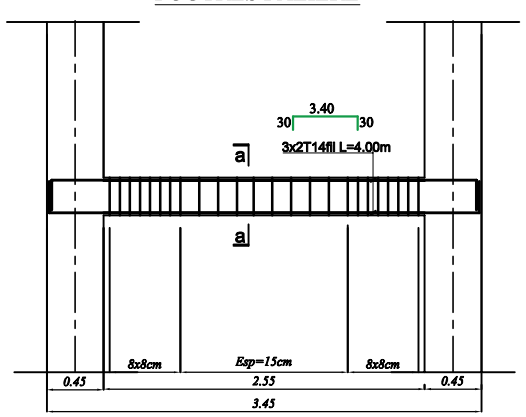


FERRAILLAGE

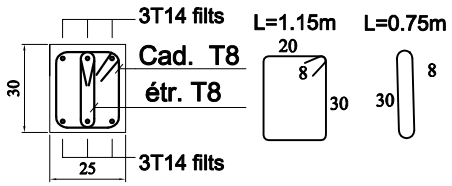
Acrotére



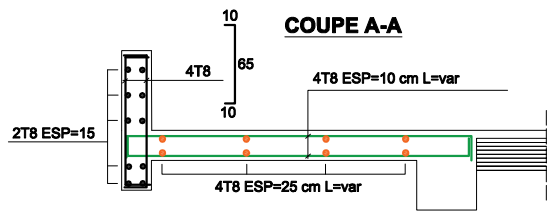
POUTRES PALIERE



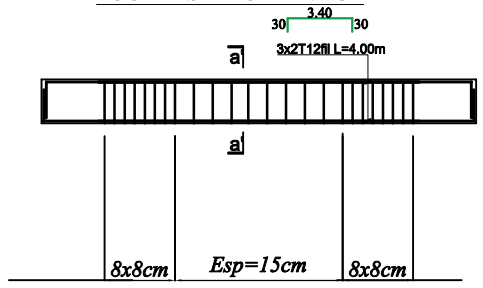
Coupe a-a



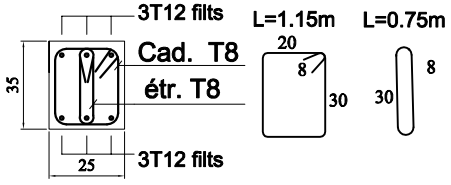
COUPE A-A



POUTRES DE CHAINAGE



Coupe a'-a'



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU G2NIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR Mr : HADID DJAMEL Mr : HAOUCHINE AHMED	TITRE : FERRAILLAGE 1-ACROTERE 2-ESCALIERS 3-POUTRE PALIERE 4-POUTRE DE CHAINAGE
DIRIGE PAR : Mr : LABIOD	
PROMOTION 2015-2016	ECHELLE :