REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de MASTER en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THEME



Étude d'un bâtiment (R+8+2S/Sol) à usage multiple (Habitation, bureaux et commerces) En ossature mixte Avec l'utilisation du logiciel ETABS

Etudié par: **M^elle^ MERBAH Ratiba**
M^elle^ MOUZNI Fazia

Dirigé par : M^er^ KACI.

Année 2013/2014

Remerciements

Au premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant.

En second, nos chers parents, de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit de plusieurs années d'études.

Nos remerciements les plus sincères pour notre promoteur qui représente pour nous le guide et l'exemple du sérieux dans le travail et du savoir dans ce domaine.

Nous remercions tous les enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que tous ceux qui de prés ou de loin ont participé à la réalisation de ce travail, sans oublier le personnel de la bibliothèque.

Nous remercions aussi les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

-Mes très chers parents qui ont consacré toute leur vie pour mon éducation et mes études.

-A mes frères

-A mes très chères sœurs

-A tous mes ami(e)s

-A toute la famille MOUZNI

Fazia

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

-Mes très chers parents qui ont consacré toute leur vie pour mon éducation et mes études.

-A mes frères

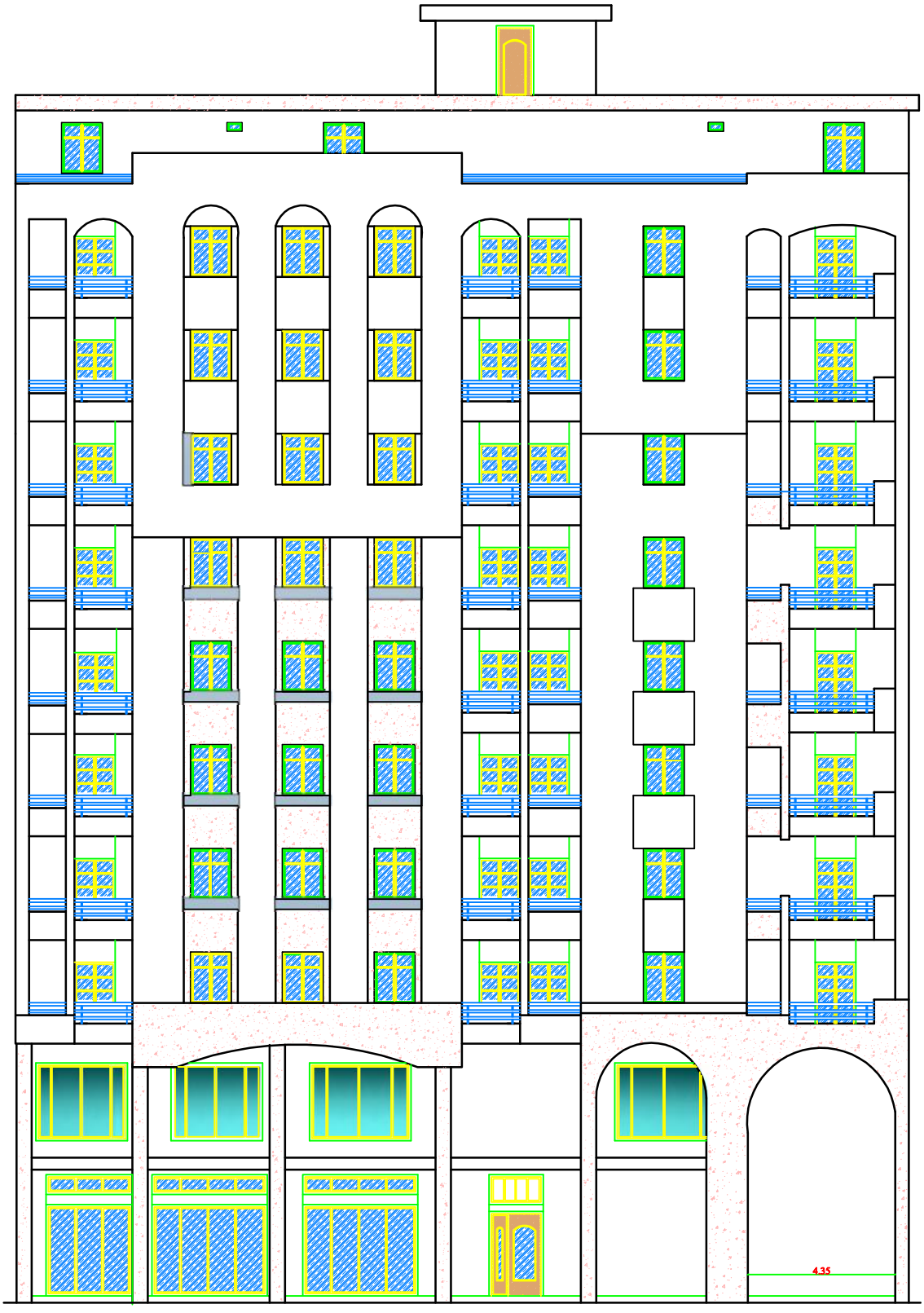
-A mes très chère sœurs : Fatma, Hakima et Safia.

-A tous mes ami(e)s

-A toute la famille MERBAH et HAMAZ.

Ratiba

_FACADE PRINCIPALE _



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

S.K.A.K

BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE
KHOUMERI S.K.A.K

Siege social : Nouvelle Ville,TIZI-OUZOU
Tél : 07-70-57-44-47
e-mailmahli-arch@hotmail.com

Dossier architecture

MAITRE DE L'OUVRAGE
Mr : KOUFI AHMED

Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

Code client :

Date :JANVIER - 2011

PROJET : 54 LOGEMENTS HAUTE VILLE

TITRE: Immeuble en R+8 +un sitique
à Usage d'Habitation et Commerce

pro.ar/s:
B.TC. A&B :

PHASE :

N° PLAN : 01/05
Echelles : 1/50

PLAN :
- FACADE PRINCIPALE D'IMMEUBLE (BLOC A&B)

Dessiné :

Vérifié

VISA

Revisions

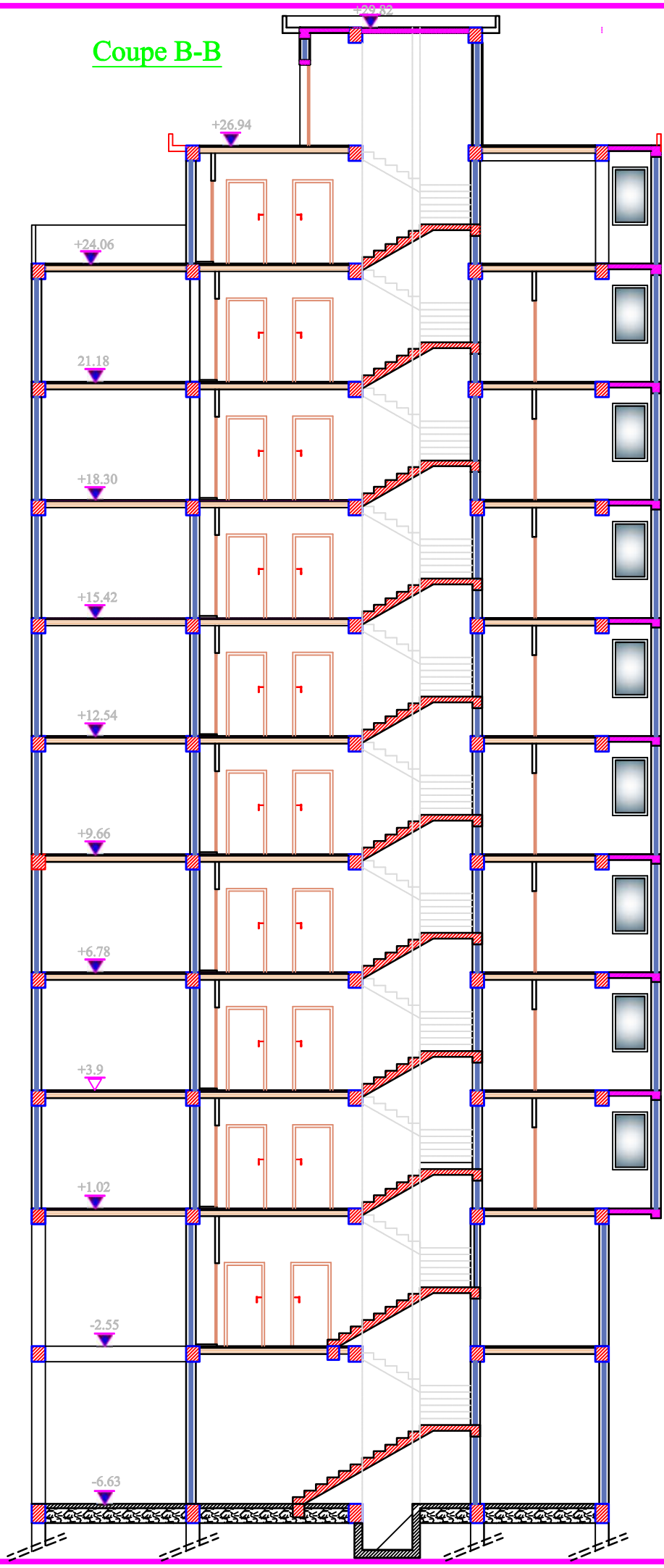
MODIFICATION

Date

Annulé et Remplacé le N°

ce plan étant la propriété du cadre de l'oeuvre , il ne peut être en reproduit ni communiqué pour exécution écrite

Coupe B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.A.K

BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE
KHOUMERI B.E.A.K

Siege social : Nouvelle Ville,TIZI-OUZOU
Tél : 07-70-97-44-67
e-mail:mabk-archi@hotmail.com

Dossier architecture

MAITRE DE L'OUVRAGE
Mr : KOUFI AHMED

3.06

Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

Code client :

Date :JANVIER - 2011

PROJET : 54 LOGEMENTS HAUTE VILLE

TITRE: Immeuble en R+8 +un attique
à Usage d'Habitation et Commerce

projet:
BLOC A&B
PHASE :

N° PLAN : 04/05
Echelle : 1/50

PLAN :
- COUPE A-A
- COUPE B-B

Dessiné :
Vérifié

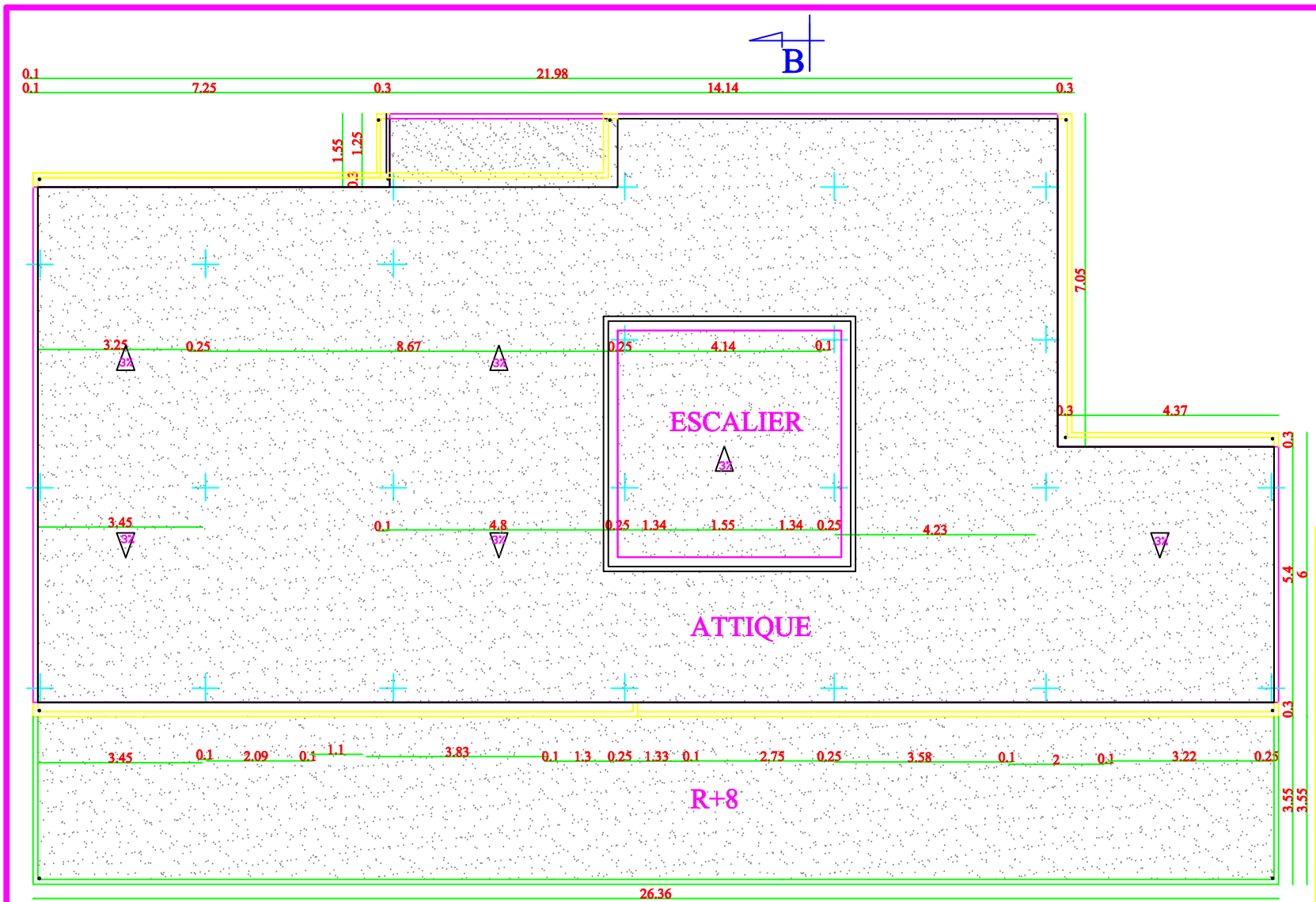
VISA

Revision
Date

MODIFICATION

Annule et Remplace le N°

ce plan étant la propriété du maitre de l'ouvrage , il ne peut être reproduit ni communiqué sans autorisation écrite



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.A.K

BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE
KHOUMERI B.E.A.K

Siege social : Nouvelle Ville,TIZI-OUZOU
Tél : 07-70-97-44-67
e-mail:nabil-archi@hotmail.com

Dossier architecture

MAITRE DE L'OUVRAGE
Mr : KOUFI AHMED

Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

Code client :

Date :JANVIER - 2011

PROJET : 54 LOGEMENTS HAUTE VILLE

TITRE: Immeuble en R+8 +un attique
à Usage d'Habitation et Commerce

projet:
BLOC A&B

PHASE :

N° PLAN : 03/05
Echelles : 1/50

PLAN :
- PLAN DE TOITURE.

Dessiné :

Vérifié

VISA

Revision

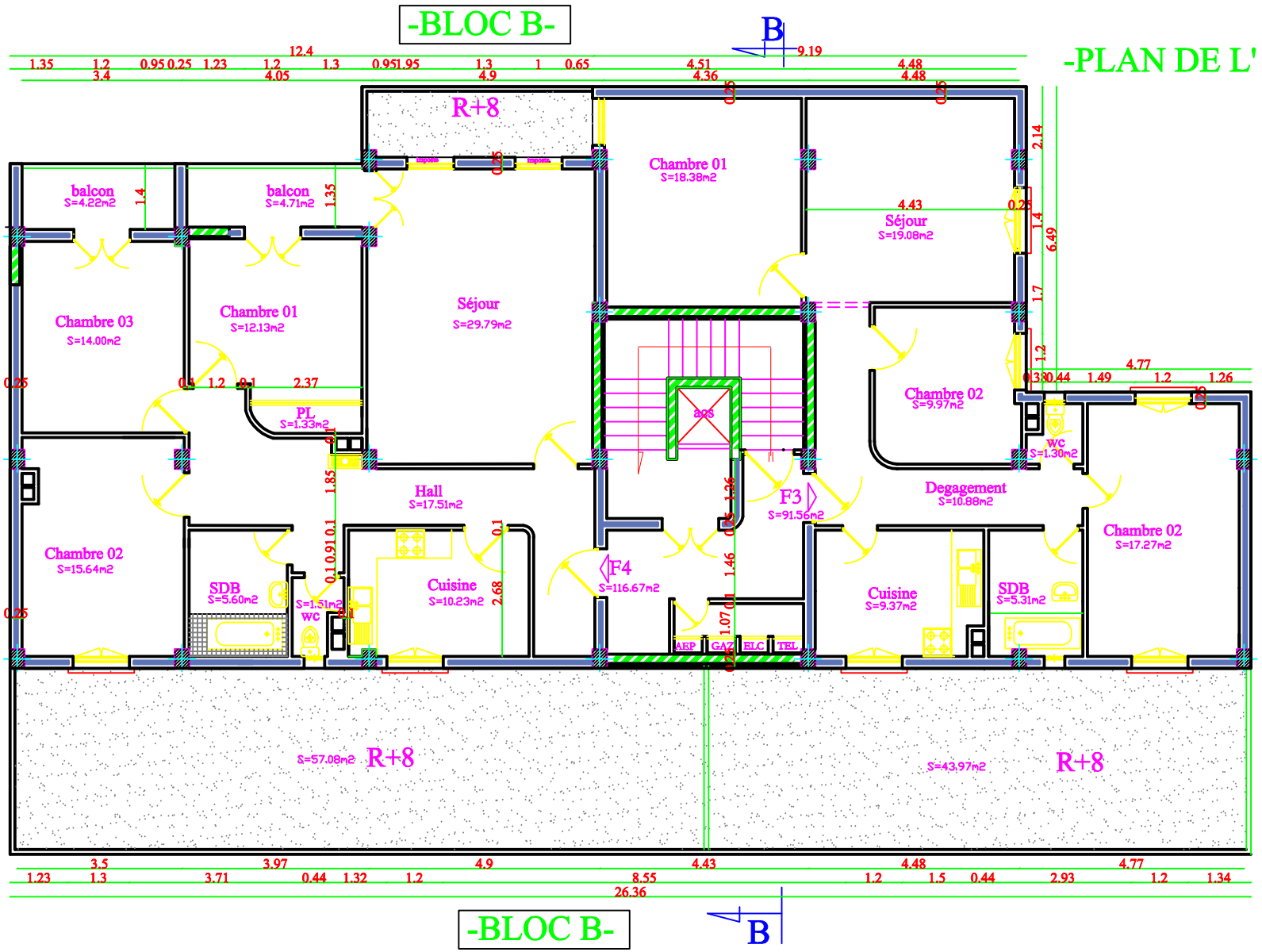
MODIFICATION

Date

Annule et Remplace le N°

ce plan étant la propriété du maitre de l'ouvre , il ne peut être ni reproduit ni communiqué sans autorisation écrite

-PLAN DE L' ETAGE ATTIQUE -



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.A.K

BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE
KHOUMERI B.E.A.K

Siege social : Nouvelle Ville,TIZI-OUZOU
Tél : 07-70-97-44-67
e-mail:nabil-archi@hotmail.com

Dossier architecture

MAITRE DE L'OUVRAGE
Mr : KOUFI AHMED

Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

Code client :

Date :JANVIER - 2011

PROJET : 54 LOGEMENTS HAUTE VILLE

TITRE: Immeuble en R+8 +un attique
à Usage d'Habitation et Commerce

projet :
BLOC A&B

PHASE :

N° PLAN : 02/05
Echelles : 1/50

PLAN :
-PLAN DE L' ETAGE ATTIQUE .

Dessiné :

Vérifié

VISA

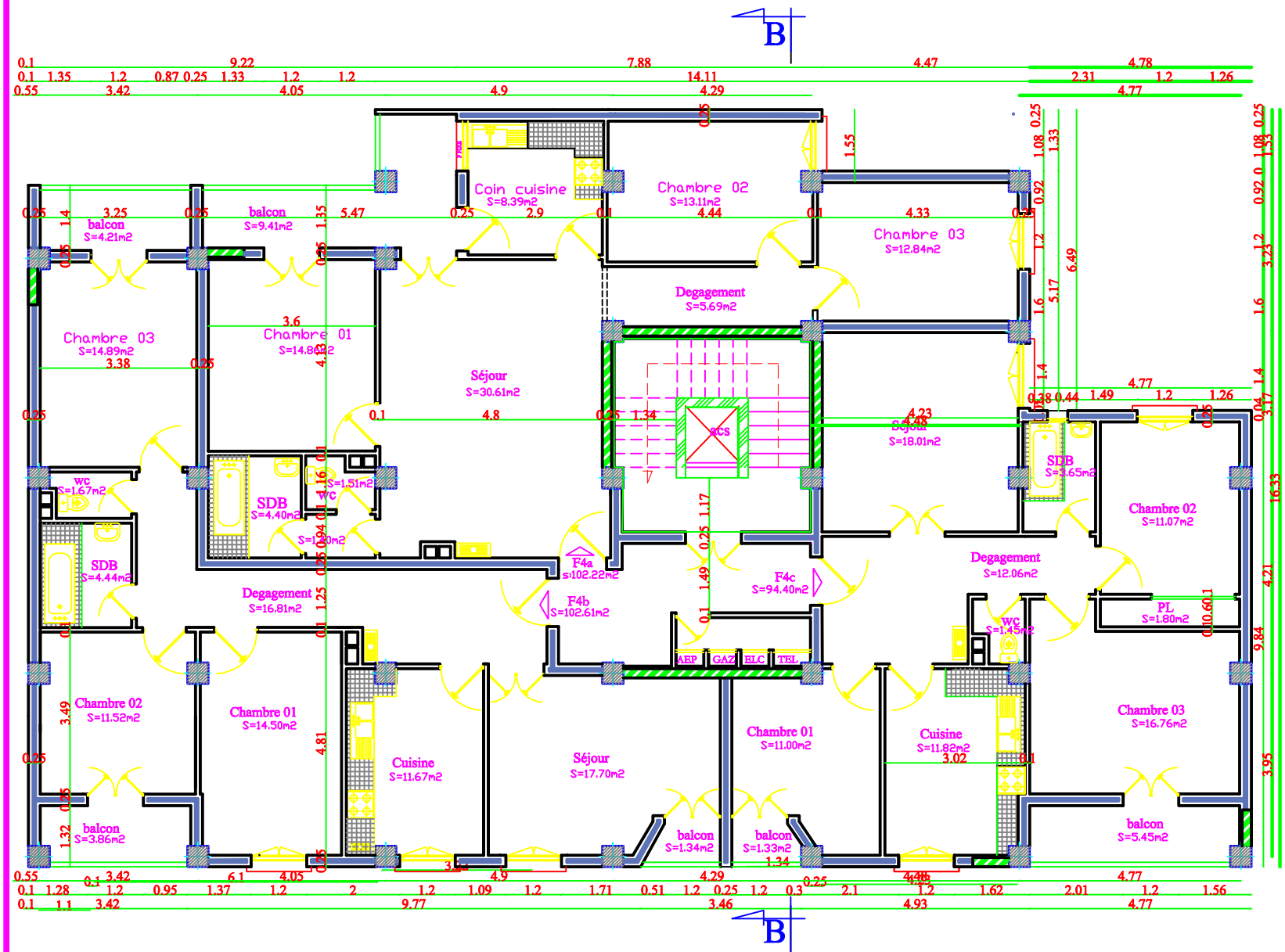
Revision

MODIFICATION

Date

Annule et Remplace le N°

ce plan étant la propriété du maitre de l'ouvre , il ne peut être ni reproduit ni communiqué sans autorisation écrite



-PLAN DE L' ETAGE COURANT –

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.A.K

BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE
KHOUMERI B.E.A.K

Siege social : Nouvelle Ville,TIZI-OUZOU
Tél : 07-70-97-44-67
e-mail:nabil-archi@hotmail.com

Dossier architecture

MAITRE DE L'OUVRAGE
Mr : KOUFI AHMED

Wilaya : TIZI OUZOU
Daïra : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

Code client :

Date :JANVIER - 2011

PROJET : 54 LOGEMENTS HAUTE VILLE

TITRE: Immeuble en R+8 +un attique
à Usage d'Habitation et Commerce

projet:
BLOC A&B
PHASE :

N° PLAN : 02/05
Echelles : 1/50

PLAN :
-PLAN DE L' ETAGE ATTIQUE .

Dessiné :
Vérifié

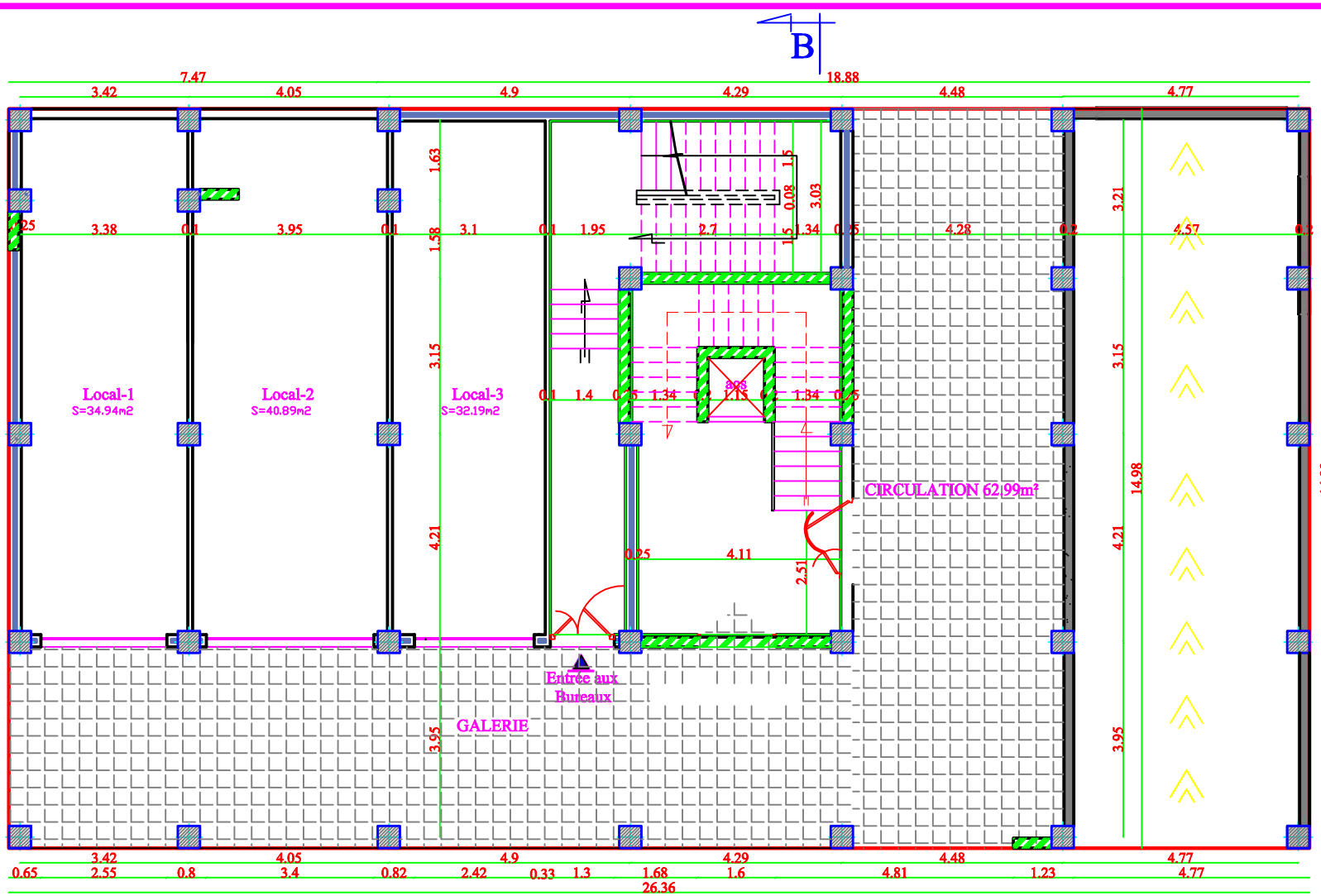
VISA

Revision
Date

MODIFICATION

Annule et Remplace le N°

ce plan étant la propriété du maître de l'oeuvre , il ne peut être ni reproduit ni communiqué sans autorisation écrite



PLAN DE RDC (commerce)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

B.E.A.K

BUREAU D'ETUDE D'ARCHITECTURE
KHOUMERI B.E.A.K

Siege social : Nouvelle Ville,TIZI-OUZOU
Tél : 07-70-97-44-67
e-mail:nabil-archi@hotmail.com

Dossier architecture

MAITRE DE L'OUVRAGE
Mr : KOUFI AHMED

Wilaya : TIZI OUZOU
Daira : TIZI OUZOU
Commune : TIZI OUZOU

Code client :

Date :JANVIER - 2011

PROJET : 54 LOGEMENTS HAUTE VILLE

TITRE: Immeuble en R+8 +un attique à Usage d'Habitation et Commerce

projet:
BLOC A&B

PHASE :

N° PLAN : 01/05
Echelle : 1/50

PLAN :
- PLAN DE REZ DE CHAUSSEE (COMMERCE) .

Dessiné :

Vérifié

VISA

Revision

MODIFICATION

Date

Annule et Remplace le N°

ce plan étant la propriété du maître de l'ouvrage , il ne peut être ni reproduit ni communiqué sans autorisation écrite

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux…….....01-12

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments ……. ..12-33

Chapitre III : Calcul des éléments……34-117

- Acrotère ……....34
- Planchers à corps creux…….....43
- Escalier ……...94
- Balcon…….....62
- Dalle pleine de la salle machine ……103

Chapitre IV : Etude de Contreventement……118-130

Chapitre V :Présentation du logiciel ETABS…….131-145

Chapitre VI : Modélisation et Vérification RPA…….146-167

Chapitre VII : Résultat d'Etude au Chargement……168-177

Chapitre VII : Ferraillages des Eléments Structuraux……..……178-222

- Poteaux……..177
- Poutres……189
- Voiles…… 202

Chapitre IX : Etude de Mur Plaque……..…….223-228

Chapitre X : Etude de l'infrastructure…….229-255

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions. En fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour à contreventement mixte à usage multiple. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer :

ETABS, ROBOT, SAP2000…etc.

L'ingénieur en génie civil est confronte aux exigences des maîtres d'œuvres, et il est amène alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure est faite à l'aide de logiciel ETABS pour ses divers avantages.

CHAPITRE I
Présentation de l'ouvrage

I) Introduction

L'étude en Génie Civil nous incite à faire un calcul précis, afin de concevoir des ouvrages de qualité en termes de résistance et de fonctionnement, de stabilité et d'économie.

Pour cela, on prend comme référence le Règlement ¨Parasismique Algérien **(RPA 99 /version2003)** et les bases de **BAEL91 (modifié 99**), ainsi que le **DTR-BC 22 (Charges et surcharges d'exploitations)**

Ce premier chapitre porte la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques

I-1 Description de l'ouvrage :

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment en **(R+8+2sous sol)** à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) et deux sous- sol (1 à usage commercial.)
- Du 1er étage à usage de bureaux.
- Les autres étages sont à usages d'habitations.

Cet ouvrage classé dans le « **groupe d'usage 2 »** et implanté à Tizi-Ouzou,
Classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 /version2003**) comme une Zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**)

I-2 Caractéristiques géométriques :

Les dimensions géométriques principales de l'ouvrage sont :
-longueur…….26.36m
-largeur……....14.98m
-Hauteur totale ……...36.45m
-Hauteur du sous sol 1……..4.08 m
-Hauteur du sous sol 2……..3.57m
-Hauteur du RDC…… ..2.88m
-Hauteur d'étage courant…….2.88m

II- Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

II-1 L'ossature :

Le bâtiment à ossature mixte, composé de :

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

II-2 Les planchers :

Les planchers sont une partie horizontale de la construction, ils ont pour but de séparer entre chaque deux niveaux successifs du bâtiment.

- Ils sont capables de supporter en outre de leurs poids propres les charges d'exploitation set de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Planchers en corps creux qui sont portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Planchers en dalles pleine coulée sur place, pour les portes à faux.

II-3 Les escaliers :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents Niveaux d'un bâtiment.

- Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à trois volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

II-4 Le remplissage (maçonnerie) :

a) Murs extérieurs

Ils seront réalisés en double cloison de briques creuses de **10*cm*** d'épaisseur séparées d'une Lame d'air de **5*cm*** d'épaisse

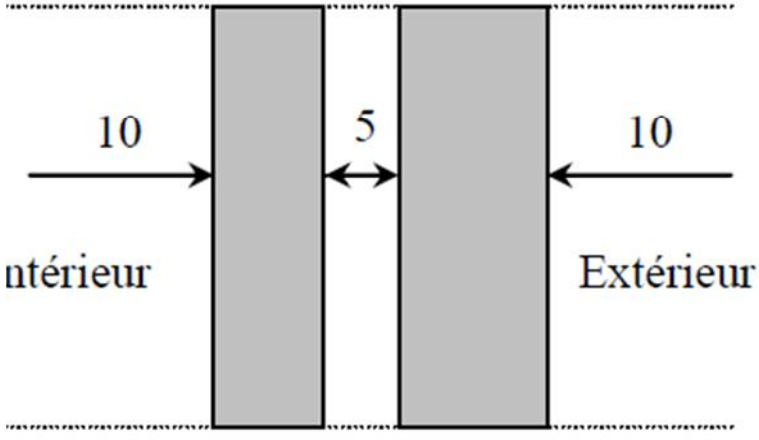


Figure I-1 Schéma descriptif du mur extérieur

b) Murs intérieurs

Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10*cm* d'épaisseur.

II-5 Les revêtements :

Ils seront réalisés :

- En carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines et mortier de ciment pour les murs de Façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

III- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément
aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi
que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version2003.**

III-1 Béton

Le béton est un matériau de construction, constitué d'un mélange de ciment, de granulats et l'eau de gâchage tout en respectant des rapports bien définis.
La composition courante de 1*m3* de béton est la suivante :

- Le liant : le ciment portland artificielle (CPJ) d'une résistance à la compression égale à 325 *MPa*.
- Les granulats : sable et gravier.
- L'eau de gâchage : il donne au béton une plasticité qui facilite son écoulement et son Moulage dans 1 m^3 de béton dosé à 350 Kg/m³.
- L'eau de gâchage : il donne au béton une plasticité qui facilite son écoulement et son moulage dans 1 m^3 de béton dosé à 350 Kg/m³.

a)Résistance du béton à la compression

Le béton est définit par sa contrainte déterminée à **28 jours** d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de**16cm** de diamètre et **32cm** de hauteur. Elle est notée.

Pour notre cas on prendra

$$f_{c28} = 25\ MPa.$$

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge **j<28jours**, sa résistance à la

Compression sera calculée comme suit **(Art A.2.1 .11 BAEL91modifiées99).**

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \qquad \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \qquad \text{Pour } f_{c28} > 40MPa$$

b) Résistance du béton à la traction : (Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99)

La résistance caractéristique du béton à la traction notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60MPa$.

À : j = 28 jours ; $f_{t28} = 2.1MPa$.

c)Etats limites

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service Pour lesquelles une structure est calculée; ils se classent en deux catégories :

- **Etats limites ultimes(ELU)**

Correspond à la limite :

- Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement)
- Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement), et surtout de la perte de résistance Mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec

γ_b : coefficient de sécurité ;
$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle ;
$\gamma_b = 1.5$ Situation courante.

NB : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :
$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieur à 24h
$\theta = 0.85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h
j = 28jours $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20MPa$.

d) Diagramme des contraintes – déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à **3.5‰**

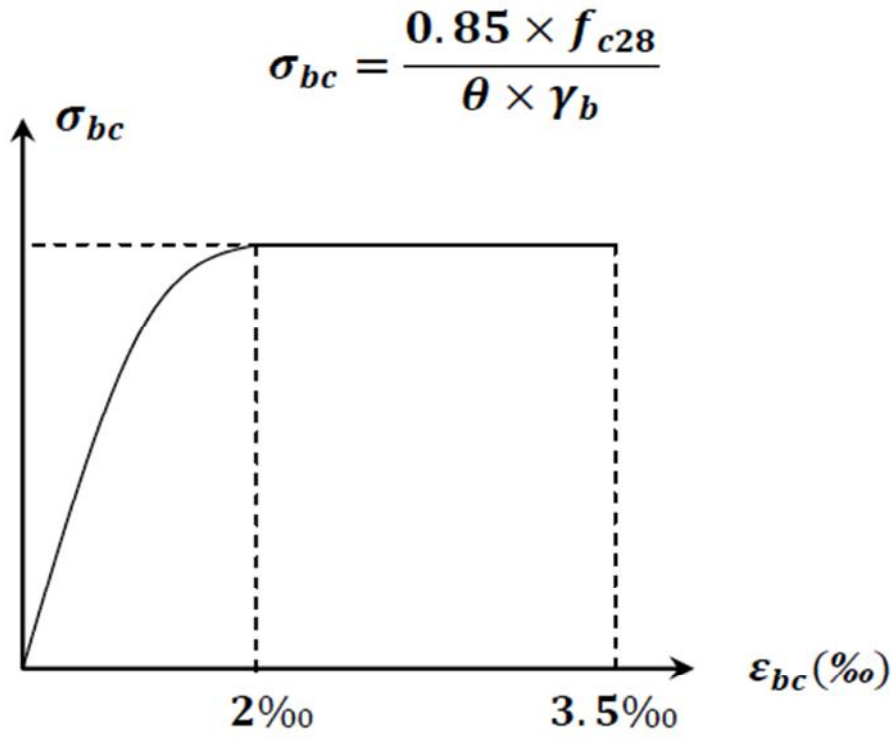


Figure I-2 Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

σ_{bc}: Contrainte de calcul du béton en compression ;

ε_{bc}: Déformation du béton en compression ;

Pour : $\varepsilon_{bc} < 2‰$, on applique la loi de Hooke définie par :

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}$$

E_b : Module de Young

- **Etats limites de service(ELS) :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)**

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa.$

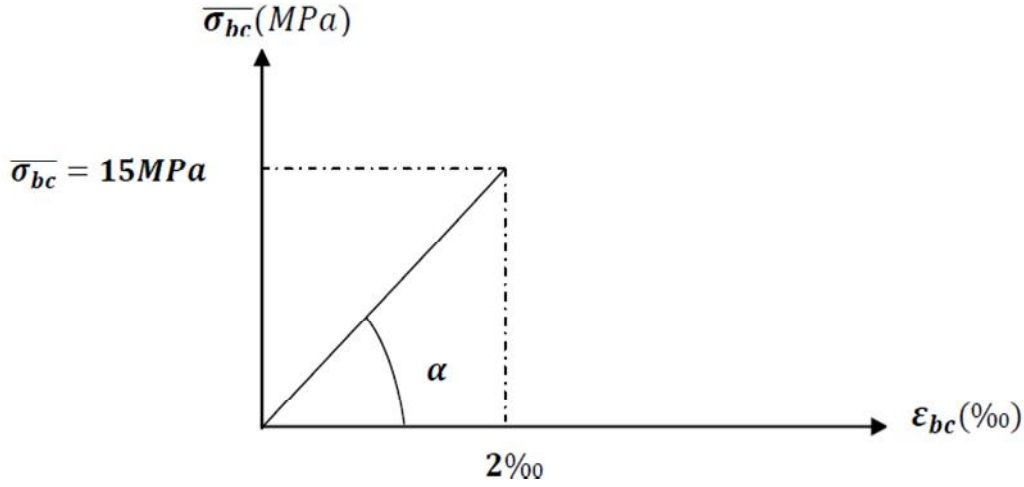


Figure I-2 Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$: Contrainte de calcul du béton en compression ;

$\boldsymbol{\varepsilon_{bc}}$: Déformation du béton en compression ;

Pour : $\boldsymbol{\varepsilon_{bc} < 2‰}$, on applique la loi de Hooke définie par :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}}$$

E_b : Module de Young

- **Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)**

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section ;

b_0: Largeur de l'âme ;

$d = 0.9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq min(0.2 f_{c28}/\gamma_b\ ;\ 5MPa)$.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq min(0.15 f_{c28}/\gamma_b\ ;\ 4MPa)$.

e) Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

- **Module de déformation longitudinale instantanée (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées 99)**

$$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}\ \ (MPa)$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195\ MPa.$

- **Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} \ (MPa)$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{vj} = 10818.86MPa.$

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24heure à l'âge de j (jours)

f) Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « **G** » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : Module de Young ;

ν **:** Coefficient de poisson.

g) Coefficient de poisson

Il est définit par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

$\nu = 0$ À L'ELU

$\nu = 0.2$ À L'ELS

III-2 Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

III-2 1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e(MPa)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Acier en barre	Haute Adhérence FeE400	HA	400	1.6	1.5
Acier en triellis	Triellis soudé TL520 $\phi < 6$	TS	520	1.3	1

1) Module d'élasticité longitudinal de l'acier :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99)

Il est noté « E_s », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 MPa$$

2) Les contraintes limites

2.1 ELU :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité :
- $\gamma_s = 1.15$ Situation durable.
- $\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

2.2 ELS :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de BAEL 91(modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts (fermés), dans ce cas il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

- **Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{2f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \quad (MPa)$$

Avec :

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés ;

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

η : Coefficient de fissuration tel que :

η=1.0 ---------- Pour les aciers ronds lisses.

η=1.6 ---------- Pour les aciers hauts adhérences.

η=1.3 ---------- Pour les treillis soudés.

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,……..).

$$\overline{\sigma_{st}} = min\left\{\frac{f_e}{2} ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\} \quad (MPa)$$

3) Diagrammes des contraintes – déformations de l'acier :(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99)

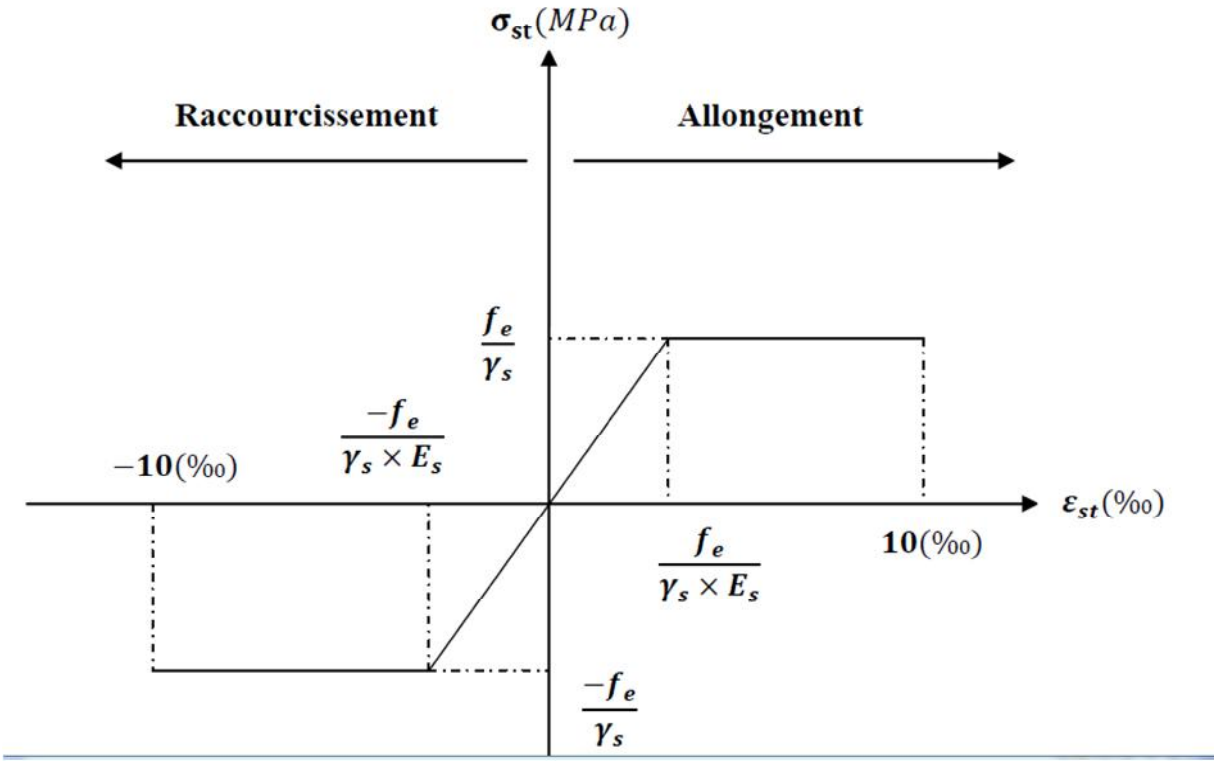


Figure I-4 Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

4) Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrobés par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.
On adopte les valeurs suivantes **: (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).**

- **c ≥ 5 *cm* :** Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3 *cm*** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1*cm* :** Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

CHAPITRE II
Pré dimentionnement des éléments

II) Introduction

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, nous procédons dans ce chapitre, au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles, en utilisant les règlements (**RPA99⁄ version 2003)** et **BAEL99, CBA93.**

II-1 Pré dimensionnement des éléments :

II-1-1 Les planchers

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages d'une construction. Leurs fonctions essentielles sont :

- Supporter leurs poids propres et les charges d'exploitations.
- La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.

Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

a) Plancher à corps creux :

C'est un plancher constitué de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens de la plus petite portée.

La hauteur de plancher est donnée par la formule suivante :

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

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t**:** Hauteur totale du plancher.

$L_{max} = 3.62m \Rightarrow h_t = {}^{3.62}/_{22.5} = 0.161m.$

On opte pour un plancher de **20*cm*** d'épaisseur, composé d'un hourdis de **16*cm*** et d'une dalle de compression de **4*cm***.

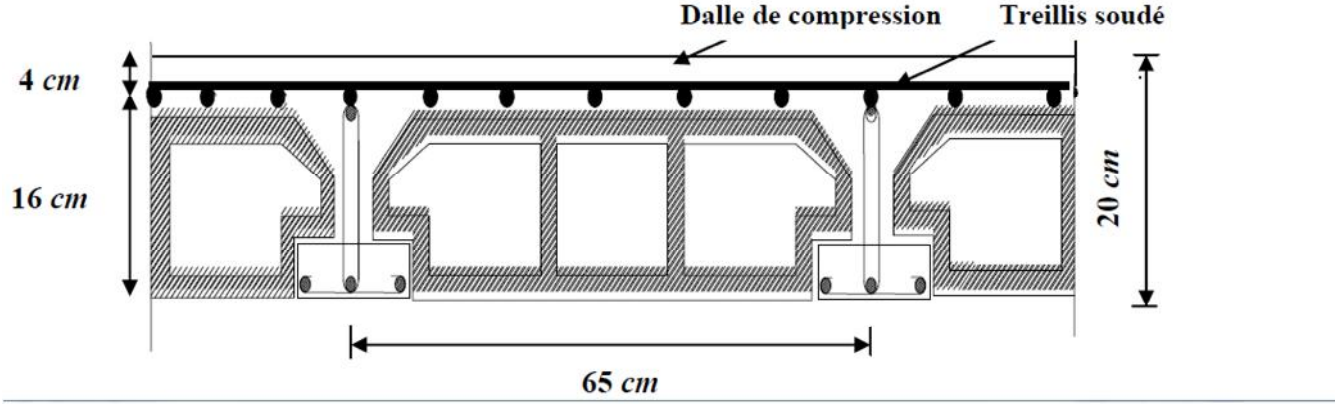


Figure II-1: Schématisation d'un plancher **(16+4)***cm* à corps creux.

b) Dalle pleine

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

b.1) Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec :

L : Portée du porte à faux.

e_1 : Épaisseur de la dalle.

$$L = 1.5m \Rightarrow e_1 \geq \frac{1.5}{10} = 0.15m = 15cm.$$

b.2) Résistance au feu

Pour deux heures de coupe feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à $11cm$.

$$e_2 = 11\ cm.$$

b.3) Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13.3\log(10M) \text{ Si : } M < 200kg/m^2$$

$$L = 15\log(M) + 9 \text{ Si : } M > 200kg/m^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m². D'ou l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e_3 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14cm$$

On opte pour une épaisseur de **15 *cm***.

II-1-2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), on distingue :

- Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chainage.

D'après **(Art A.4.14 BAEL 91)**, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyé sont :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

h_t : La hauteur de la poutre ;
b : Largeur de la poutre ;
L: Longueur libre de la plus grande travée considérée ;
Par ailleurs l'article (7.5.1 du RPA) exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} h_t \geq 30\ cm. \\ b \geq 20\ cm. \\ \frac{h_t}{b} \leq 4. \end{cases}$$

- **Poutres Principales (sens longitudinal)**

La hauteur : On a : L_{max}= 490 – 25 = 465 cm.

$$\frac{465}{15} \leq ht \leq \frac{465}{10} \Leftrightarrow 31 \leq \leq 46.5$$

On prend : **ht = 40 cm**

Par conséquent la largeur b sera :

$0{,}4ht \leq b \leq 0{,}7ht \Rightarrow 16 \leq b \leq 28cm$

On prend: **b =30cm**

- **Poutres secondaires (sens transversal)**

La hauteur : On a : L_{max}= 421 – 25 = 396 cm.

$$\frac{396}{15} \leq ht \leq \frac{396}{10} \Leftrightarrow 26. \leq ht \leq 39.6$$

On prend : **ht = 35 cm**

Par conséquent la largeur b sera :

$0{,}4ht \leq b \leq 0{,}7ht \Rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5cm$

On prend: **b =30cm**

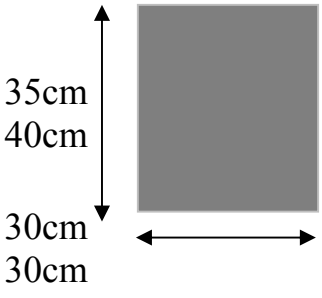
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
ht ≥30cm	40	35	**Vérifiée**
b ≥ 20cm	30	30	**Vérifiée**
ht/b ≤ 4	1,333	1,166	**Vérifiée**

Conclusion :

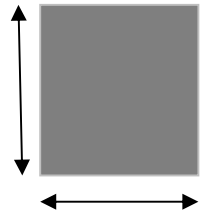
On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales **(40 x 30)** cm2.
- Poutres secondaires **(35 x 30)** cm2.

Poutres principales (40x 30) cm^2



Poutres secondaires (35 x 20) cm^2



II-1-3 Les voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fait conformément à l'article **(7.7.1 duRPA99 /version 2003).**

- **Epaisseur minimale d'un voile :**

A_{min} = 15cm (Art 7.7.1/RPA99 ver2003)

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.
Selon le **RPA 99** les éléments satisfaisants la condition**, (L ≥ 4a)** sont considérés comme voiles.

Avec :

L : Longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

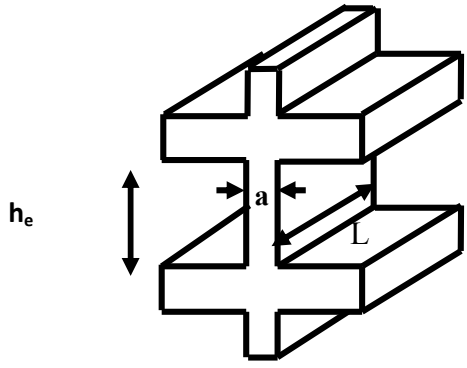
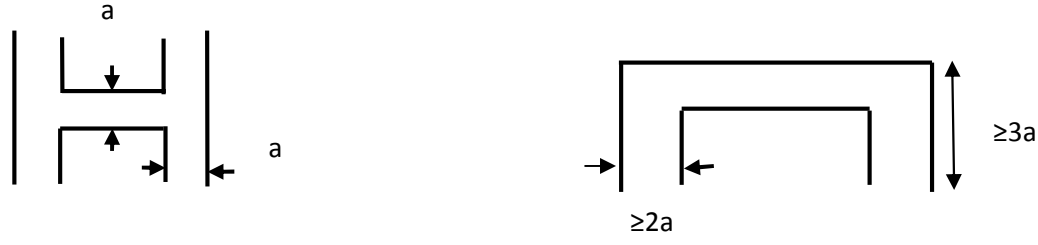


Figure II-2 : Coupe d'un voile en élévation

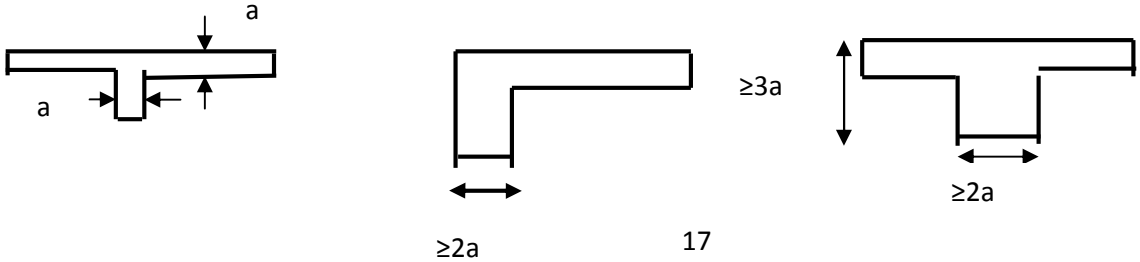
- **Différentes coupes des voiles :**

1er cas **$a \geq h_e / 25$**

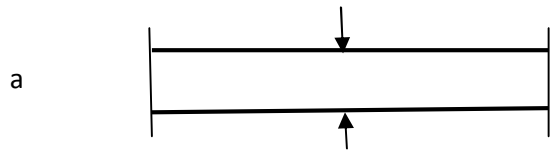


2eme cas :

$a \geq h_e/22$



3eme cas : **$a \geq h_e / 20$**



- **Pour Le S.SOL 1he=4.08m**

a_{min}=15cm

$a \geq h/25 \rightarrow a \geq 16.32cm$

$a \geq h/22 \rightarrow a \geq 18.54\ cm$

$a \geq h/20 \rightarrow a \geq 20.4cm$

- **a ≥ max (16.32 , 18.54 , 20.4)**

a = 20cm

Pour Le S.SOL 2 he=3.57m

a_{min}=15cm

$a \geq h/25 \rightarrow a \geq 14.28cm$

$a \geq h/22 \rightarrow a \geq 16.22\ cm$

$a \geq h/20 \rightarrow a \geq 17.85cm$

- **a ≥ max (14.28 , 16.22 , 17.85)**

a = 20cm

- **Pour Le RDC he=2.88m**

a_{min}=15cm

$a \geq h/25 \rightarrow a \geq 11.52cm$

$a \geq h/22 \rightarrow a \geq 13.09\ cm$

$a \geq h/20 \rightarrow a \geq 14.4cm$

- **a ≥ max (11.52 , 13.09 , 14.4)**

a = 20cm

- **Pour l'étage courant : he=2.88m**

a≥ h/25 → a ≥11, 52 cm

a≥ h/22 → a ≥13.09 cm

a ≥ h/20 → a ≥14,4cm

- **a ≥ max (11.52 ,13.09, 14, 4)**
- **a =20cm**

a ≥ max (15 ,21)

Soit: a = 20 cm

II-1-4 les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELSen compression simple en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité .Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$ **Avec** **N=G + Q**

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6. f_{c28}$: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa.

Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1, h_1) ≥25 cm. →En zone I et II_a
- Min (b_1,h_1) ≥30 cm. →En zone III et II_b

- $\text{Min}\,(b_1,h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

II-2-Descente de charge :

II-2-1-Déterminations des charges et surcharges :

II-2-1-1- les charges permanentes (G) pour :

a) les planchers :

Les planchers sont réalisés en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection.

- **D'après le DTR.BC.2-2 on a pour le plancher de terrasse (inaccessible):**

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ(KN/m^3)	La charge G (KN /m^2) G= $\rho \times E$
1-Couche de gravier roulé 15/25	5	20	1.00
2-Etanchéité multi couche	2	/	0.12
3-Isolation thermique	5	4	0.20
4-Pare vapeur	/	/	0.10
5-Béton	8	25	2.00
6-Plancher à corps creux	20	/	2.85
7-Enduit en plâtre	2	1	0.02
/	**G=6.29kN /m^2**		

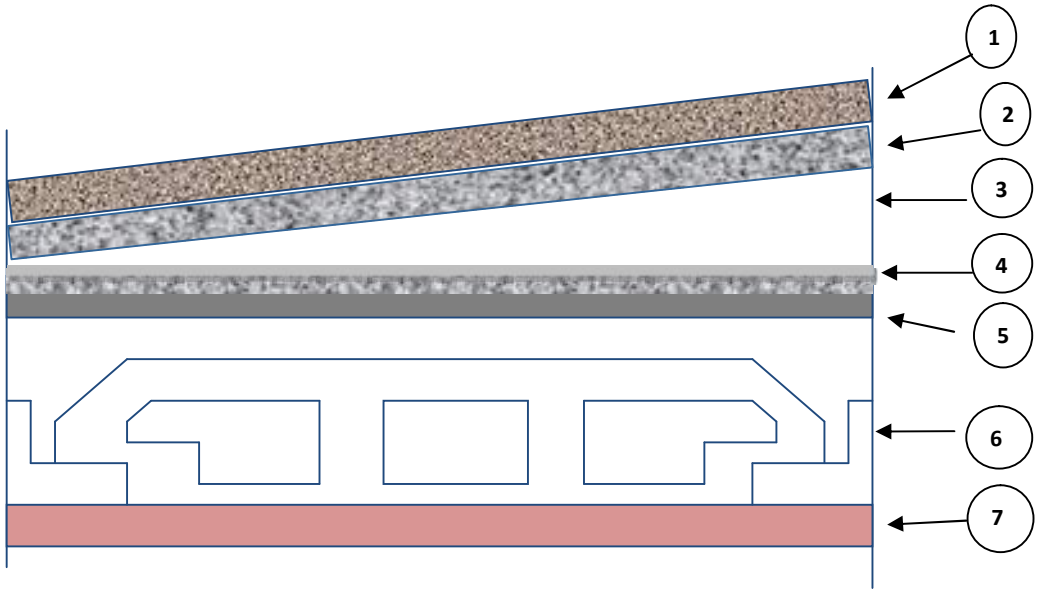


Figure II-3 : (les défèrent couches de plancher terrasse inaccessible)

- **D'après le DTR.BC.2-2 on a pour le plancher d'étage courant :**

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ(KN/m^3)	La charge G (KN /m^2) $G = \rho \times E$
1-Revêtement en carrelage	1	20	0.20
2-Mortier de pose	3	22	0.66
3-Couche de sable	3	18	0.54
4-Plancher à corps creux	16+4	/	2.85
5-Enduit en plâtre	2	10	0.20
6-Cloison de séparation interne 8 trous	10	/	1.00
/	**G=5.45KN/m^2**		

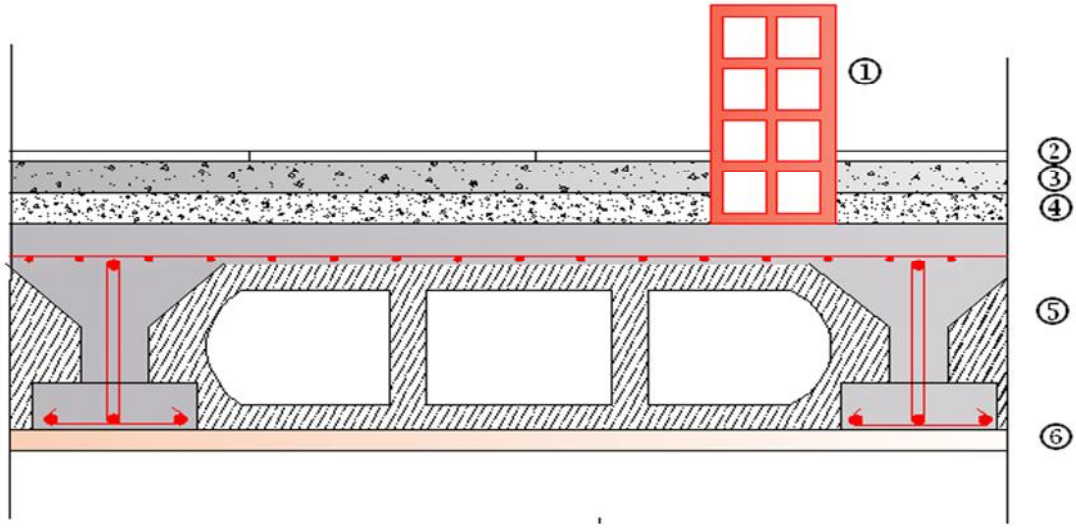


Figure II-4 : Coupe vertical du plancher courant

- **D'après le DTR.BC.2-2 on a pour le balcon en (dalle pleine) :**

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ(KN/m^3)	La charge G (KN /m^2) $G = \rho \times E$
1-Brique creuses 8 trous	10	/	1.00
2-Revêtement en carrelage	2	20	0.40
3-Mortier de pose	3	22	0.66
4-Couche de sable	3	18	0.54
5-Dalle pleine	15	25	3.75
6-Enduit en plâtre	2	10	0.20
/	**G=6.55KN/m^2**		

Dalle pleine

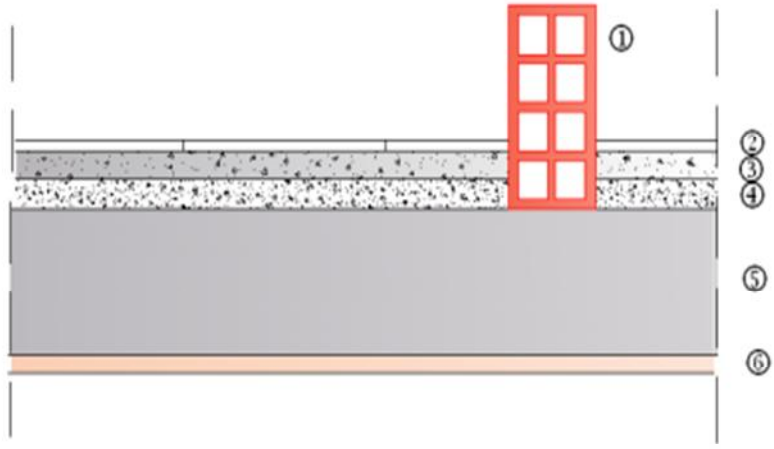
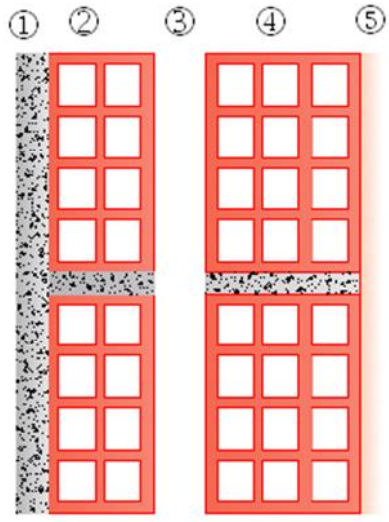


Figure 2 .5

- **D'après le DTR.BC.2-2 on a pour la maçonnerie :**

b) Murs extérieurs :

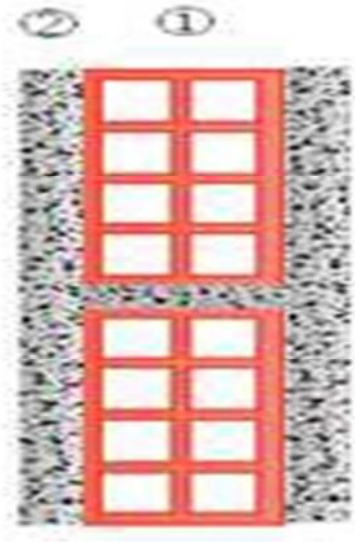
Elément	Epaisseur en (cm)	ρ(KN/m^3)	La charge G (KN /m^2) G= $\rho \times E$
1-Enduit au mortier de ciment	3	18	0.54
2-Brique creuses 8 trous	15	/	1.30
3-Lame d'aire	5	/	0.00
4-Brique creuses 12 trous	10	/	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20
/	**G=2.94KN/m^2**		



FigureII-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

c)Murs intérieur :

Elément	Epaisseur en (cm)	ρ(KN/m^3)	La charge G (KN /m^2) G= $\rho \times E$
2-Enduit de plâtre	2	10	0.20
1-Brique creuses 8 trous	10	/	0.90
2-Enduit de plâtre	2	10	0.20
/	**G=1.30KN/m^2**		



FigureII-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur

II-2-1-2-Surcharges d'exploitation Q :

Elément	Surcharge d'exploitation Q (KN/m^2)
◆ **Plancher inaccessible**	**1.00**
◆ **Plancher d'étage courant à usage d'habitation**	**1.50**
◆ **Balcon**	**3.50**
◆ **Escalier**	**2.50**
◆ **Acrotère**	**1.00**
◆ **Plancher de RDC**	**5**

➢ Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité:

• Le poteau le plus sollicité.

a) Surface d'influence :

Selon l'exigence de **RPA** qui minimise la section des poteaux a **(25 x 25) cm.**
On démarre avec cette section donnée par le règlement.

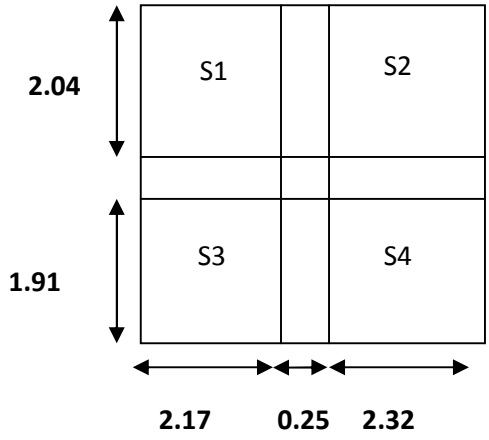
Note : On va s'intéresser lors de la descente de charge aux poteaux, sans prendre on Considération la présence des voiles.

$$A_p = N_{max} / \sigma_{bc}$$

Avec : σ_{bc} **: contrainte admissible**

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{28} = 15MPA$

A_p : section du pote



FigureII-8 : localisation du poteau le plus sollicité

- Dans notre cas le poteau le plus sollicite est :

S_1=2.04x2.17=4.43[**m²]**

S_2=2.32x2.04=**4.73**[**m²]**

S_3=2.17x 1.91=**4.14[m²]**

S_4=2.32x1.91=**4.43[m²]**

T_{otal}=**4.43+4.73+4.14+4.43=17.73m²**

- La surface du plancher revenant au poteau considère est **S=17,73**[**m²]**
- La surface d'exploitation du plancher revenant au poteau est :

S'=[(2.17+0.25+2.32)x(1.91+0.25+2.04)]-(0.25)²]=19.84m

- **Les surcharges d'exploitations :**

- Plancher terrasse……Q = 1.00 KN/m^2.
- Plancher étage courant……...Q = 1.50 KN/m^2.
- Plancher RDC……Q = 2.5 KN/m^2.
- plancher S/S……Q = 3.5 KN/m^2.
- Escaliers desservants les différents étages…….Q = 2.50 KN/m^2.

II-3-Loi de dégression des surcharges

Les règles BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Q_1	Q_0
Q_2	
Q_3	Q_0
Q_4	Q_0+Q_1
Q_5	$Q_0+0.95\ (Q_1+Q_2)$.
Q_6	$Q_0+0.90\ (Q_1+Q_2+Q_3)$.
Q_7	$Q_0+0.85\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
Q_8	$Q_0+0.80\ (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
Q_9	
Q_{10}	

$Q_0+\frac{3+n}{2n}\sum_{i=1}^{i=n} Q_i$ **pour n** $\geq$ **5.**

Figure II-9 :Loi de dégression des surcharges

II3-1-Détermination du poids propre des éléments :

Avec :ρ=25KN/m²

1)Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avonsfixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b_1, h_1)** est **25 cm** Pour la **zone II**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b=h=25cm.**

- **Poids de poteaux du RDC et étage courant:**

G= 0.25 x 0.25 x 2.88 x 25 = 4.5 KN.

- **Poids de poteau de S / Sol :**

G = 0.25 x 0.25 x 3.57 x 25 = 5.58 KN.

- **Poids de poteau de S / Sol :**

G= 0.25 x 0.25 x 4.08 x 25 = 6.37 KN.

2)Poids propre des planchers :

plancher	Surface d'influences(m)²	Charge G (KN/m²)	Poids propre(KN)
terrasse	17.73	6.29	**Pt**=17.73x6.29=111.52
Etage courant	17.73	5.45	$\mathbf{p_c}$=17.73x5.45=96.63

Tableau II-8: charges permanentes des planchers

3)poids propre des poutres :

plancher	Poids propre des poutres P_P(KN)	Poids total des poutres (KN)
Poutre secondaire	P_{ps}=0.35x0.3x4.2x25=11.02	**P_t=11.02+14.22=25.24**
Poutre principales	P_{pp}=0.4x0.30 x4.74x25=14.22	

Tableau II-9 : poids propre des poutres

4) Surcharge des planchers :

plancher	Surcharge Q_i (KN)
terrasse	Q_t=1x111.52=111.52
Etage courant	Q_c=1.5x96.63=144.94
Etage de RDC	Q_{RDC}=2.5x96.63=241.57
Etage de S/S	$Q_{S/S}$=2.5x96.63=241.57

Tableau II-10:surcharges d'exploitation

II-3-2-La loi de dégression des surcharges en fonction du nombre d'étage :

Elle s'appliques aux bâtiments a grand nombre de niveaux, où les occupations des derniers niveaux peuvent être considérées commeindépendantes.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 ce qu'est le cas de notre structure.

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_n = Q_0 + [3+n/2n] \sum_i^n Q$$

- **Les surcharges cumulées :**

$Q_{\circ TERRASSE}=19.84KN$

$Q_8=Q_\circ+Q_1=19.84+29.76=49.6KN$

$Q_7=Q_\circ+0.95(Q_1+Q_2)=Q_\circ+0.95(2Q_\circ)=76.38KN$

$Q_6=Q_\circ+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)=Q_\circ+0.9(3Q_1)=100.19KN$

$Q_5=Q_\circ+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=Q_\circ+0.85(4Q_1)=121.02KN$

$Q_4=Q_\circ+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=Q_\circ+0.8(5Q_1)=138.88KN$

$Q_3=Q_\circ+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=Q_\circ+0.75(6Q_1)=153.76KN$

$Q_2=Q_\circ+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=Q_\circ+0.71(7Q_1)=167.75KN$

$Q_1=Q_\circ+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=Q_\circ+0.69(8Q_1)$=**184.11KN**

$Q_{RDC}=Q_\circ+0.68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=Q_\circ+0.68(9Q_1)$

$Q_{RDC}=201.97$**KN**

$Q_{S/S\ 2}=Q_\circ+0.68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_9)=Q_\circ+0.66(10Q_1)$

$Q_{S/S2}=216.26$**KN**

$Q_{S/S1}=Q_\circ+0.68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=Q_\circ+0.66(11Q)$

$Q_{S/S1}=235.9$**KN**

II-3-3-Tableau récapitulatif des calculs relatifsa chaque niveau et la détermination des sections des poteaux.

NIVEAUX	Charges permanentes [kN]					Surcharges D'exploitations K		Efforts Normaux	Section Des Poteaux	
	Poids Des Planchers	Poids Des Poutres	Poids Des Poteaux	G Totale	G Cumulé	Q_i	Q_{cum}	$N = G_c + Q_c$	Section Trouvée	Section Adoptée
Terasse	111.52	25.24	/	136.76	136.76	11.52	19.84	156.60	25x25	35x35
8	96.63	25.24	4.50	126.37	265.13	144.94	49.60	312.73	25x25	35x35
7	96.63	25.24	4.50	126.37	389.5	144.94	76.38	465.88	25x25	35x35
6	96.63	25.24	4.50	126.37	515.87	144.94	100.19	616.06	25x25	40x40
5	96.63	25.24	4.50	126.37	642.24	144.94	121.02	763.26	25x25	40x40
4	96.63	25.24	4.50	126.37	768.61	144.94	138.88	907.49	25x25	45x45
3	96.63	25.24	4.50	126.37	894.98	144.94	153.76	1048.74	25x25	45x45
2	96.63	25.24	4.50	126.37	1021.35	144.94	167.76	1189.10	25x25	45x45
1	96.63	25.24	4.50	126.37	11447.7	144.94	184.11	1331.83	25x25	45x45
RDC	96.63	25.24	4.50	126.37	1274.09	483.57	201.97	1476.06	25x25	45x45
S/S2	96.63	25.24	55.58	127.45	1041.54	241.57	216.26	1617.80	25x25	45x45
S/S1	96.63	25.24	6.37	128.24	1529.78	241.57	235.90	1765.68	25x25	45x45

II-4-Vérification Relatifs aux CoffrageRPA9 (VERSION2003)Art7.4.1 :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur(he) en une seule fois, et les dés de coffrage sont intredites.les dimensions de la section transversale des poteaux en zone Ii_a doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min(b,h)≥25cm condition vérifier sur touts les niveaux

- Min(b,h)≥h_e/20 avec h_e : hauteur d'étage=288 cm

  h_e / 20 =288/20=14.4cm

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculées et Vérification	Observation
25X25	MIN(b,h)≥25cm	MIN(25,25) =25=25	**vérifier**
	MIN(b,h)≥h_e/20	MIN(25,25)=25≥14.4	**vérifier**
	1/4<b/h<4	1/4 <b/h=1<4	**vérifier**
35X35	MIN(b,h)≥25cm	MIN(35,35)=35≥25	**vérifier**
	MIN(b,h)≥h_e/20	MIN(35,35)=35≥14.4	**vérifier**
	1/4 <b/h<4	1/4 <35/35=1<4	**vérifier**
40X40	MIN(b,h)≥25cm	MIN(40,40)=40≥25cm	**vérifier**
	MIN(b,h)≥h_e/20	MIN(40,40)=40≥14.4cm	**vérifier**
	¼ <h/b<4	1/4 <h/b=1<4	**vérifier**
45X45	MIN(b,h)≥25cm	MIN(45,45)=45≥25	**vérifier**
	MIN(b,h)≥h_e20	MIN(45,45)=45≥14.4	**vérifier**
	1/4 <h/b<4	1/4 <1<4	**vérifier**

Tableau II-11: vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99Art7.4.1

II-4-vérification 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 sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux est : $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$.

Avec l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$). **l_0** : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie ($I = \frac{b.h^3}{12}$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} .$$

Avec : 2,88 m pour étage courant et RDC :

- Poteau **(45X45)** ⟹ **λ**=2.42X2.88/0.45=15.49<50**vérifier**
- Poteau (**40X40)** ⟹ **λ**=2.42X2.88/0.40=17.42<50**vérifier**
- Poteau (**35X35)** ⟹ **λ**=2.42X2.88/0.35=19.91<50**vérifier**
- poteau **(25X25)** ⟹ **λ**=2.42x2.88/0.25=27.88<50**verifier**

CHAPITRE III
Calcul des élèments

III)Introduction

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments sont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée surle dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications.
Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA.**

III-1 : Calcul de l'acrotère :

III-1-1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la
Sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre pousséedu vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux
Pluviales.
L'acrotère est réalisé en béton arme assimile a une console encastrée au niveau duplancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une
charge d'exploitation horizontale (**Q**= 1[KN/ml]) non pondérée due a l'application de lamain courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.
Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

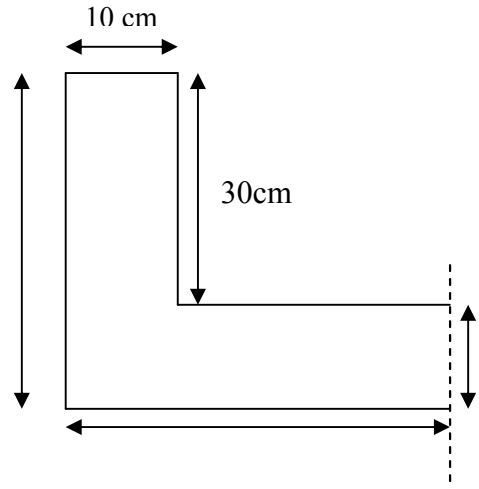
III-1-2 : Détermination des sollicitations :

H =45 cm

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

15cm

45cm



FigureIII-1 Coupe verticale de l'acrotère

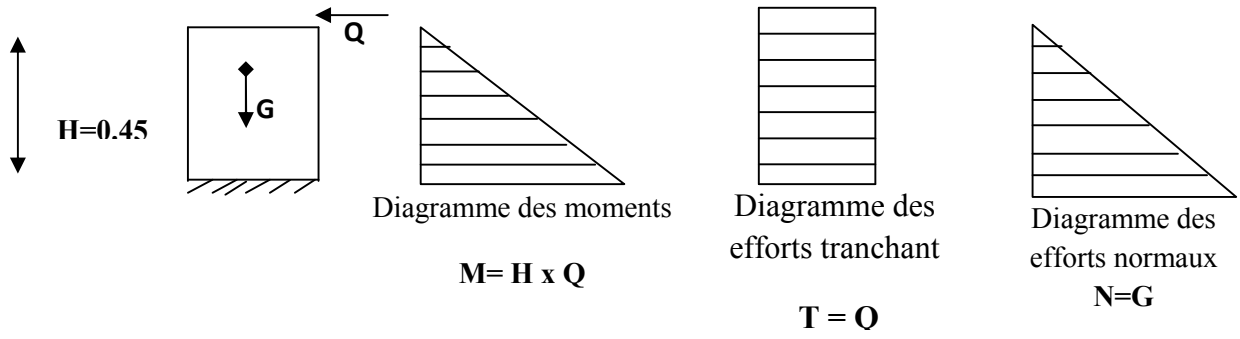


Figure III-2 schéma statique de calcule et diagramme des efforts.

- **Effort normal du au poids propre :**

G=ρ.s=25 x[(0.15x0.1)+(0.15x0.45)]x1

G=2,06KN/ml

Avec ρ : masse volumique du béton

S : section transversale.

- **Effort normal :**

N =G = 2,06 x 1 = 2,06 KN/ml

- **Effort horizontal :**

T= Q = 1 KN/ml

- **Moment de renversement M du à l'effort horizontal :**

M = Q x H
M = 1 x 0,45 =0.45KN. m

III.3 :Combinaisons de charges :

- **ELU**
- **combinaison de charge est :1,35G+1.5Q**
- **Effort normale du a G :**

Nu=1.35x2,06=2,78KN/ml

- **Moment de renversement du a Q :**

Mu=1.5MG=1.5x0.45=0,675KNm

- **ELS :**
- **La combinaison considérée est G+Q**
- **Effort normal du a G**

Ns=G x1=2,06 KN/m

- **moment de renversement :**

Ms =0.45 KN/m.

Effort tranchant **: T = Q x 1 = 1 KN**

III.4 :Calcul de ferraillage :

On étudier une section rectangulaire soumise a l'effort normal <<N>> et un moment de renversement <<M>> le calcul déterminer en flexion composée

Nous considérons une section rectangulaire de hauteur h = 10 cm et de largeur b = 1 m.

Le calcul a déterminé en flexion composée :

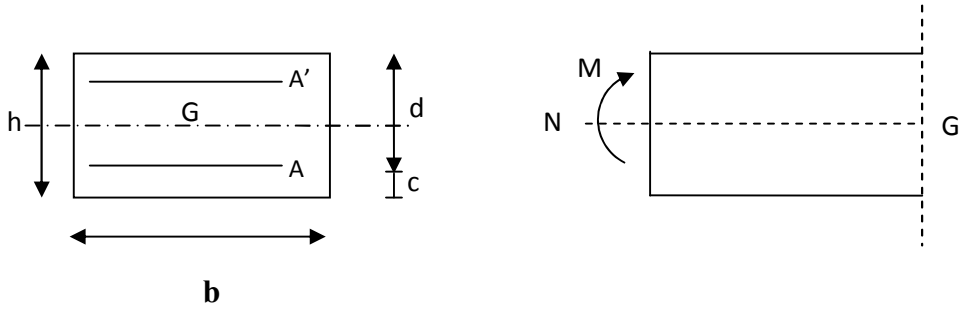


Figure III-3 : schéma de calcul de l'acrotère

III-4-1 :calcul a LELU :

- **calcul de l'excentricité :**

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

e_u=Mu/Nu

e : excentricité : distance entre le centre de gravite de la section et le centre de pression.

e_u= 0,675/2,781 =0,2427m=24,27cm

g=$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 3$ = 2cm

g est la distance entre le CDG et le CDG des armatures tendues.

D'ou le centre de pression se trouve a l'extérieure de la zone délimite par les armatures, donc la section est partiellement comprimée**SPC.**

Avec : Mu : Moment du à la compression ; **Nu** : Effort de compression ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **Mf**» puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

- **Calcul en flexion simple de la section fictive :**
- **Calcul du moment fictif :**

$M_f=M_u+N_U[(h/2)-c]$

M_f=0,675+2,781[(0,45/2)-0.03]=1.217KNm

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1{,}217\ 10^{-3}}{1X0{,}07^2X14{,}2} = 0{,}017$$

μ= 0.017<μ_l=0.392⇨ La section est simplement armée (**SSA**), les armaturescomprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0.**

μ =0.017⇨β=0.991

- **Calcul des armatures fictives:**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1{,}217X\ 10^{-3}}{0{,}991x0{,}07x348} = 5{,}041\text{x}10^{-5}m^2 = 0{,}50cm^2$$

- **Calcul en flexion composée:**
- **La section réelle des armatures :**

$\mathbf{A_{st}=A_{stf}-(N_U/\sigma_{st})}A_{st}$= 0,50–$\frac{2{,}78110^3}{34810^2}$ = 0,420cm^2

A_{st}= 0.420cm^2

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

III-4-2: Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tenduest qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de premièrefissuration de la section droite d'armature.

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : **Ast**≥ **Amin**

$$A_{min}=\frac{0,23bdft_{28}}{f_e}$$

Avec :
ft28 = 0.6 + 0.06 x 25 = 2.1 MPa.

D'où :A_{min}= 0.23x 100 x7x$\frac{2,1}{400}$ =0,845cm

$$A_S=\frac{M_S}{N_S}=\frac{0,45}{2,06}=0,22cm^2$$

A_{min}=0.845cm^2>A_s= 0.22cm^2

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

A_s= A_{min}=0 ,845cm^{2}la sectiond'acier est **2HA10=1.57cm^2**Avec un espacement:

s_t=25cm ≤ min(3h,33cm) =30cm

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_S}{4}=\frac{1.57}{4}=0,393cm$$

Soit : 2HA8 : A = 1 cm^2/ml avec un espacement St= 25 cm≤ min (3h,33cm) =30cm.

- **Vérification de cisaillement (Art.5.3.21/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \le \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4\right\} MPa$$

Avec :

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ D' où' $\tau_u = \frac{1,5x10^3}{1000x70}$ = 0,0214 MPA

τ_u : Contrainte de cisaillement

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN.$

τ_u = 0,0214 « τ_u= min $\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}$, 4 $\}MPA$

τ_u =0,0214 « τ_u =min $\{\frac{0,15x25}{1,5}$, 4$\}$=2,5MPA

τ_u = 0,0214 « τ_u =min $\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}$, 4$\}MPA$

La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

- **Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art A.6.1.3) :**

Il faut vérifier :

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

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$

$\tau_{se} = \dfrac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum u_i = n \times \pi \times \phi =$ 2×3,14×10=62.8mm ; n : nombre de barres

D'où $\tau_{se} = \dfrac{1,5x10^3}{0,9x70x62.8} = 0,379\ MPA$:

τ_{se}= 0,379MPa< $\bar{\tau}_{se}$ = 3.15 MPa donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit **(BAEL 91.1.2.2)**

Ls=40ϕ=40×0,1 = 40cm

- **Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5.33/BAEL 91 modifiée 99) :**

La fissuration est préjudiciable →$s_t \leq$ min(3h,33cm) =30cm.

h=10cm, c'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

on a adopté un espacement de 15cm .

Donc la condition est vérifiée.

III-5: Vérifications à L'ELS:

1) Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Les aciers : $\begin{cases} HA : \Phi \geq 6mm \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$

$$\tau_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400 \;,110\sqrt{\eta\,1.6\times 2.1}\right\} = 201.63\ MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1\, d\, A_s}$$

Calcul β :

$$\rho_1 = \frac{100A_S}{b.d} = \frac{100\times 2{,}01}{100\times 7} = 0{,}290 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}915 \longrightarrow K=43{,}82$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1-\beta) = 3(1\text{-}0.915) = 0{,}255$$

$$\sigma_s = \frac{0.45.1000}{0.915.7.2.01} = 34{,}95Mpa \quad \sigma_s = 34{,}95Mpa \leq \sigma_s = 201.63Mpa$$

⇨ Condition vérifiée

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} & \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

.

$$\sigma_{bc} = \frac{34{,}95}{43{,}82} = 0{,}80 \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

3)Vérification de l'acrotère au séisme :*(RPA99/Art 6.2.3) :*

Vérifions que **F_p< Q**

Avec :

F_p forces horizontales de calcul agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancres à la structure sont calculés suivant la formule

$$F_p = 4.AC_P.W_P$$

A : coefficient d'accélération de zone, obtenu par tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage, dans notre cas : *A*= 0.15 (Zone II, groupe d'usage2).

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varient entre 0.3 et 0.8 voir tableau (6-1) du RPA, dans notre cas $C_p = 0.8$

W_p : poids de l'élément secondaire (acrotère), ***Wp*= G=2,06*KN/ ml*.**

D'où :

$F_{P=}4x0.15x0.8x2.06=0,98KN$

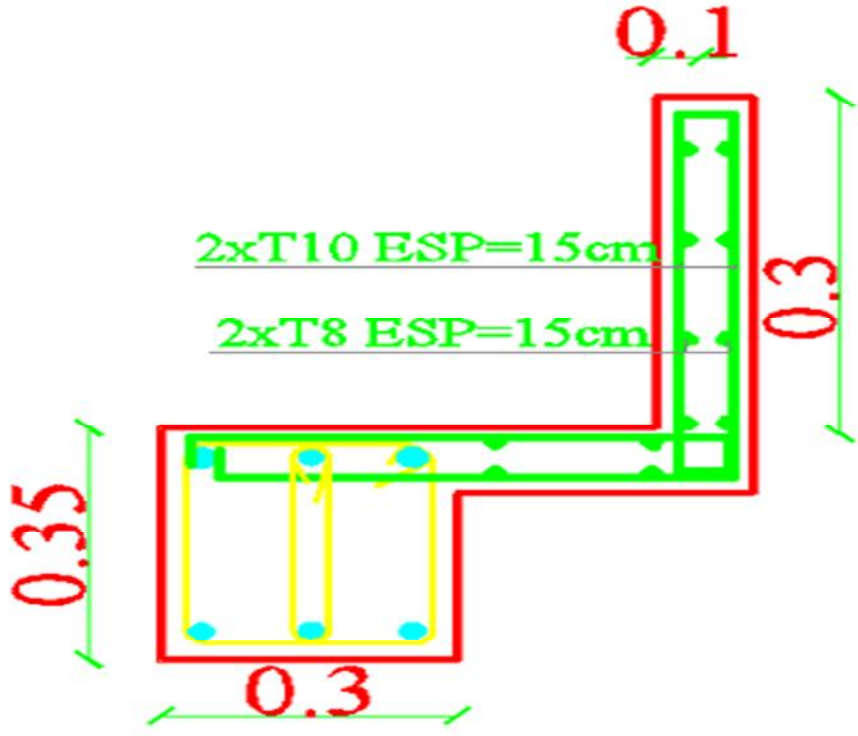
$F_P=0,98KN < Q = 1KN/ml$

Conditionvérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q=1KN/ml$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile

Conclusion :

On adopte donc pour le ferraillage celui choisi précédemment :

- **Armatures principales : 2HA10=1.57cm^{2}Avec unespacement:** $S_t = 15cm$.
- **Armatures de répartition : 2HA8=1cm^{2}Avec unespacement :** $S_t = 15cm$.



III-2-Calcul des Planchers :

L'ouvrage se compose de deux types de planchers :

1- **plancher en corps creux**

2- **plancher en dalle pleine**

- Plancher en corps creux :

- L'épaisseur du plancher à corps creux est (16 +4) avec une dalle en compression de 4cm. Le plancher a corps creux est constitué de :
- Nervures appelées poutrelles de section en T, la distance entre axe des poutrelles est 65cm
- Remplissage en corps creux sont utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm
- Une dalle de compression en béton de 4cmd'épaisseur, elle armé d'un quadrillage d'armatures ayant pour but
  1- Limiter les risques de fissurations par retrait
  2- Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
  3- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines, des charges localisées notamment elles correspondant aux cloisons.

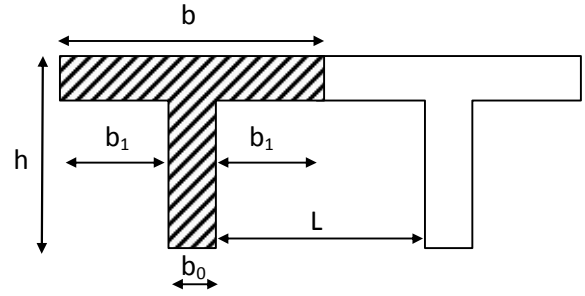


Figure III.3 : des Planchers en corps creux

- **Calcul de la dalle de Compression :**

Elle a une épaisseur de 4cm, elle est coulée sur place.

III-2-1)Ferraillage de la dalle de compression :

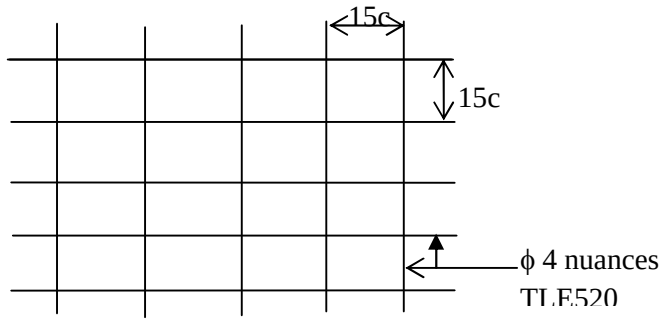
Elle est ferraillée avec un treillis soudé avec une nuance TL520 avec une limite d'élasticité

Fe = 520MPA, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- **20cm ⟶ pour les armatures ⊥ aux poutrelles (BAEL91)**
- **33cm ⟶ pour les armatures // aux poutrelles (B.6.8.423)**

La largeur de l hourdis : 50cm ≤ L_0 ≤ 80cm

L_0 : entre axe des poutrelles.



- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5 cm^2/ml \Rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0{,}98\ cm^2/ml$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}49\ cm^2/ml$

Soit $A_{//} = 5T5 = 0{,}98 cm/ml$

III-2-2)Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicités par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives, et on s'intéresse à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher de RDC) le calcul se fera en deux étapes. :

a)**Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :**

- La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elles travaillent en flexion simple et elle doit supporter en plus de sont poids propre, le poids du corps creux et de la main d'œuvre.
- Chargement :
  a) charges permanentes :
- Le poids propre de la poutrelle ⟶ $G_1 = 0{,}04 \times 0{,}12 \times 25 = 0{,}12 KN/ml$
- Le poids du corps creux ⟶ $G_2 = 0{,}95 \times \mathbf{0{,}65} = \mathbf{0{,}62} KN/ml$

b) Surcharges :

- Le poids de la main d'œuvre ⟶ $\bar{Q} = 1 KN/ml$ (DTR.B.C.ART.7.33)

III-3) Ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue).

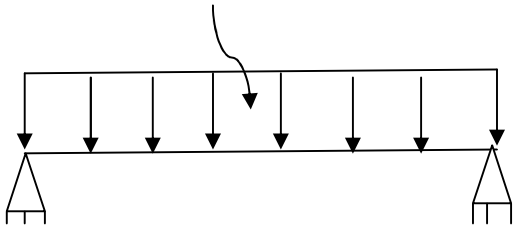
L = 490

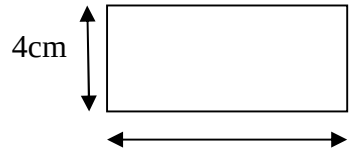
III-3-1) Condition de charge à l'ELU :

q_u = 1 ,35 G + 1,5Q avec G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 KN /ml

q_u = 1, 35(0,74) + 1,5(1) = 2,5

q_u





12cm

Schéma statique de la poutrelle

- **Moment en travée :**

$M_{max} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,9^2}{8} = 7,5KNm$

- **Effort tranchant :**

$T_{max} = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,9}{2} = 6,12cm$

- **Calcul des armatures :**

$\mu = \frac{M_{max}}{b \times d^2 f_{bc}}$ avec : μ= moment réduit

M_{max} = moment max en travée

b= largeur de la section

d= hauteur utile

f_{bc}= contrainte du béton à la compression

Comparer μ à 0,392

Si μ > 0,392 ⟶ S D A

Si μ < 0, 392 ⟶ S S A

$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{C28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2$ MPA

b =12cm ; d = h –c ; c = 3cm (l'enrobage); d = 4 – 3 = 1cm

d' ou: $\mu = \frac{7,5 \times 10^3}{12 \times 1^2 \times 14,2} = 44,01 > 0,392 \longrightarrow$ S D A

Conclusion :

- Il est impossible de disposer deux nappe d'armatures car la hauteur de la poutrelle est faible, alors il faut prévoir des étais intermédiaires afin d'aider la poutrelle a supporter les surcharges d'avant coulages de la dalle de compression ces étais sont en général distant de 0,80 à 1,2m

1) Apres coulage de la dalle de compression :(section en T) :

- La poutrelle sera calculer comme une poutre continue en T, reposant sur plusieurs appuis, les charges et surcharges seront considérées comme uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles, elle travaille en flexion simple sous q.
- Les appuis de rives seront considérés comme des semi encastrement et les autres comme des appuis simples.
- On notera que la longueur de chaque travée est prise entre nus d'appuis

Dimensionnement :

b : distance entre axe des poutrelles

h_t : hauteur du plancher en corps creux

b_0 : largeur de la poutrelle

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

b_1 : largeur de l'hourdis

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers donc on a des poutrelles de

$h_t = 20$cm

$b_o = 12$cm

$h_o = 4$cm

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5$cm

Combinaison de charge:

Poids propre de plancher : G =5,45KN/m^2

Surcharge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m^2

G = 5,45× 0,65 = 3,542KN/ml

Q = 2,5 × 0,65 = 1,625KN/ml

➢ choix de la méthode de calcul :

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) **La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :**

Q ≤ max (2G , 5 KN)

2G = 2 × 3,542 = 7,085 KN/ml Q ≤ max (2G,5KN) : **condition vérifiée**

Q = 1,625 KN/ml

2) **Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0,8 et 1,25)**

$0{,}8 \leq \frac{L}{L_{l+1}} \leq 1{,}25 \Rightarrow \frac{3{,}95}{4{,}21} = 0{,}93$

$\frac{4{,}21}{3{,}17} = 1{,}32 \Rightarrow$ condition non vérifiée

$\frac{3{,}17}{3{,}23} = 0{,}98$

3) **Le moment d'inertie des sections transversale sont les même dans les différents travées.**
4) **Fissuration non préjudiciable.**

➢ Conclusion

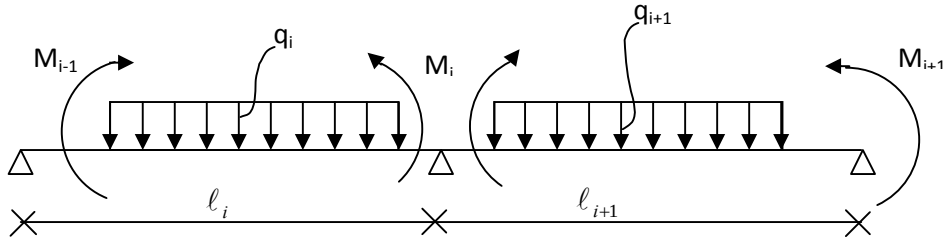
Les conditions sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.Onutilisera la méthode des trois moments.

➢ Exposition de la méthode des trois moments

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➢ **Pour l'appui :**

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = \frac{q_{i\ell}\ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}$$



➢ **Pour la travée:**

$$M(x)=M_0(x) + M_{i-1}\left(1-\left(1-\frac{X}{L_i}\right) + M_i\frac{X}{L_i}.\right.$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

➢ **Combinaison des charges :**

a- l'ELU : qu = 1,35G + 1,5Q = 1, 35(3,542)+ 1,5(1,625)

= 7,219 KN/ml

A L'ELS : q_s= G + Q=5,167KN/ml.

III-4 : Calcul à l'ELU :

III-4-1-a) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$7,9M_1+3,95M_2= - 111,23$..... (1)
$3,95M_1+16,32M_2+4,21M_3= - 245,89$..... (2)
$4,21M_2+14,76M_3+3,17M_4= - 192,16$..... (3)
$3,17M_3+12,8M_4+3,23M_5= - 118,31$..... (4)
$3,23M_4+6,46M_5= -60,82$..... (5)

La résolution du système nous donne :
$M_1= - 8,742$KN.ml
$M_2= - 10,674$KN.ml
$M_3= - 8,823$KN.ml
$M_4= - 5,358$KN.ml
$M_5= - 6,735$KN.ml

III-4-1-b) Calcul des moments en travée:

Les moment calcules par la méthode des trois moment sont pour un matériaux homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

Donc on aura :

- **Les moments aux appuis :**

Calcul des moments corrigés :

M_1 = -8,742 – 1/3 x (-8,742) = -5,828KNm

M_2 = -10,674-1/3 x (-10,674) = -7,116KNm

M_3 = -8,823 -1/3 x (-8,823) = -5,882KNm

M_4 = -5,358 – 1/3 x (-5,358) = -3,572KNm

M_5 = - 6,735 – 1/3 x (-6,735) = - 4,49KNm

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximal.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (1-2) ; x_1 = 1,93m ; M_{max} = 14,78 KN.m.
Travée (2-3) ; x_2 = 2,14m ; M_{max} = 14,50 KN.m.
Travée (3-4) ; x_3= 1,68m ; M_{max} = 10,82 KN.m.
Travée (4-5) ; x_4= 1,57m ; M_{max} = 11,08 KN.m.

- **Les moments en travées :**

Calcul des moments corrigés :

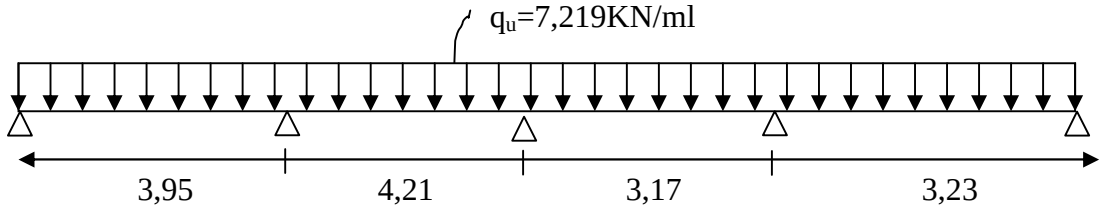
Travée (1-2) ; x_1 = 1,93m ; M_{max} = 19,71 KN.m.

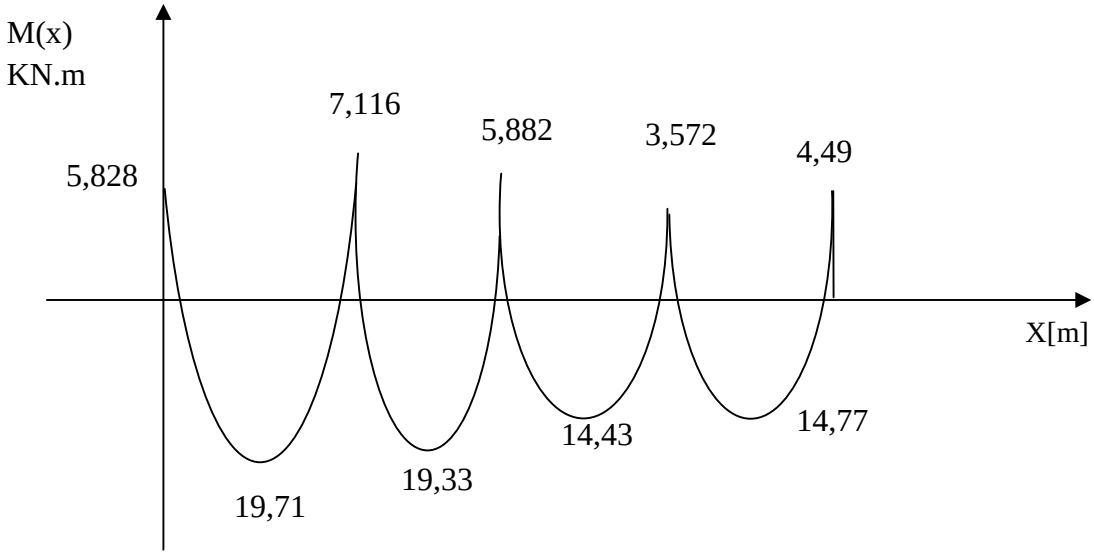
Travée (2-3) ; x_2 = 2,14m ; M_{max} = 19,33 KN.m.
Travée (3-4) ; x_3= 1,68m ; M_{max} = 14,43 KN.m.
Travée (4-5) ; x_4= 1,57m ; M_{max} = 14,77 KN.m.

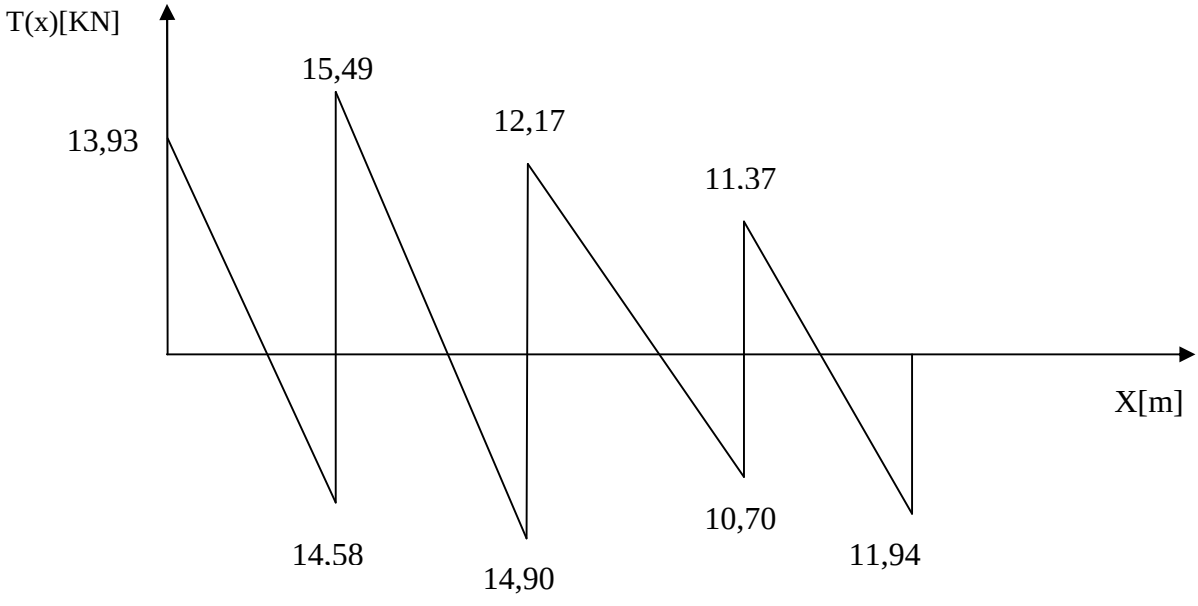
III-4-2) Calcul des efforts tranchants :

$V_u(x)=\frac{q_u \ell_i}{2}-q_u x+\frac{M_{i+1}-M_i}{\ell_i}$.

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.







Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

III-5-1) Calcul à l'ELS :

III-5-1-a) Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$7,9M_1+3,95M_2= - 79, 61$..... (1)
$3,95M_1+16,32M_2+4,21M_3= - 175,99$..... (2)
$4,21M_2+14,76M_3+3,17M_4= - 137,54$..... (3)
$3,17M_3+12,8M_4+3,23M_5= - 84,68$..... (4)
$3,23M_4+6,46M_5= -43,53$..... (5)

La résolution du système nous donne :

$M_1= - 6,26$KN.ml
$M_2= - 7,64$KN.ml
$M_3= - 6,31$KN.ml
$M_4= - 3,83$KN.ml

- $M_5 = - 4,82$KN.ml

III-5-2-b) Calcul des moments en travée:

Les moments calcules par la méthode des trois moment sont pour un matériaux homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

Donc on aura :

- **Les moments aux appuis :**

Calcul des moments corrigés :

$M_1 = -6,26 – 1/3 \times (-6,26) = -4,173$KNm

$M_2 = -7,64 -1/3 \times (-7,64) = -5,093$KNm

$M_3 = -6,31 -1/3 \times (-6,31) = -4,206$KN

$M_4 = -3,83 – 1/3 \times (-3,83) = 2,553$KNm

$M_5 = - 4,82 – 1/3 \times (-4,82) = - 3,213$KNm

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (1-2) ; $x_1 = 1,91$m ; $M_{max} = 10,53$ KN.m.
Travée (2-3) ; $x_2 = 2,16$m ; $M_{max} = 9,46$ KN.m.
Travée (3-4) ; $x_3 = 1,74$m ; $M_{max} = 8,15$ KN.m.
Travée (4-5) ; $x_4 = 1,55$m ; $M_{max} = 8,72$ KN.m.

- **Les moments en travées :**

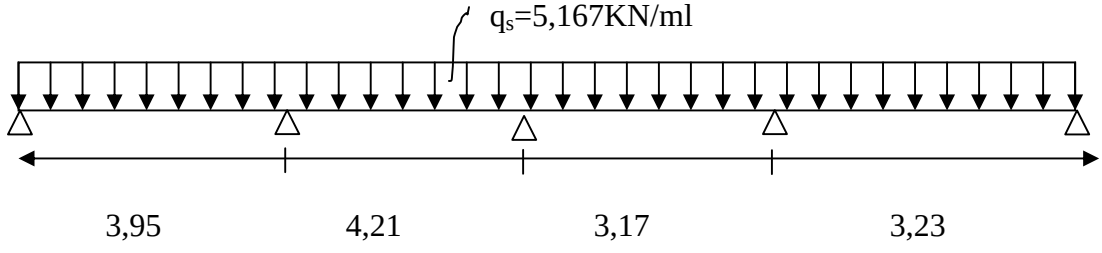
Calcul des moments corrigés

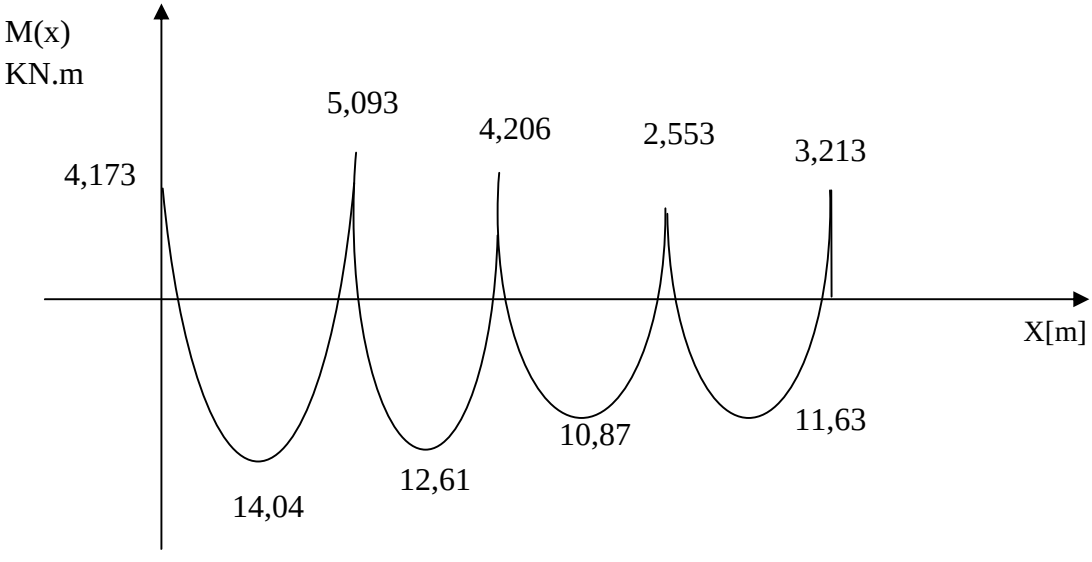
Travée (1-2) ; x_1 = 1,91m ; M_{max} = 14,04 KN.m.
Travée (2-3) ; x_2 = 2,16m ; M_{max} = 12,61 KN.m.
Travée (3-4) ; x_3= 1,74m ; M_{max} = 10,87 KN.m.
Travée (4-5) ; x_4= 1,55m ; M_{max} = 11,63 KN.m.

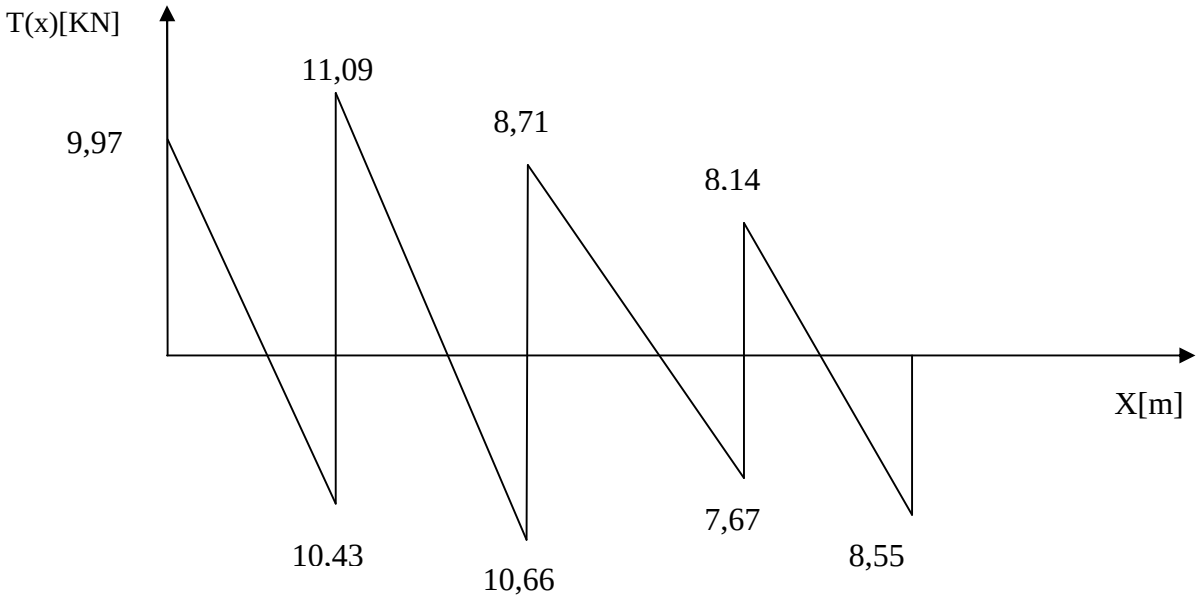
III-5-1-c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x)=\frac{q_u \ell_i}{2}-q_u x+\frac{M_{i+1}-M_i}{\ell_i}.$$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.







Diagrammes des moments et des efforts tranchants à

III-6:Ferraillage de la poutrelle à l'ELU :

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage se fera en considérons le moment maximal

- En travée : M_{max}^{t} = 19,71KNm
- Sur appui : M_{max}^{a} = 7,116KNm

a) **En travée :**

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

$\mathbf{M_0 = b \times h \left(d - \frac{h0}{2} \right) f_{bu}}$

h_o= 4cm

h = 20cm

d = h − c = 20 – 3 = 17 cm

b_o = 12cm

b = 65cm

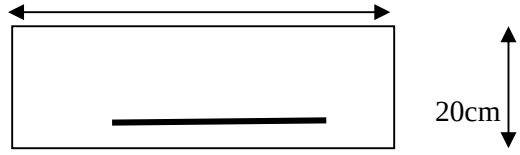
$\mathbf{M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04 \left(0{,}17 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 14{,}2 \times 10^3 = 55{,}38KNm}$

M_0 = 55,38KNm

M_t^{max} = 19,71KNm

=> $M_0 > M_t^{max}$ => l'axe neutre est dans la table de compression, la section en <T> sera calculée comme étant une section rectangulaire65cm

De (b× h) = (65× 20)cm^2



Calcul de μ :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19,71}{0,65 \times 0,17^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,07 => \beta = 0,964$$

$\mu_U = 0,07$section ~~simplement~~ ment armé(SSA)

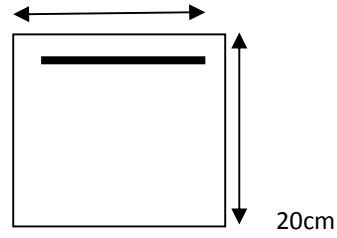
$\mu_J = 0,392$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,71}{0,964 \times 0,17 \times 348 \times 10^3} = 3,46 \times 10^{-4} m^2 = 3,46 cm^2$$

Soit **A_{St} = 3HA14 = 4.62 cm^2**

b- aux appuis:

Puisque le béton tendu est négligeable, on fait le calcul pour une section rectangulaire (b_0 ×h) : (12× 20)cm^2 12cm



Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,116}{0,12 \times 0,17^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,144 \longrightarrow \beta = 0,922$$

$\mu_U = 0,144$ $\mu_J = 0,392$ => $\mu_U < \mu_J$ =>section simplement armée (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,116}{0,922 \times 0,17 \times 348 \times 10^3} = 1,30 \times 10^{-4} m^2 = 1,30 cm^2$$

Soit : **A_{st} = 1HA14 = 1.54cm^2**

- **Armature transversale:leur diamètre est donné par BAEL91modifie99/art 7.2.2**

$\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10}) \rightarrow \min(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}) = 0.57$

$\square_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisi un cadre Ø8 avec **A_t= 2HA8=1 cm2**

- **Espacement des armatures :**

D'âpres le règlement (BAEL91modifiee99/art:A.5.1.22)

$S_t \leq$min(0.9d ;40cm)

09d=0.9x17=15.3cm

$S_t \leq$min(15.3 ;40)cm , $S_t \leq$15.3 soit S_t=15cm

III-7:Vérification à I'ELU:

- **Vérification de condition non fragilité du béton :**

a)Aux appuis :

$A_{min} = \frac{0,23 \times b_{0 \times d \times f_{t28}}}{fe} = \frac{0,23 \times 12 \times 17 \times 2,1}{400} = 0,25cm^2$

$A_{st} = 1.54cm^2$ $A_{min} = 0,25cm^2$ } => A_{min}< A_{st} => condition vérifiée

b)En travée :

$A_{min} = \frac{0,23 \times b_{0 \times d \times f_{t28}}}{fe} = \frac{0,23 \times 65 \times 17 \times 2,1}{400} = 1,33cm^2$

$A_{st} = 4.62\ cm^2$ $A_{min} = 1,33cm^2$ } => A_{min}< A_{St} => condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :(Art .A5.1.1/BAEL91modifie 99)**

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{15,49 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,76MPA$

$\overline{\tau_U}$ = min $(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA)$ <=> min $(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5)$ <=>min(3,33 ; 5)MPA

=> $\overline{\tau_U}$ = 3,33MPA

$\left.\begin{matrix}\bar{\tau}_u = 3.33 \\ \tau_u = 0.76\end{matrix}\right\}$ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ ⟹ **condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)**

$$\tau_{Se} = \frac{T^{max}}{0{,}9.d.\sum U_i} < \bar{\tau}_{Se}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres $U_i = n\pi\Phi = 3.3{,}14.14 = 13.19cm$

$$\tau_{se} = \frac{15{,}4910^3}{0{,}9.170.131.9} = 0{,}78 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{Se} = \Psi_S . ft_{28} = 2{,}1x1{,}5 = 3{,}15MPA$$ Avec : Ψ_S = 1,5 pour HA

$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se}$ Condition ⟹ **vérifiée**

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **L'adhérence :**

$$\bar{\tau}_u = 0{,}6\Psi_S^2 . ft_{2\varepsilon} = 2{,}835MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-8 : Ferraillage de la poutrelle à L'ELS :

- **Armatures longitudinales**

Le ferraillage se fera en considérons le moment maximal

- En travée : M_{max}^{t} = 14,04 KNm
- Sur appui : M_{max}^{a} = 5,093 KNm

b) **En travée :**

On calcul d'abord le moment équilibré par la table de compression

$$\mathbf{M_0 = b \times h \left(d - \frac{h0}{2} \right) f_{bu}}$$

h_o = 4cm

h = 20cm

d = h − c = 20 – 3 = 17 cm

b_o = 12cm

b = 65cm

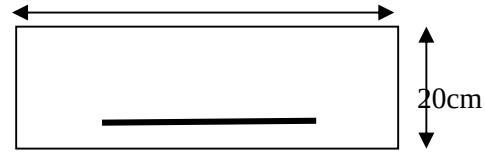
$$\mathbf{M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04 \left(0{,}17 - \frac{0{,}04}{2}\right) \times 14{,}2 \times 10^3 = 55{,}38 KNm}$$

M_0 = 55,38KNm

M_t^{max} = 14,04KNm

=>**M_0**> **M_t^{max}**=> l'axe neutre est dans la table de compression, la section en <T> sera calculée comme étant une section rectangulaire

De (b× h) = (65× 20) cm^2



Calcul de μ :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14{,}04}{0{,}65 \times 0{,}17^2 \times 14{,}2 \times 10^3} = 0{,}053 => \beta = 0{,}972$$

$\mu_U = 0{,}053$ ⟹ section simplement armé(SSA)

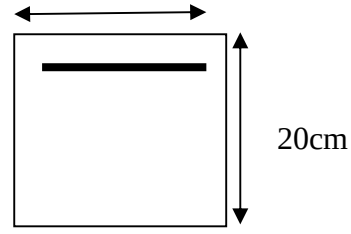
$\mu_J = 0{,}392$

$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14{,}04}{0{,}972 \times 0{,}17 \times 348 \times 10^3} = 2{,}44 \times 10^{-4} m^2 = 2{,}44 cm^2$

Soit $\mathbf{A_{St}}$ = **3HA14 = 4.62 cm²**

b- aux appuis:

Puisque le béton tendu est négligeable, on fait le calcul pour une section rectangulaire (b_0 ×h) : (12× 20)cm²12cm



Calcul de μ_u :

$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5{,}093}{0{,}12 \times 0{,}17^2 \times 14{,}2 \times 10^3} = 0{,}103 \longrightarrow \beta = 0{,}945$

$\mu_U = 0{,}103$

$\mu_J = 0{,}392$

$=> \mu_U < \mu_J =>$ section simplement armée (SSA)

$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5{,}093}{0{,}945 \times 0{,}17 \times 348 \times 10^3} = 0{,}91 \times 10^{-4} m^2 = 0{,}91 cm^2$

Soit : $\mathbf{A_{st}}$ = **1HA14 = 1,54cm²**

- **Armature transversale :leur diamètre est donnée par BAEL91modifie99/art 7.2.2**

$\Phi_t \leq \min(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b}{10}) \longrightarrow \min(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}) = 0.57$

$\square_l^{max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisi un cadre Ø8 avec $\mathbf{A_t}$**= 2HA8=1 cm2**

- **Espacement des armatures :**

D'âpres le reglement (BAEL91modifiee99/art :A.5.1.22)

$S_t \leq$ min (0.9d ; 40cm)

0.9d=0.9x17=15.3cm

$S_t \leq$ min(15.3;40)cm , $S_t \leq 15.3$,soit S_t=15cm

Vérification à I'ELS:

- **Vérification de condition non fragilité du béton :**

a)Aux appuis :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b_{0} \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 17 \times 2{,}1}{400} = 0{,}25cm^2$$

$A_{st} = 1{,}54cm^2$ $A_{min} = 0{,}25cm^2$ } => $A_{min} < A_{st}$ => condition vérifiée

b)En travée :

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b_{0} \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0{,}23 \times 65 \times 17 \times 2{,}1}{400} = 1{,}33cm^2$$

$A_{st} = 4.62\ cm^2$ $A_{min} = 1{,}33cm^2$ } => $A_{min} < A_{St}$ => condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant :(Art .A5.1.1/BAEL91modifie 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{11{,}09 \times 10^3}{120 \times 170} = 0{,}54MPA$$

$\overline{\tau_U}$ = min $(0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPA)$ <=> min $(0{,}2 \times \frac{25}{1{,}5}; 5)$ <=>min(3,33 ; 5)MPA

=> $\overline{\tau_U} = 3{,}33MPA$

$\overline{\tau}_u = 3.33$ $\tau_u = 0.54$ } $\tau_u < \overline{\tau}_u$ **condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)**

$$\tau_{Se} = \frac{T^{\max}}{0{,}9.d.\sum U_i} < \bar{\tau}_{Se}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres $U_i = n\pi\Phi = (3.3{,}14.14) = 13.19cm$

$$\tau_{se} = \frac{11{,}0910^3}{0{,}9.170.131.9} = 0{,}55MPA$$

$$\bar{\tau}_{Se} = \Psi_S.ft_{28} = 2{,}1x1{,}5 = 3{,}15MPA \qquad \text{Avec : } \Psi_S = 1{,}5 \text{ pour HA}$$

$\tau_{Se} \leq \bar{\tau}_{Se}$ **Condition vérifié**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **L'adhérence :**

$$\bar{\tau}_u = 0{,}6\Psi_S^2.ft_{2\varepsilon} = 2{,}835MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

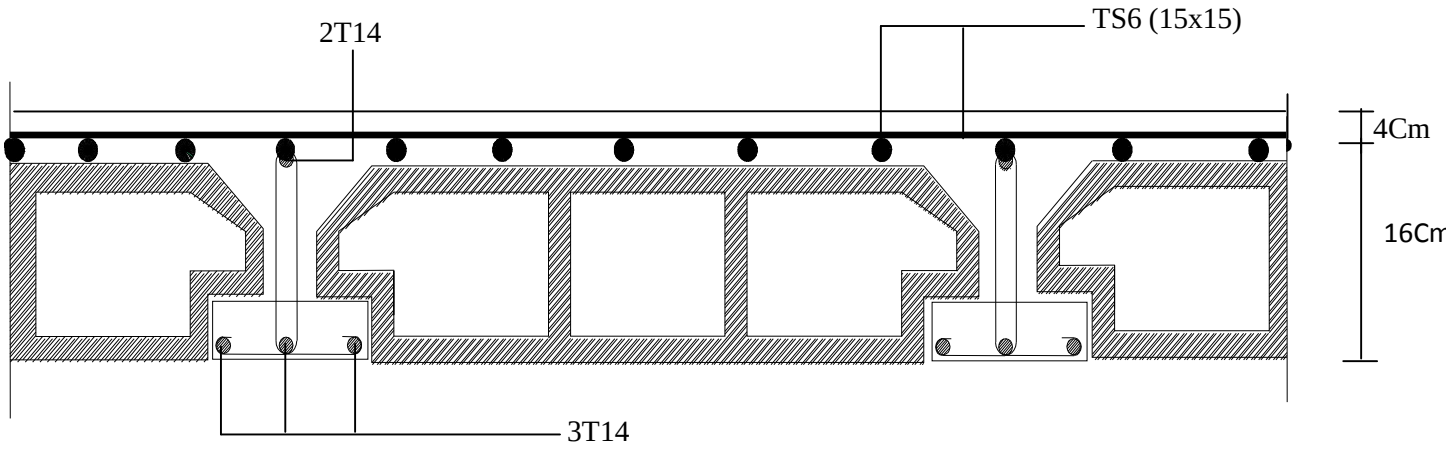


Figure III-3- Schéma de ferraillage du plancher

III-4-Calcul des Escaliers :

Introduction :

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches et de palier de pose Pour éviter la fatigue des usagers, la distance à parcourir avant d'atteindre le palier de pose ne doit pas dépasser les 25m.Notre structure comporte une seule cage d'escalier droit à trois (03) volées et serontréalisés en béton armé coulé sur place.

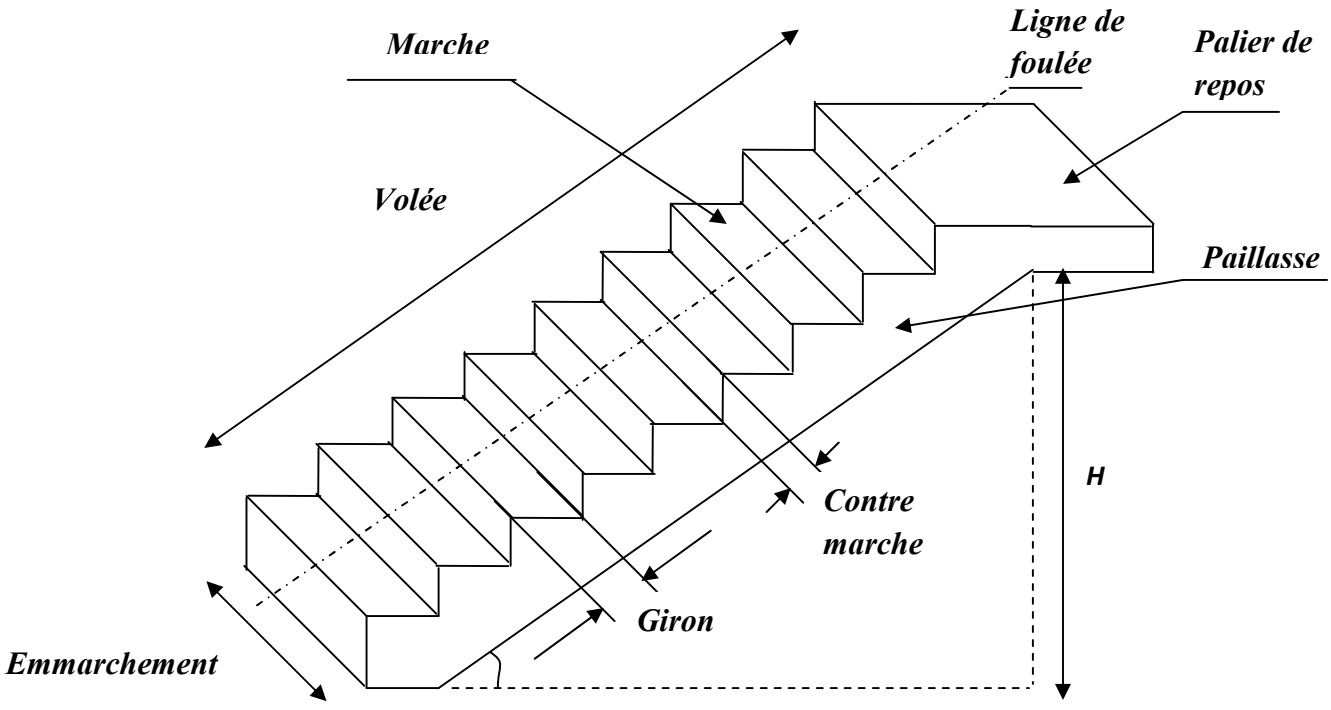


Figure III-4 : Principaux termes relatifs à un escalier

- **Terminologie :**

g : giron.

h :hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse du palier.

H : hauteur d'une volée.

L_1 : portée de la paillasse projetée.

L_2 : largeur du palier.

L : Somme de la largeur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- **Pré dimensionnement de l'escalier :**

Notre projet contient des escaliers à trois volées, schématisées comme suit :

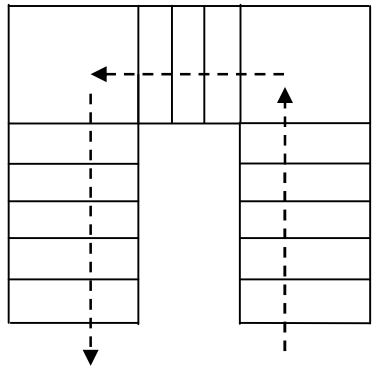


Figure III-5 : **Vue en plan d'escalier**

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner notre escalier.

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$$

Avec :

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de la marche (giron)

$$16{,}5\text{cm} \leq h \leq 17{,}5\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

Nous adoptons h = 17cm et g = 30cm

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ (Nombre de contre marche)}$$

m= (n-1) = 5 le nombre de marches.

III-4-1:Calcul du giron :

Le giron «g » est donné par la formule suivante :
$60 \leq 2h + g \leq 66$

$g \leq 66- 2h =32cm$

$26cm \leq h \leq 32cm$

$g \geq 60-2h =26cm$

Soit: g= 30cm

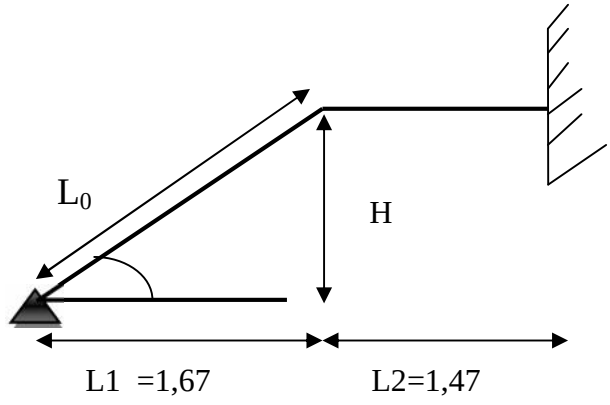
- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$60\ cm \leq g + 2\ h \leq 66\ cm.$

$60\ cm \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64\ cm \rightarrow 60\ cm \leq 64 \leq 66cm$ **:Condition vérifiée.**

III-4-2 : Dimensionnement de la paillasse et de palier : volée 1et3

Volée 1 et 3



α=29.54°

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

$L = L_0 + L_2$ **Figure III-6 :Schéma statique des volées 1 et 3.**

L_0 : La portée de la palliasse.

$$tg(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566,\ \alpha = 29.54°$$

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L_0} \quad , \quad L_0 = \frac{L_1}{\cos\alpha} = 192cm$$

L_2 =147cm

$L = L_0 + L_2$=192+147=339cm

$$\frac{l}{30} = 11,3cm \leq ep \leq \frac{l}{20} = 16,95cm$$

e_p =16cm

Soit:ep =16 cm.

III-4-3- Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour un 1ml d'emmarchement et pour une bande de 1m de projection horizontale, et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a)Charges permanentes :

- **Paillasse :**

Prenons comme épaisseur : ep =16cm

Eléments	**Poids [kn/ml]**
Poids propre de la paillasse	$25x0.16x\frac{1}{cos29.54} = 4,59$
Poids propre des marches (17cm)	25x0.17/2=2,125
Revêtement de carrelage (2cm)	22x0.02x1=0.44
Mortie de pose (2cm)	22x0.02x1=0.44
Couche de sable (2cm)	22x0.02x1=0.44
Enduit du ciment (2cm)	22x0.02x1=0.44
	G_1=8,475kn/ml

- **Palier :**

Eléments	**Poids KN/ml**
Poids propre de la dalle	25x0.16x1=4
Poids des revêtements (carrelage+ mortier +sable+enduit)	1.76
	G_2= 5.76kn/ml

b) charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par la DTR.B.C.2.2 est

Q=2.5x1m= 2.5kn/ml

III-4-4) Combinaison de charges

- **L'ELU :**

- Palier

$q_{u2} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 5,76 + 1.5 \times 2,5) \times 1m = 11,53$ KN/ml

- Paillasse :

$q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1m = (1.35 \times 8,475 + 1.5 \times 2,5) \times 1m = 15,19$ KN/ml

- **L'ELS :**

- Palier : $q_{s2} = G + Q = (5.76 + 2,5 \times 1m) = 8,26$ KN/ml

- Paillasse : $qs2 = (G + Q) \times 1\ m = (8,475 + 2,5) \times 1\ m = 10,97$ KN/ml

III-5-)Calcul des efforts internes :

Le calcul sera même en considérant la dalle comme une poutre horizontale uniformément chargée et une charge concentrée à l'extrémité de la poutre et en tenant compte du type d'appuis sur lesquels elle repose.

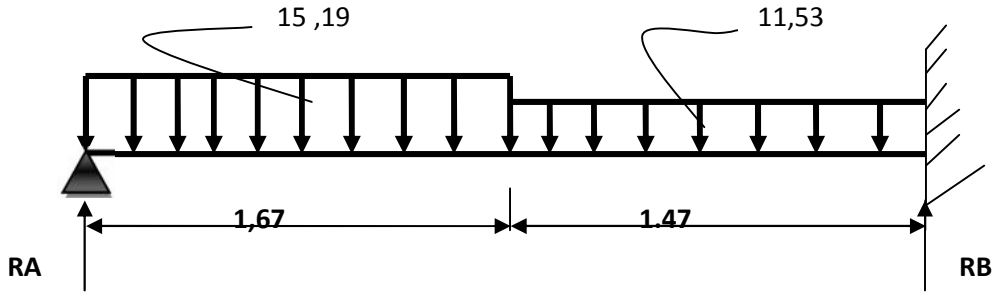


Figure III-7 : Schéma Statique des escaliers d'étage courant

a) Calcul des moments aux appuis à L'ELU :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$3{,}34M_1+1{,}67M_2= - 17{,}687$..... (1)
$1{,}67M_1+6{,}28M_2+1{,}47M_3= - 26{,}843$..... (2)
$2{,}2M_2+2{,}94M_3= - 9{,}156$..... (3)

La résolution du système nous donne :

$M_1= - 3{,}75$KN.ml $M_2= - 3{,}09$KN.ml $M_3= - 0{,}8$KN.ml

b) Calcul des moments en travée à L'ELU:

Les moment calculer par la méthode des trois moment sont pour un matériaux homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

Donc on aura :

- **Les moments aux appuis :**

$M_1 = - 2{,}5$KN.ml $M_2 = - 2{,}06$KN.ml $M_3 = - 0{,}533$KN.ml

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (1-2) ; $x_1 = 0{,}852$m ; $M_{max} = 6{,}80$ KN.m.
Travée (2-3) ; $x_2 = 0{,}825$m ; $M_{max} = 3{,}43$ KN.m.

- **Les moments en travées :**

Travée (1-2) ; $x_1 = 0{,}852$m ; $M_{max} = 9{,}07$ KN.m.
Travée (2-3) ; $x_2 = 0{,}825$m ; $M_{max} = 4{,}57$ KN.m.

c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x)= \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}.$$

0m ≤ x ≤ 1,67 m

Pour x = 0 T(0) = 9,42KN

Pour x=1,67m T (1.67) =-8,89 KN

0m ≤ x ≤ 1,47 m

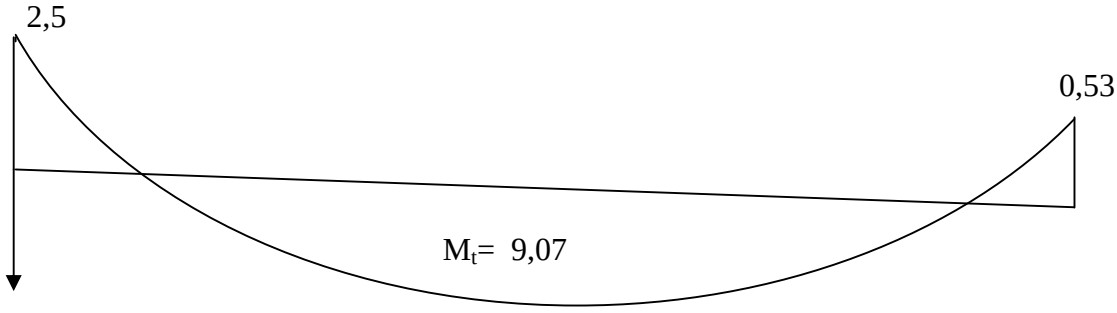
Pour x = 0 T(0) = 7,11KN

Pour x=1,67m T (1.67) =-5,03 KN

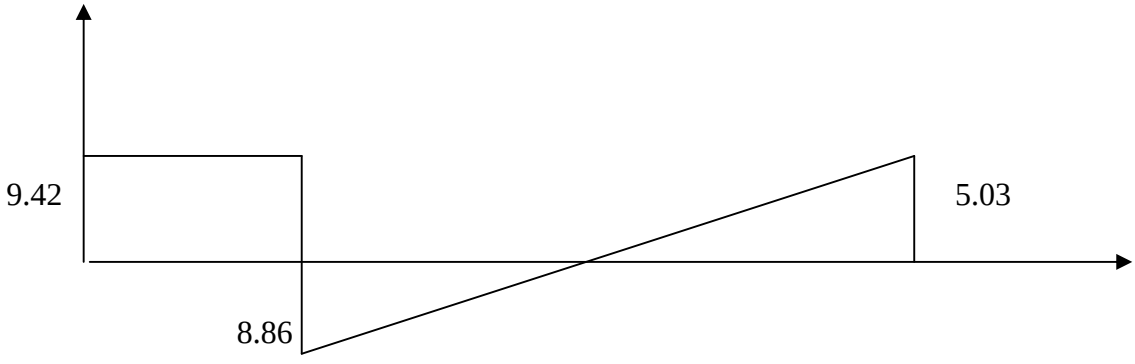
- **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**

Le moment max : Mu=9,07Kn.m

Knm



T(Kn)



III-5-1) Calcul des moments aux appuis à L'ELS :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$3{,}34M_1+1{,}67M_2= - 12{,}773$..... (1)
$1{,}67M_1+6{,}28M_2+1{,}47M_3= - 19{,}333$..... (2)
$2{,}2M_2+2{,}94M_3= - 6{,}559$..... (3)

La résolution du système nous donne :

M_1= -2,63KN.ml M_2= -2,38KN.ml M_3= - 0,45KN.ml

a) Calcul des moments en travée:

Les momentscalculer par la méthode des trois moment sont pour un matériaux homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

Donc on aura :

- **Les moments aux appuis :**

M_1 = - 1,75KN.ml M_2 = - 1,59KN.ml M_3 = - 0,3KN.ml

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (1-2) ; x_1 = 0,84m ; M_{max} = 4,63 KN.m.
Travée (2-3) ; x_2 = 0,84m ; M_{max} = 3,12 KN.m.

- **Les moments en travées :**

Travée (1-2) ; x_1 = 0,84m ; M_{max} =6,173 KN.m.
Travée (2-3) ; x_2 = 0,84m ; M_{max} = 3,12 KN.m.

b) Calcul des efforts tranchants :

$V_u(x)=\frac{q_u \ell_i}{2}-q_u x+\frac{M_{i+1}-M_i}{\ell_i}$.

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.

0m ≤ x ≤ 1,67 m

Pour x = 0 T(0) = 1,3KN

Pour x=1,67m T (1.67) =-9,02 KN

0m ≤ x ≤ 1,47 m

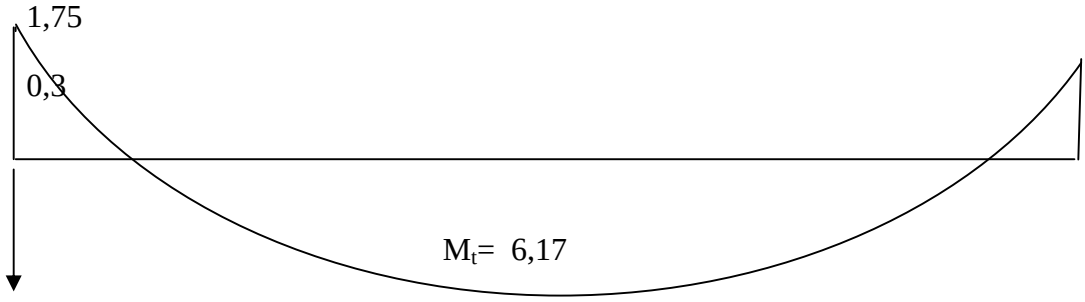
Pour x = 0 T(0) = 6,94KN

Pour x=1,67m T (1.67) =-5,20 KN

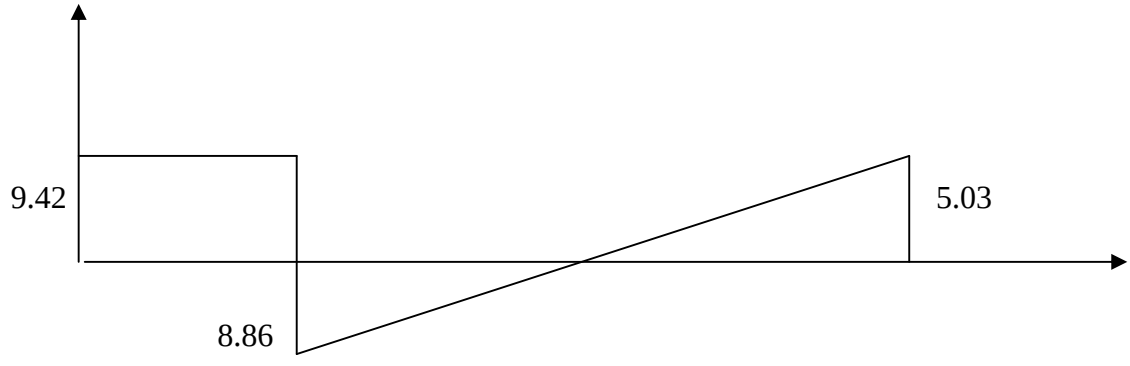
- **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :**

Le moment max : Ms=6,17Kn.m

Knm



T(Kn)



III-6- Calcul des armatures a l'ELU volée 1et3 :

Le ferraillage se fera avec les moments max à **l'ELU** en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

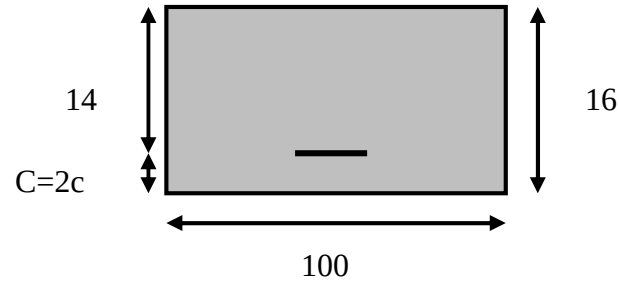
M_a^{max} = 2,5KN.m

M_t^{max} = 9,07 Kn.m

T_u^{max} =9,42 Kn

- **Ferraillage de la paillasse :**

b=100cm, h=16cm, d=h-c=14cm



- **Aux appuis :**

- **Calcul des Armatures principales (Ap) :**

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{2,5}{1 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 1000} = 0.01$$

$\mu = 0.01 < \mu = 0.392 \Longrightarrow$ **Section simplement armée.**

$\beta = 0.995$

$$Ast = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{2,5 \times 10^5}{0.995 \times 14 \times 348 \times 100} = 0,516cm^2$$

Soit : **2HA12, Aa=2,26cm^{2}St (espacement)**

- **Armatures de répartitions (Ar) :**

Ar=$\frac{Ap}{4} = \frac{2,26}{4} = 0.565cm^2$

Soit : 2HA12 Ar=2,26cm^2 St (espacement)

- **En travée :**
- **Calcul des Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{9{,}07}{1 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 1000} = 0.032$$

$\mu = 0.032 < \mu = 0.392 \rightarrow SSA.$

$\beta = 0.984$

$$Ast = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{9{,}07 \times 10^5}{0.984 \times 14 \times 348 \times 100} = 1{,}89\ cm^2$$

Soit : 2HA12 Ast = 2,26cm²St (espacement)

- **Armatures de répartitions (Ar) :**

Ar= $\frac{Ap}{4} = \frac{2{,}26}{4} = 0{,}565cm^2$

Soit : 2HA12 Ar=2,26cm² St (espacement)

III-7)Vérification à l'ELU :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe}$$

- **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 14 \times 16 \times 2.1}{400} = 0.270cm^2$$

$A_{adopté} = 2{,}26cm^2 > A_{min} = 0.270cm^2$ **condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 14 \times 16 \times 2.1}{400} = 0.270cm^2$$

$A_{adopté}$= 2,26cm^2 > A_{min} = 0,270cm^2 **condition vérifiée**.

2) vérification de la Contrainte tangentielle (cisaillement):

(Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau u}$$

Calcul de $\overline{\tau u}$:

- **Pour les fissurations non préjudiciables**

$$\overline{\tau u} = \min\left(\left|0.2\frac{fc28}{\gamma b}\right|, 5Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$\overline{\tau u} = 3.33Mpa$.

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{9{,}42 \times 10^3}{140 \times 160} = 0;42Mpa \leq \overline{\tau u} = 3.33Mpa$$

$\tau_u = 0{,}42MPa < \overline{\tau u} = 3.33MPa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art.A.6.1. 3 / BAEL91)

Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{Vmax}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$\overline{\tau_{se}}$ = Ψs × ft28 , Ψs coefficient de scellement

Avec:

Ψs = 1.5 pour les aciers a HA

$\overline{\tau_{se}} = 3.15Mpa.$

Calcul de τ_{se} :

› u_i : *somme des périmètres utiles* 2HA12

› $u_i = n \times \pi \times$

› $u_i = 2 \times 3.14 \times 12 = 75{,}36mm$

$$\tau_{se} = \frac{V_U^{max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{9{,}42 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 75{,}36} = 0{,}992Mpa$$

$\tau_{se} = 0{,}992Mpa \leq \overline{\tau se} = 3.15Mp \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effortde traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$ls = \frac{ \times fe}{4 \times \tau su}$$

Calcul de τ_{su}:

$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times ft28$

$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$Mpa.

$$l_s = \frac{ \times fe}{4 \times \tau su} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33cm$$

On prend :**ls = 45 cm**.

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.
D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

ls=**0.4** ls =18cm.

5) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

- **Influence sur le béton: (Art 5.1.313/BAEL 91)**

$$T_u \leq 0.4xb\ x\ a\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :a= 0.9d

$$T_u \leq 0.4x100\ x\ 0.9x14\ \frac{25x10^{-1}}{1.5} = 840KN$$

v_u = 9,42KN < 840KN ⟹ **Condition vérifiée**.

6) Influence sur les aciers :(Art 5.1.321/BAEL 91)

$$A_a \geq \frac{1.15x\left(V_u + \frac{M_a}{a}\right)}{f_e}$$

Avec : a=0.9d

$$A_a \geq \frac{1.15x\left(9,42x10^3 + \frac{-2,5x10^6}{0.9x140}\right)}{400} = -0.30cm^2$$

A_a=2,26>-0.30cm^2**condition vérifiée.**

Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.
Mu : moment au droit de l'appui

III-8) Vérifications à l'ELS :

1) Vérification des contraintes dans le béton [Art A4.5.2/BAEL91]:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

- **Aux appuis :**

A_a=2,26cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times Ap}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}26}{100 \times 14} = 0.161$$

$$\beta_1 = 0.934$$

$$k_1 = 60{,}76$$

$$\sigma s = \frac{Ms}{\beta_1 \times As \times d}$$

$$\sigma s = \frac{6{,}17 \times 10^3}{0.934 \times 2{,}26 \times 14} = 208{,}79 MPa.$$

$$\sigma bc = \frac{208{,}79}{60{,}76} = 3{,}44 Mpa$$

$\sigma bc = 3{,}44 Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 Mpa$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

A_{st}=2,26cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times Ap}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}26}{100 \times 14} = 0.161$$

$$\beta_1 = 0.934$$

$$k_1 = 60{,}76$$

$$\sigma s = \frac{Ms}{\beta_1 \times As \times d}$$

$$\sigma s = \frac{6{,}17 \times 10^3}{0.934 \times 4{,}52 \times 14} = 104{,}39 Mpa$$

$$\sigma bc = \frac{104{,}39}{60{,}76} = 1{,}72 Mpa$$

$\sigma bc = 1{,}72 Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 Mpa$ $\Longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

2) Etat limite d'ouverture des fissures : **[Art B .6.5.1 / BAEL91]**

- **Pour les fissurations non préjudiciables**

3) Etat limite de déformation :[Art B.6.5.1 /BAEL]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times Mo}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

l: Longueur de la plus grande travée.

A : section d'acier en travée.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment max isostatique.

fe : Limite élastique de l'acier.

- **Vérification :**

$\frac{h}{l} = \frac{17}{490} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625$ ⟹ **Condition non vérifiée.**

$\frac{A}{b \times d} = \frac{2,26}{100 \times 14} = 0.0016 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ⟹ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{l} = \frac{17}{490} = 0.035 < \frac{Mt}{10 \times Mo} = \frac{6,17}{10 \times 4,63} = 0.133$ ⟹ **Condition non vérifiée.**

- **Remarque :**

Les deux conditions n'ont pas vérifiées, donc on doit calcule la flèche :

4) Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91]

$$f = \frac{M_S^t \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87$ Mpa

Avec :

$\bar{f}$: Flèche admissible
L : longueur de la poutre considérée.
M_s^t:Moment de service maximal en travée.

E_v : module de déformation différée du béton ;

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm \text{ . la fleche admissible.}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Avec:

n = 15

$I_0 = bh^3/12+15[A_{s\,t}(h/2-c')^2 + A_{sc}(h/2-c)^2] = bh^3/12+15[A_{st}((h/2)-c')^2]$

$I_0=100x17^3/12 +15[2,26((17/2)-2)^2] =42373,94cm^4$

$$\rho = \frac{100 \times As}{b \times d} = \frac{100 \times 2,26}{100 \times 14} = 0.161$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right).\rho} = 0.02x2.1/(2+3)0.161=0.052$$

$\beta_1 = 0.934$

$k_1 = 60,76$

$$\sigma st = \frac{Mst}{\beta_1 \times As \times d}$$

$$\sigma st = \frac{6,17 \times 10^3}{0.934 \times 2,26 \times 14} = 208,79Mpa$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75ft28}{4\rho \times \sigma st + ft28}\right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.161 \times 208,79 + 2.1}\right) = 0.973$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1.1 \times 42373,}{1 + 0.052 \times 0.973} = 44366,56cm^4$$

$$f = \frac{6{,}17\times10^{6}\times4900^{2}}{10\times10818.87\times44366{,}56\times10^{4}} = 3{,}09mm \leq \overline{f} = 9{,}8mm \dots c.v$$

III-2-2-2-Dimensionnement de la paillasse et de palier : volée 2

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL, qui permet de pré dimensionner notre escalier.

60cm ≤ g + 2h ≤ 66cm

Avec :

h : hauteur de la contre marche

g : largeur de la marche (giron)

16,5cm ≤ h ≤ 17,5cm

28cm ≤ g ≤ 32cm

Nous adoptons h = 17cm et g = 30cm

$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$ (Nombre de contre marche)

m= (n-1) = 5 le nombre de marches.

- **Calcul du giron :**

Le giron «g » est donné par la formule suivante :

60 ≤ 2h + g ≤ 66

g ≤ 66- 2h =32cm

26cm≤ h ≤ 32cm

g ≥ 60-2h =26cm

Soit: g= 30cm

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

60 cm ≤ g + 2 h ≤ 66 cm.

60 cm ≤ 30 + 2 x 17 ≤ 64 cm → 60 cm ≤ 64≤ 66 cm :**Condition vérifiée.**

III-2-2-3)Dimensionnement de la paillasse et de palier : volée 2

Volée2

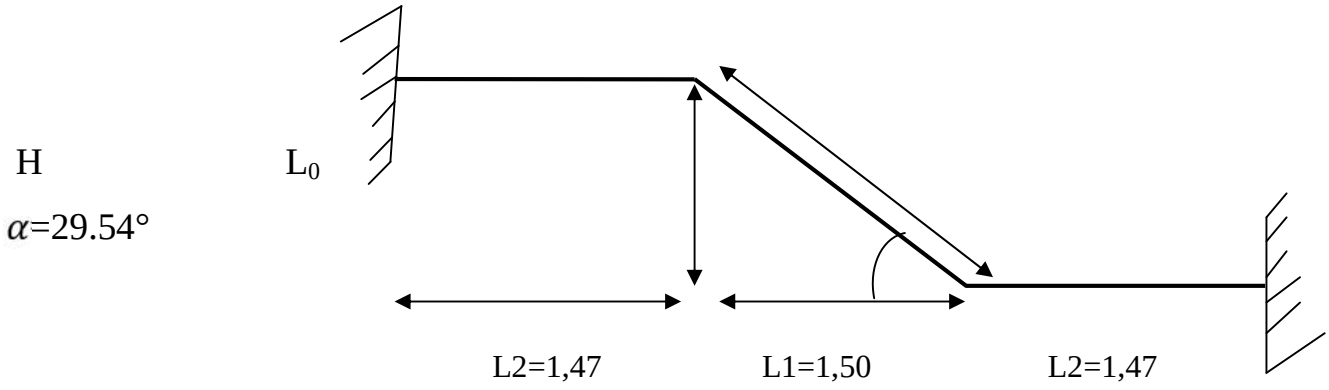


Figure III-2-2 Schéma statique des volées 2

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}$$

Avec :

L =L_0+L_2

L_0 : La portée de la palliasse.

tg (α) =$\frac{h}{g}$ = $\frac{17}{30}$ = **0.566**, α = 29.54°

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L_0} \quad , \quad L_0 = \frac{L_1}{\cos\alpha} = 172,411cm$$

L_2 =147cm

L = L_0 + L_2=172,411+147=319,411cm

$$\frac{l}{30} = 10,64cm \leq ep \leq \frac{l}{20} = 16cm$$

e_p =16cm

Soit:ep =16 cm.

Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera pour un 1ml d'emmarchement et pour une bande de 1m de projection horizontale, et considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a)Charges permanentes :

- **Paillasse :**

Prenons comme épaisseur : ep =16cm

Eléments	**Poids [kn/ml]**
Poids propre de la paillasse	$25x0.16x\frac{1}{cos29.54} = 4{,}59$
Poids propre des marches (17cm)	25x0.17/2=2,125
Revêtement de carrelage (2cm)	22x0.02x1=0.44
Mortie de pose (2cm)	22x0.02x1=0.44
Couche de sable (2cm)	22x0.02x1=0.44
Enduit du ciment (2cm)	22x0.02x1=0.44
	G_1=8,475kn/ml

- **Palier :**

Eléments	**Poids KN/ml**
Poids propre de la dalle	25x0.16x1=4
Poids des revêtements (carrelage+ mortier +sable+enduit)	1.76
	G_2= 5.76kn/ml

b) charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers données par la DTR.B.C.2.2 est **Q=2.5x1m= 2.5kn/ml**

III-2-3) Combinaison de charges :

- **L'ELU :**

- Palier

q_{u2} = (1.35G + 1.5Q) ×1m = (1.35×5,76 + 1.5×2,5) ×1m = 11,53 KN/ml

- Paillasse :

q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) ×1m = (1.35×8,475 + 1.5×2,5) ×1m = 15,19 KN/ml

❖ **L'ELS :**

- Palier : q_{s2} = G + Q = (5.76 + 2,5×1m) = 8,26 KN/ml

- Paillasse : qs2= (G + Q) ×1 m = (8,475 + 2,5) ×1 m = 10,97 KN/ml

III2-4) : Calcul des efforts internes :

Le calcul sera même en considérant la dalle comme une poutre horizontale uniformément chargée et une charge concentrée à l'extrémité de la poutre et en tenant compte du type d'appuis sur lesquels elle repose.

a) Calcul des moments aux appuis à L'ELU :

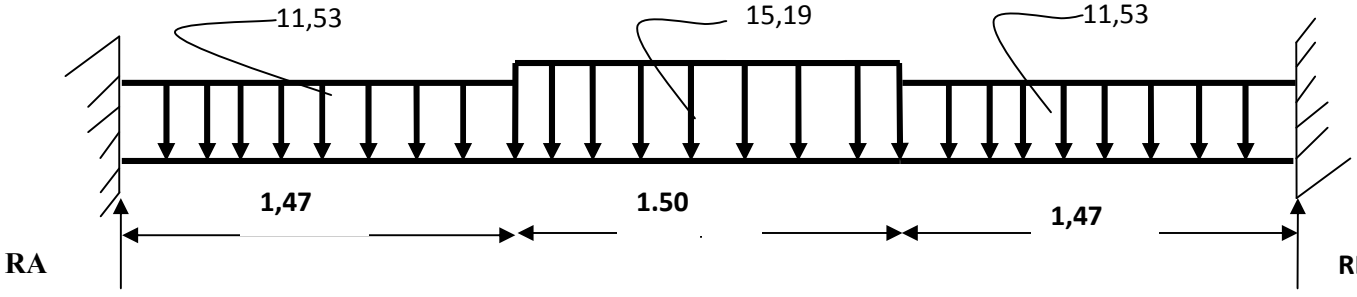


Figure III-8 : Schéma statique des escaliers d'étage courant

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$2,94M_1+1,47M_2= - 9,156$..... (1)
$1,47M_1+5,94M_2+1,5M_3= - 21,973$..... (2)
$2,2M_2+3M_3= - 12,816$..... (3)

La résolution du système nous donne :
M_1 = - 1,76KN.ml
M_2 = - 2,68KN.ml
M_3 = - 2,31KN.ml

b) Calcul des moments en travée:

Les momentscalculer par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

Donc on aura :

- **Les moments aux appuis :**

M_1 = -1,17KN.ml
M_2 = - 1,77KN.ml
M_3 = - 1,54KN.ml

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (1-2) ; x_1 = 0,68m ; M_{max} = 3,73 KN.m.
Travée (2-3) ; x_2 = 0,77m ; M_{max} = 5,13 KN.m.

Les moments en travées :

Travée (1-2) ; x_1 = 0,68m ; M_{max} =4,97 KN.m.
Travée (2-3) ; x_2 = 0,77m ; M_{max} = 6,84 KN.m.

c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x)= \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}.$$

0m ≤ x ≤ 1,47 m

Pour x = 0 T(0) = 8,07KN
Pour x=1,47m T (1.47) =-8,88 KN

0m ≤ x ≤ 1,5 m

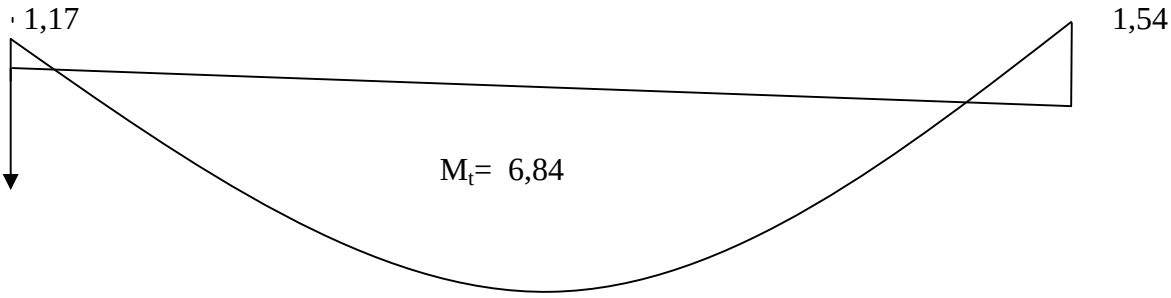
Pour x = 0 T(0) = 11,54KN

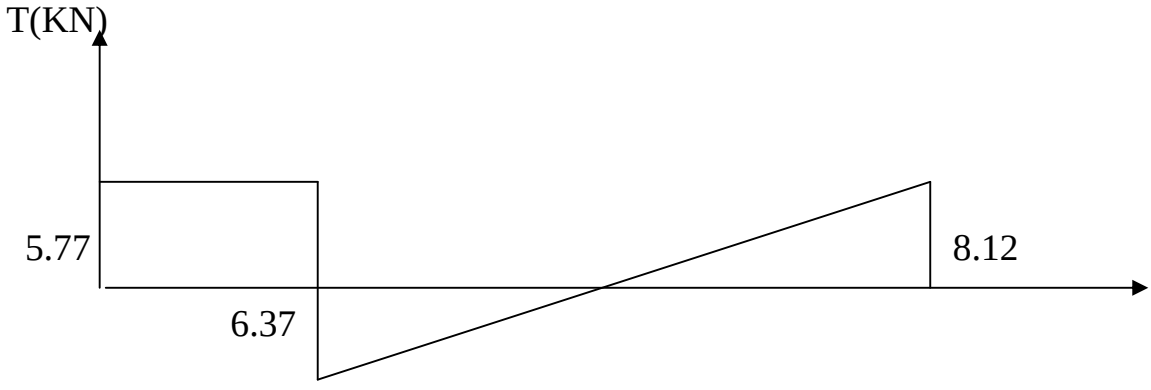
Pour x=1,5m T (1.5) =-11,24 KN

III- 3) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

Le moment max : Mu=6,84Kn.m

Knm





a) Calcul des moments aux appuis à L'ELS :

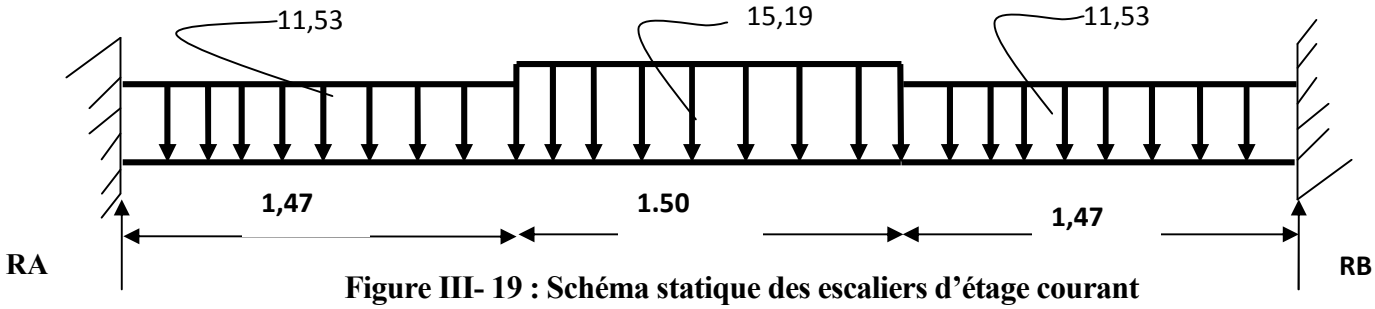


Figure III- 19 : Schéma statique des escaliers d'étage courant

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$2,94M_1+1,47M_2= - 6,559$..... (1)

$1,47M_1+5,94M_2+1,5M_3= - 15,815$..... (2)
$2,2M_2+3M_3= -9,255$ ..... (3)

La résolution du système nous donne :

$M_1= -1,27$KN.ml $M_2= -1,93$KN.ml $M_3= - 1,67$KN.ml

b) Calcul des moments en travée:

Les moments calcules par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

Donc on aura :

- **Les moments aux appuis :**

$M_1 = - 0,847$KN.ml $M_2 = - 1,287$KN.ml $M_3 = - 1,113$KN.ml

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (1-2) ; $x_1 = 0,70$m ; $M_{max} = 2,985$ KN.m.
Travée (2-3) ; $x_2 = 0,76$m ; $M_{max} = 3,45$ KN.m.

- **Les moments en travées :**

Travée (1-2) ; $x_1 = 0,70$m ; $M_{max} = 3,99$ KN.m.
Travée (2-3) ; $x_2 = 0,76$m ; $M_{max} = 4,60$ KN.m.

c) Calcul des efforts tranchants :

$$V_u(x)= \frac{q_u \ell_i}{2} - q_u x + \frac{M_{i+1} - M_i}{\ell_i}.$$

Les résultats des moments aux appuis, en travées et les efforts tranchants sont représentés sur les diagrammes ci après.

0m ≤ x ≤ 1,47 m

Pour x = 0 T(0) = 5,77KN

Pour x=1,47m T (1.47) =-6,37 KN

0m ≤ x ≤ 1,5 m

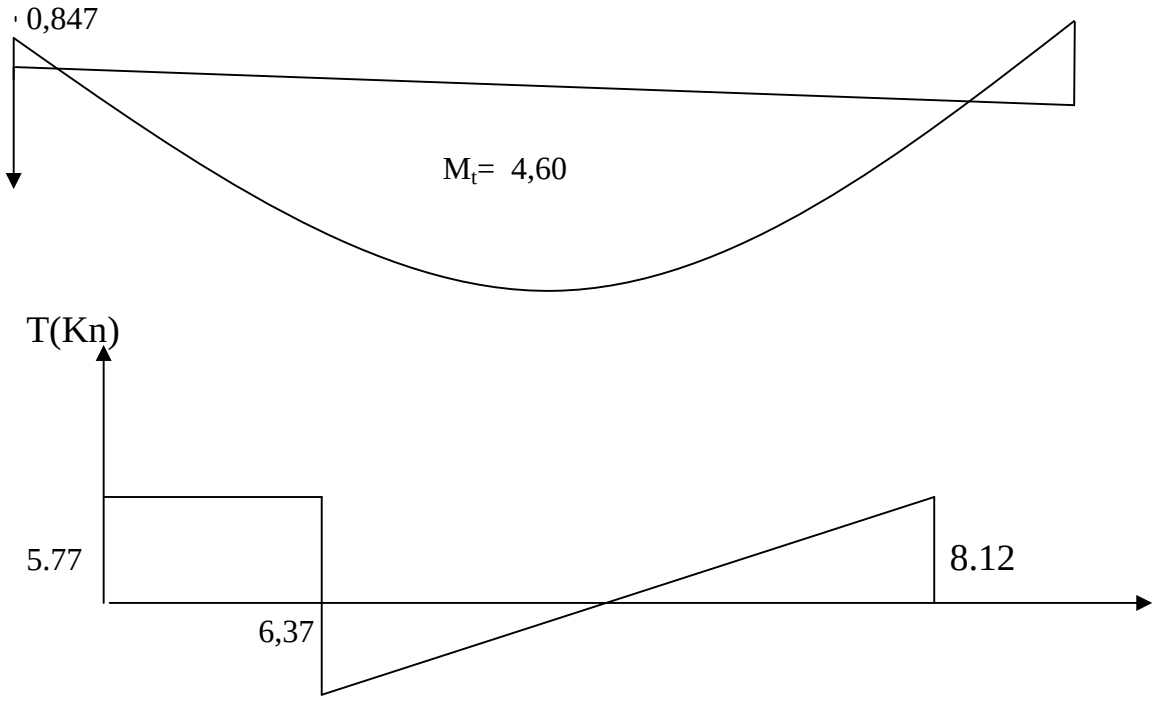
Pour x = 0 T(0) = 7,89KN

Pour x=1,5m T (1.5) =-8,12 KN

III-4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

Le moment max : Mu=4,60Kn.m

Knm1,113



III-5 : Calcul des armatures a l'ELU volée 2 :

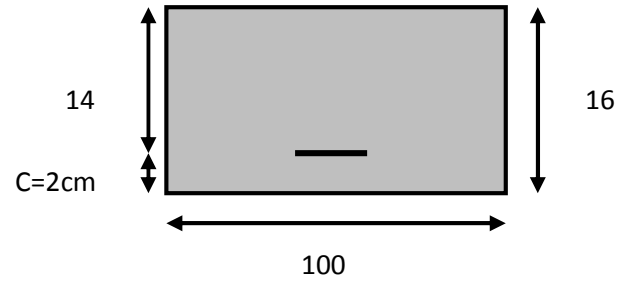
Le ferraillage se fera avec les moments max a l'ELUen flexion simple pour une bande de 1 m de largeur.

M_a^{max} = 1,54KN.m

M_t^{max} = 6,84Kn.m

T_u^{max} =11,54Kn

- **Ferraillage de la paillasse :**



b=100cm, h=16cm, d=h-c=14cm

- **Aux appuis :**

Calcul des Armatures principales (Ap) :

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{1{,}54}{1 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 1000} = 0.006$$

$\mu = 0.006 < \mu = 0.392$ $\Longrightarrow$ Section simplement armée.

$\beta = 0.997$

$$Ast = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{1{,}54 \times 10^5}{0.997 \times 14 \times 348 \times 100} = 0{,}317cm^2$$

Soit : **2HA12, Aa=2,26cm^{2}St (espacement)**

Armatures de répartitions (Ar) :

Ar=$\frac{Ap}{4} = \frac{2{,}26}{4} = 0.565cm^2$

Soit : 2HA12 Ar=2.26cm^2 St (espacement)

- **En travée :**

Calcul des Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times fbu} = \frac{6{,}84}{1 \times 0.14^2 \times 14.2 \times 1000} = 0.024$$

μ = 0.024 < μ = 0.392 → SSA.

β = 0.988

$$Ast = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{6{,}84 \times 10^5}{0.988 \times 14 \times 348 \times 100} = 1{,}42\ cm^2$$

Soit : 2HA12 Ast = 2,26cm²St (espacement)

Armatures de répartitions (Ar) :

$$\mathbf{Ar} = \frac{Ap}{4} = \frac{2{,}26}{4} = \mathbf{0{,}565}cm^2$$

Soit : 2HA12 Ar=2,26cm² St (espacement)

III-6:Vérification à l'ELU :

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

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe}$$

- **En travée :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 14 \times 16 \times 2.1}{400} = 0.270cm^2$$

$A_{adopté}$= 2,26cm² > A_{min} = 0.270cm²: **condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times ft28}{fe} = \frac{0.23 \times 14 \times 16 \times 2.1}{400} = 0.270cm^2$$

$A_{adopté}$= 2,26cm² > A_{min} = 0,270cm² ⟹ **condition vérifiée.**

2) vérification de la Contrainte tangentielle (cisaillement):

(Art.A.5.1,211/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau u}$$

Calcul de $\overline{\tau u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\overline{\tau u} = \min\left(\left|0.2\frac{fc28}{\gamma b}\right|,\ 5Mpa\right) = 3.33Mpa$$

$\overline{\tau u} = 3.33Mpa$.

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{11{,}54 \times 10^3}{140 \times 160} = 0;515Mpa \leq \overline{\tau u} = 3.33Mpa$$

$\tau_u = 0{,}515MPa < \overline{\tau u} = 3.33MPa \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

3) Vérification de l'adhérence des barres : (Art.A.6.1. 3 / BAEL91)
Pour qu'il n'y'est pas entrainement de barres il faut vérifier que

$$\tau_{se} = \frac{Vmax}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Calcul de $\overline{\tau_{se}}$:

$\overline{\tau_{se}}$ = Ψs × ft28 , Ψs coefficient de scellement

Avec:

Ψs = 1.5 pour les aciers a HA

$\overline{\tau_{se}} = 3.15Mpa$.

**Calcul de τ_{se} **

› u_i : *somme des périmètres utiles* 2HA12

› $u_i = n \times \pi \times$

› $u_i = 2 \times 3.14 \times 12 = 75{,}36mm$

$$\tau_{se} = \frac{V_U^{max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{11{,}54 \times 10^3}{0.9 \times 140 \times 75{,}36} = 1{,}21 Mpa$$

$\tau_{se} = 1{,}21 Mpa \quad \leq \overline{\tau se} = 3.15 Mp \quad \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$ls = \frac{\square \times fe}{4 \times \tau su}$$

Calcul de τ_{su}:

$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times ft28$

$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$Mpa.

$$l_s = \frac{\square \times fe}{4 \times \tau su} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 cm$$

On prend$\mathbf{ls = 45\ cm}$.

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal. D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

ls=**0.4** ls =18cm.

5) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

- **Influence sur le béton: (Art 5.1.313/BAEL 91)**

$$T_u \leq 0.4 x b \times a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :a= 0.9d

$$T_u \leq 0.4x100 \times 0.9x14 \frac{25x10^{-1}}{1.5} = 840 KN$$

$v_u = 11{,}54KN < 840KN \quad \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

6) Influence sur les aciers :(Art 5.1.321/BAEL 91)

$$A_a \geq \frac{1.15x\left(V_u + \frac{M_a}{a}\right)}{f_e}$$

Avec : a=0.9d

$$A_a \geq \frac{1.15x\left(11{,}54x10^3 + \frac{-1{,}54x10^6}{0.9x140}\right)}{400} = -1{,}96cm^2$$

A_a=3,39>-1,96cm^2 :**conditionvérifiée.**

Vu : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.
Mu : moment au droit de l'appui

III-7: Vérifications à l'ELS :

1) Vérification des contraintes dans le béton [Art A4.5.2/BAEL91]:

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15Mpa$$

- **Aux appuis :**

A_a=2,26cm^2

$$\rho_1 = \frac{100 \times Ap}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}26}{100 \times 14} = 0.161$$

$$\beta_1 = 0.934$$

$$k_1 = 60{,}76$$

$$\sigma s = \frac{Ms}{\beta_1 \times As \times d}$$

$$\sigma s = \frac{4{,}60\times10^3}{0{,}934\times2{,}26\times14} = 155{,}66MPa.$$

$$\sigma bc = \frac{155{,}66}{60{,}76} = 2{,}56Mpa$$

$\sigma bc = 2{,}56Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15Mpa$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **En travée :**

A_{st}=2,26cm²

$$\rho_1 = \frac{100 \times Ap}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}26}{100 \times 14} = 0.161$$

$\beta_1 = 0.934$

$k_1 = 60{,}76$

$$\sigma s = \frac{Ms}{\beta_1 \times As \times d}$$

$$\sigma s = \frac{4{,}60 \times 10^3}{0.934 \times 2{,}26 \times 14} = 155{,}66 Mpa$$

$$\sigma bc = \frac{155{,}66}{60{,}76} = 2{,}56 Mpa$$

$\sigma bc = 2{,}56 Mpa < \overline{\sigma_{bc}} = 15 Mpa \Longrightarrow$ **Condition Vérifiée.**

2) Etat limite d'ouverture des fissures : **[Art B .6.5.1 / BAEL91]**

Pour les fissurations non préjudiciables

3) Etat limite de déformation :[Art B.6.5.1 /BAEL]

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times Mo}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{fe}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

l: Longueur de la plus grande travée.

A : section d'acier en travée.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment max isostatique.

fe : Limite élastique de l'acier.

- **Vérification :**

$\frac{h}{l} = \frac{17}{490} = 0.035 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée.**

$\frac{A}{b \times d} = \frac{2,26}{100 \times 14} = 0.0016 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\frac{h}{l} = \frac{17}{490} = 0.035 < \frac{Mt}{10 \times Mo} = \frac{4,6}{10 \times 3,45} = 0.133 \Longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

- **Remarque :**

Les deux conditions n'ont pas vérifiées, donc on doit calcule la flèche :

4) Calcul de la flèche : [Art B.6.5.2 /BAEL91]

$$f = \frac{M_S^t \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$E_V = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87$ Mpa

Avec :

$\bar{f}$: Flèche admissible
L : longueur de la poutre considérée.
M_S^t:Moment de service maximal en travée.

E_v : module de déformation différée du béton ;

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour la déformation de longue durée.

I_0 = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{490}{500} = 0.98\text{cm} \text{ . la fleche admissible.}$$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

Avec:

n = 15

$I_0 = bh^3/12+15[A_{s\,t}(h/2-c')^2 + A_{sc}(h/2-c)^2] = bh^3/12+15[A_{st}((h/2)-c')^2]$

I_0=100x17^3/12 +15[2,26((17/2)-2)^2] =42373,94cm^4

$$\rho = \frac{100 \times As}{b \times d} = \frac{100 \times 2{,}26}{100 \times 14} = 0.161$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2+3.\frac{b_0}{b}\right).\rho} = 0.02x2.1/(2+3)0.161=0.052$$

$$\beta_1 = 0.934$$

$$k_1 = 60{,}76$$

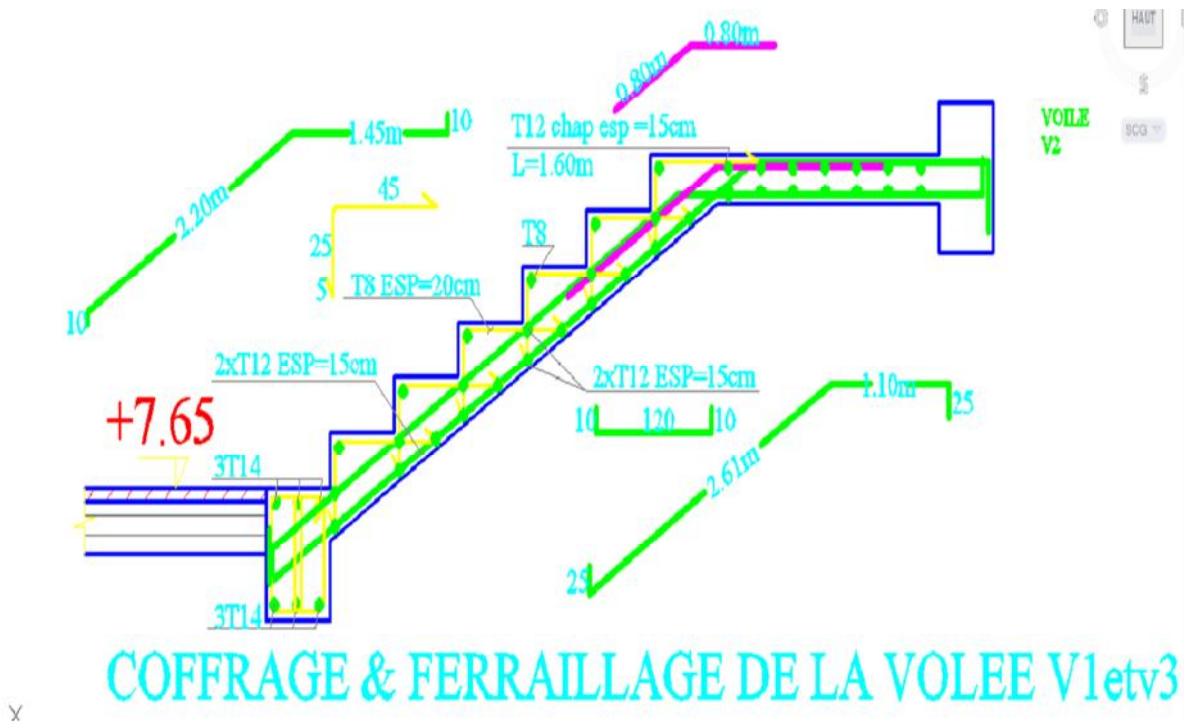
$$\sigma st = \frac{Mst}{\beta_1 \times As \times d}$$

$$\sigma st = \frac{4{,}63 \times 10^3}{0.934 \times 2{,}26 \times 14} = 156{,}67 Mpa$$

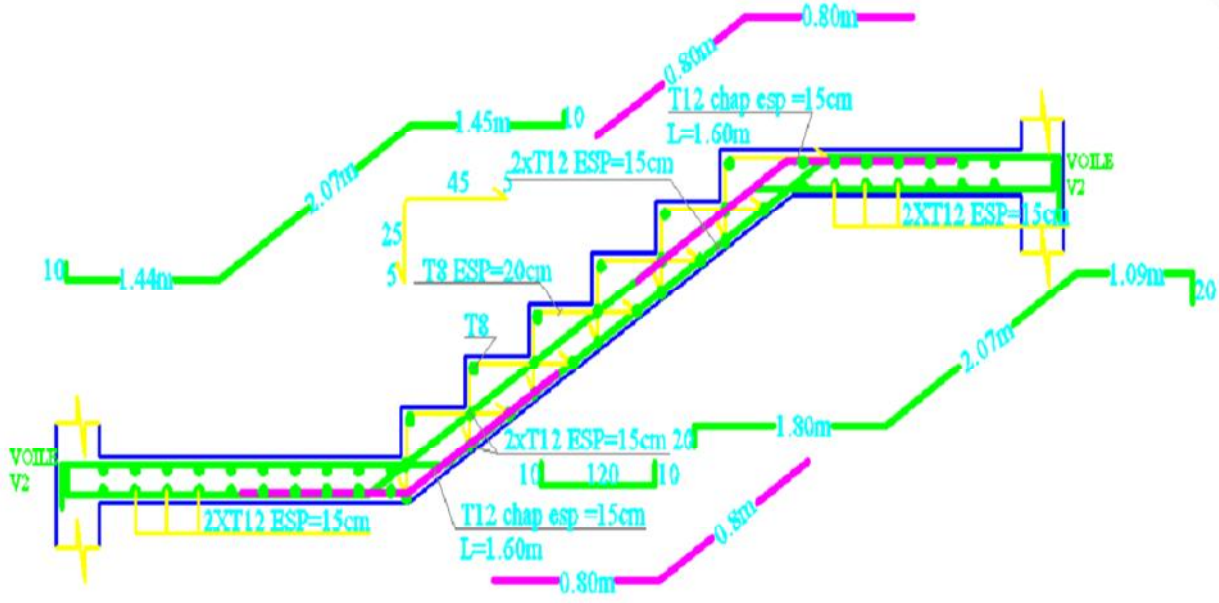
$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 ft28}{4\rho \times \sigma st + ft28}\right) = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.161 \times 156{,}67 + 2.1}\right) = 0.964$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} = \frac{1.1 \times 42373{,}94}{1 + 0.052 \times 0.964} = 44386{,}33 cm^4$$

$$f = \frac{4{,}63 \times 10^6 \times 4900^2}{10 \times 10818.87 \times 44386{,}33 \times 10^4} = 2{,}31 mm \leq \overline{f} = 9{,}8 mm \dots c.v$$



COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V1etv3



COFFRAGE & FERRAILLAGE DE LA VOLEE V2

III-8 : calcul des balcons :

Introduction

Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher ; soumise àdes charges permanentes G, au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q1 due à la main courante qui engendre un moment Mq dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1ml dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est montré à la figure suivante :

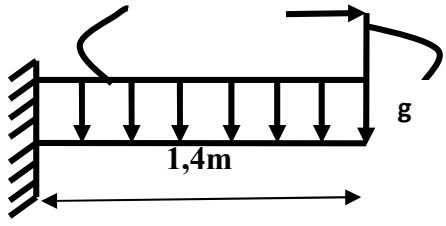
q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle pleine.

G1 : charge permanente du garde corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Q1 : surcharge du garde corps.

Schéma statique du calcul :

q_u Q1



III-8-1 : dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14cm$ **Avec L :** largeur du la console.

On adopte **ep = 15cm.**

III-8-2 :Détermination des charges et surcharges :

a) charges permanentes :

Eléments		**Charges permanentes (*KN/m²*)**	**Résultats (*KN/m²*)**
Dalle pleine (e_p=0.15m)		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	0.02x20	0.40
	Mortier de pose	0.03x22	0.66
	Couche de sable	18x0.03	0.54
	Enduit enplâtre	10x0.02	0.20
Somme (*G*)			**5.55**

Tableau III-6: Charges permanentes du balcon

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

p_{mur} = poids de brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment,(e_p= 2cm).

Eléments	**Charges permanentes (*KN/m²*)**	**Résultats (*KN/m²*)**
Brique (e_p=0.1m)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment (e_p=2cm)	$18\times0.02\times2$	0.72
Somme (*g*)		**1.62**

Tableau III-7 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

c)Surcharge d'exploitation :

Q = 3.5 KN/m^2 (DTR B.C.2.2).

d) Charge due à la main courante :

$\mathbf{Q_1}$=1KN /m^2.

III-8-3 : Combinaisons de charges :

III-8-3-1 : Combinaisons de charges à l'ELU :

- **La dalle :**

q_{u1}= (1.35*G* +1.5 *Q)* ×1*m* = (1.35 × 5.55) + (1.5 × 3.5) = 12,74KN/ml.

- **Le garde-corps :**

q_{u2} = (1.35 × g) × 1 m = 1.35×1.62 = 2.187 KN /ml.

- **La main courante :**

q_{u3}=1.5x1=1.5 KN/ml

III-8-3-2 : Combinaisons de charges à l'ELS :

- **La dalle :**

q_{s1} = (G +Q) × 1 *m* = (5.55+ 3.5) x1 = 9.05 KN/ml.

- **Le garde-corps :**

q_{s2} = g x1m= 1.62 KN/ml.

- **La main courante :**

q_{s3}=qx1m=1 KN/ml.

III-8-5 : Calcul des moments fléchissant :

III-8-5-1 : Calcul des moments fléchissant àl'ELU :

$$Mu = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l + q_{u3} \times 1 .$$

$$Mu=12{,}74 \times \frac{1{,}4^2}{2} + 2{,}187 \times 1{,}4 + 1{,}5 \times 1$$

Mu= 17,05KN.m.

III-8-5-2 : Calcul des moments fléchissant àl'ELS :

$$Ms = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l + q_{s3} \times 1$$

Ms=9,05 × $\frac{1,4^2}{2}$ + 1,62 × 1,4 + 1 × 1

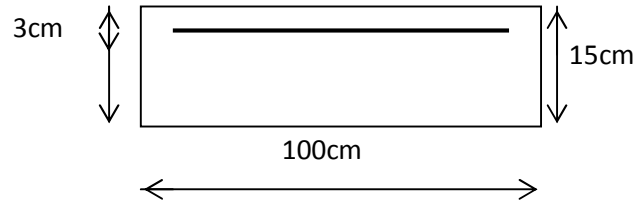
Ms= 12,14KN.m.

III-9 : Ferraillage :

Il consiste à étude une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**

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



$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 fbu} = \frac{17,05x10^3}{100x13^2 x14,2} = 0,07 < 0,392$$

Section simplement armée.

$\mu_u = 0.07 \Longrightarrow \beta = 0,964$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa .$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17,05x10^3}{0,964x13x348} = 3,91cm^2$$

On adopte : **5HA12 = 5.65cm^2** avec **S_t = 20 cm.**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41cm^2$$

Soit une section de **4HA10= 3,14cm^2** avec **S_t= 25cm.**

III9-1: Vérifications à l'ELU :

1) Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$Amin = 0.23\,x\,bxd\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$f_{t28} = 0.6x0.06f_{c28} = 2{,}1MPa$

$$A_{min} = 0.23\,x\,100x\,13x\,\frac{2.1}{400} = 1.60cm^2$$

$A_s = 5{,}65cm^2 > A_{min} = 1{,}60cm^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

2) Vérification de l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99).

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \overline{\tau}_{se}$$

Avec :

$V_u = q_{u1}\,x\,l + q_{u2}$

=12, 74 x 1,50+ 2,187= 21,30KN.

$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 3.15MPa.$

Avec :

ψ =1.5 (acier en HA).

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188{,}4mm$$

D'où :

$$\tau_{se} = \tau_{Se} = \frac{21{,}30 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188{,}4} = 0.966\,MPa < \overline{\tau_{se}} = 3.15\,MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ (Pas de risque d'entrainement des barres)

3)Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{\vee_u}{b.d} = \frac{21{,}30 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}164\text{MPa}.$$

Avec :

V_u=21,30 KN.

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa}\right) = \min\left(2.5\ \text{MPa} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\ \text{MPa}.$$

$\tau_u = 0.164$ MPa$< \overline{\tau}_u = 2.5$MPa $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

Pas de risque de cisaillement(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

4) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times fe}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$\tau_{su} = 0.6\ \psi^2\ f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$ Mpa.

$$L_s = \frac{1{,}2 \text{ x } 400}{4 \text{ x } 2{,}835} = 42{,}32 \text{ cm}$$

On prend.$\mathbf{L_s = 45cm}$

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 terminée 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 en H.A**(A.6.1, 253/BAEL91modifié 99*)*** ;

Donc : **Lc = 18cm.**

5) Vérification de l'espacement des barres : *(*Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- **Armatures principales :**

S_{t1}= 20 *cm*< min {3h ; 33} = 33 *cm* ⟹ **Condition vérifiée.**

- **Armatures de répartition :**

S_{t2}= 25*cm*< min {4h ; 45cm} = 45*cm* ⟹ **Condition vérifiée.**

III-9-2 : Vérification à l'ELS :

1) Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

- **La contrainte dans les aciers :** $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ **.**
- **La contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ **.**

a) Dans l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec :

η = 1,6 : coefficient de fissuration.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\times 400\ ,\ 110\sqrt{1,6\times 2,1}\right\} = \min\left\{\ 266,6\ ,\ 201,63\ \right\}.$$

$\overline{\sigma_s}$ **=201,63MPA**

$$\rho = \frac{100xA_{st}}{bxd} = \frac{100x5,65}{100\times 13} = 0,436..$$

ρ_1=0,436 $\xrightarrow{tableau}$ β_1=0,899 ; □= 0,303.

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{12,14\times 10^{-3}}{0,899\times 0,13\times 5,65\times 10^{-4}} = 183,85MPa.$$

- **Conclusion :**

$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$ **Condition Vérifiée.**

b) Dans le béton :

$\overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15$ MPa

On a : $k_1 = \dfrac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$.

Donc : $\sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{k_1} = \dfrac{183{,}85}{15} = 12{,}26$ Mpa.

$\sigma_{bc} = 12{,}26 < \overline{\sigma}_{bc} = 15$Mpa

La condition est vérifiée alors, il n y'a pas de fissuration dans le béton Comprimée.

C) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche:

1/ $\dfrac{e}{L} \geq \dfrac{1}{22{,}5}$ $\Rightarrow \frac{15}{140} = 0{,}1 > \dfrac{1}{22{,}5} = 0{,}044.$ ⟹ **Condition vérifiée**.

2/ $\dfrac{e}{L} \geq \dfrac{Mt}{10.M_0}$ $\Rightarrow \frac{15}{150} = 0{,}1 > \frac{12{,}14}{10x17{,}05} = 0{,}071.$ ⟹ **Condition vérifiée**.

3/ $\dfrac{A}{b.d} \leq \dfrac{3{,}6}{fe}$ $\Rightarrow \frac{5{,}65}{100X13} = 0{,}004 < \dfrac{3{,}6}{400} = 0{,}009.$ ⟹ **Condition vérifiée**.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les balcons seront ferraillés comme suit

- **Armature principales : 5HA12 avec e= 25cm.**
- **Armatures secondaire : 4HA10 avec e=25**

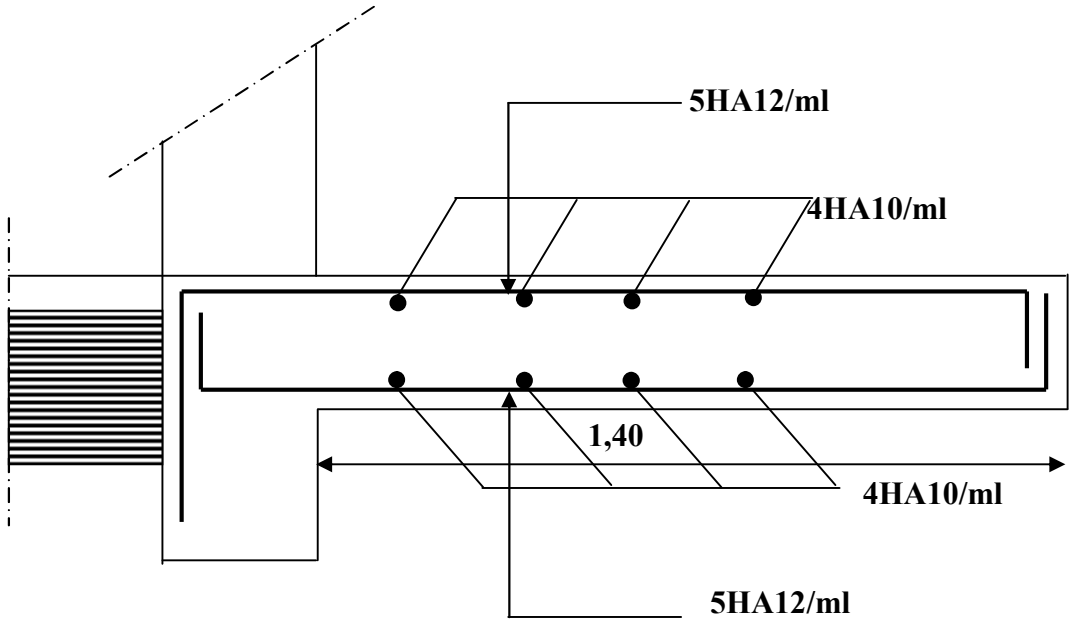


Figure III- 9: Schéma de ferraillage du balcon.

III-10:Etude de la salle machine:

III-10-1 : Introduction :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé réalisée en dalle pleine de dimensions (1,73× 1,55) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, transmise par le système de levage de l'ascenseur, avec une vitesse d'entrainement qui égale à 1 m/s.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

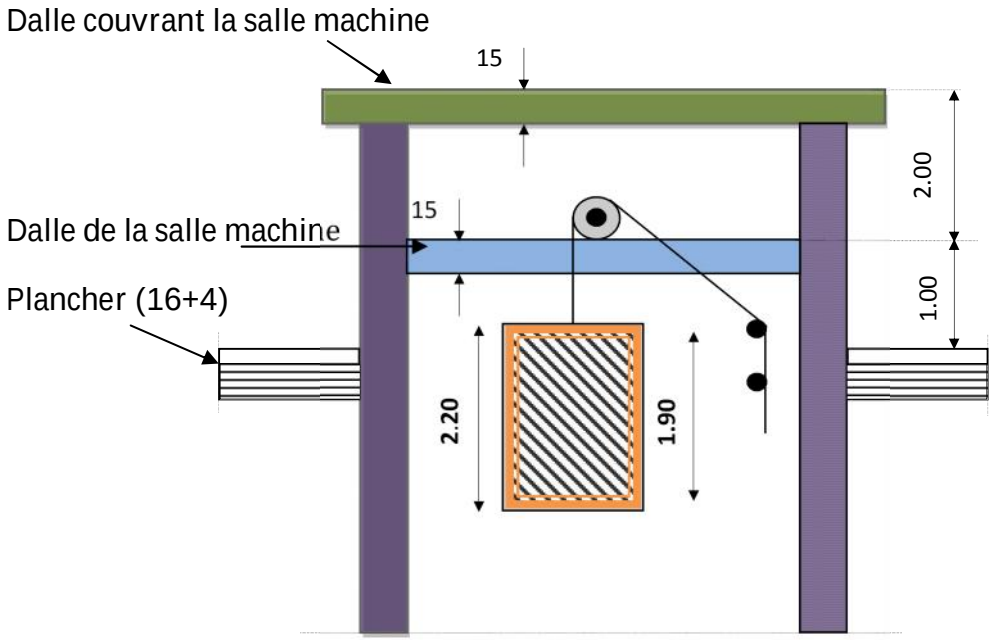
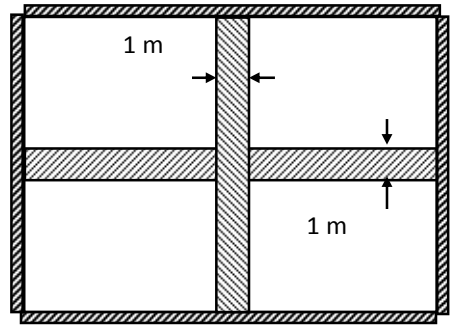


Figure III-10: schéma représentatif de la salle machine

III-10-2 : Calcul du panneau à l'ELU :



- **Principe de la méthode :**

Soit **« l_x »** et **« l_y »** les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément repartie par unité de longueur.

On suppose que le panneau estsimplement appuie, on définit :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec :$l_x < l_y$

- **Si : $\rho < 0.4$; le panneau travaille dans un seul sens (l_x) au centre de la dalle pour une bande de 1 m de largeur.**
- **Si : 0.4 $\leq \rho \leq$ 1 : le panneau de dalle travaille dans les deux sens :**

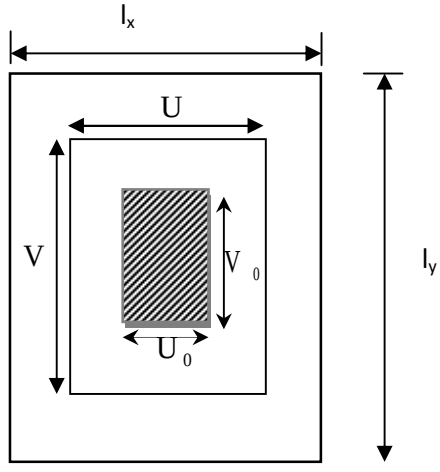
Sens l_x : $M_x = \mu_x q (l_x)^2$ (moment selon la petite portée)

Sensl_y: $M_y = \mu_y \times M_{0x}$. (Moment selon la grande portée)

μ_x et μ_y : coefficient multiplicateur donnée en fonction du coefficient de poisson **υ** tel que :

$\upsilon = 0$ a L'ELU

$\upsilon = 0.2$ a L'ELS

- 

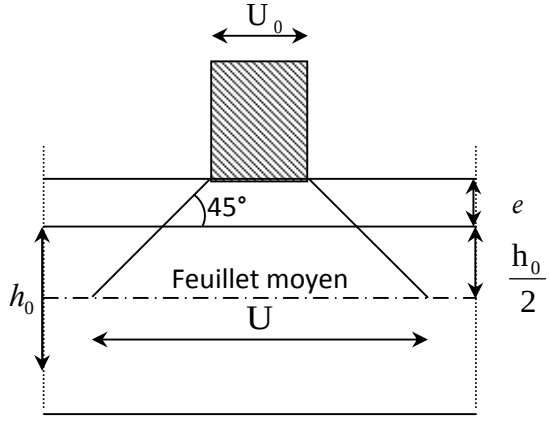


Figure III-11 : Les moments des charges locales

III-10-3 : Calcul de la dalle pleine :

- **Dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{155}{30} = 5{,}166\text{cm}$$

Nous avons l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 12cm (RPA99/**V 2003)**, et dans notre cas on opte une e_p =15 cm

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}55}{1{,}73} = 0{,}9$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1$La dalle travaille dans les deux sens.

- **Calcul de U et V :**

U et **V** côtés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\begin{cases} V = V_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right) = V_0 + 2.\xi.\xi + h_0 \\ U = U_0 + 2.\left(\xi.e + \frac{h_0}{2}\right) = U_0 + 2.\xi.\xi + h_0 \end{cases}$$

Avec :

(U_oxV_o) : la surface de contacte.

ξ =1 : Coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton**.**

e = 5cm : l'épaisseur de revêtement.

U_0 ,V_0 : Cotés de rectangle dans lequel la charge concentrée.

h_0 = épaisseur de la dalle

$$\begin{cases} U_0 = 80\text{cm}. \\ V_0 = 80\text{ cm}. \end{cases}$$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow U = 105\ cm, \\ V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 \rightarrow V = 105\ cm. \end{cases}$$

➢ Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD,** les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

$$\begin{cases} M_{x1} = q\,(M_1 + \nu\, M_2) \\ M_{y1} = q\,(M_2 + \nu\, M_1) \end{cases}$$

M_1 et M_2 : Coefficients donné par les abaques **PIGEAUD** en fonction des rapports,

(U/L_x)et (V/L_y).

ν : Coefficient de poisson

υ = 0 a L'ELU

υ = 0.2 a L'ELS

$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{155} = 0{,}70 \Rightarrow M_1 = 0{,}077$

$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{173} = 0{,}60 \Rightarrow M_2 = 0{,}062$

III-10-4 : Calcul à l'ELU: ν = 0

$q_u = 1.35P$

$q_u = 1{,}35 \times 90 = 121{,}5$ KN/m

Donc:

$M_{x1} = 121,5 \times 0.077 = 9{,}355$KNm

$M_{y1} = 121,5 \times 0.062 = 7{,}533$KNm

➢ Calcul des moments M_{x2} M_{y2} du aux poids propre de la dalle:

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1{,}55}{1{,}73} = 0{,}9$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Longrightarrow$ **La dalle travaille dans les deux sens**.

ρ_x= 0,90

D'où :

μ_x = 0,0458

μ_y = 0,778

- **Le poids propre de la dalle : G= 25 $\times$ 0,15 = 3,75 KN/m^2**
- **La charge d'exploitation : Q = 1KN /m^2**

q_u = 1,35 G +1,5 Q

q_u=1, 35$\times$3,75 + 1,5$\times$1 = 6,562 KN /m^2

Donc:

M_{x2} = 0, 0458$\times$6,562$\times$(1, 55)^2 = 0,722KN m

M_{y2} = 0,778$\times$0,722=0,561 KN m

Superposition des moments :

M_x= M_{x1}+ M_{x2} =10,08KN.ml

M_y= M_{y1}+ M_{y2} =8,09 KN.ml

- ✓ **Remarque:**

Afin de tenir compte des semi-encastrements de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leurs affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis.

- **En travée :**

Mu_x =0.85xM_x=0.85 x 10,08 = 8,57 Kn.m.

Mu_y =0.85xM_y=0.85 x8,09=6,88Kn.m.

- **Aux appuis :**

Mu_x = - 0.3xM_x=0.3 x10,08=-3,024Kn.m.

Mu_y = - 0.3xM_y=0.3 x 8,09 =-2,43Kn.m.

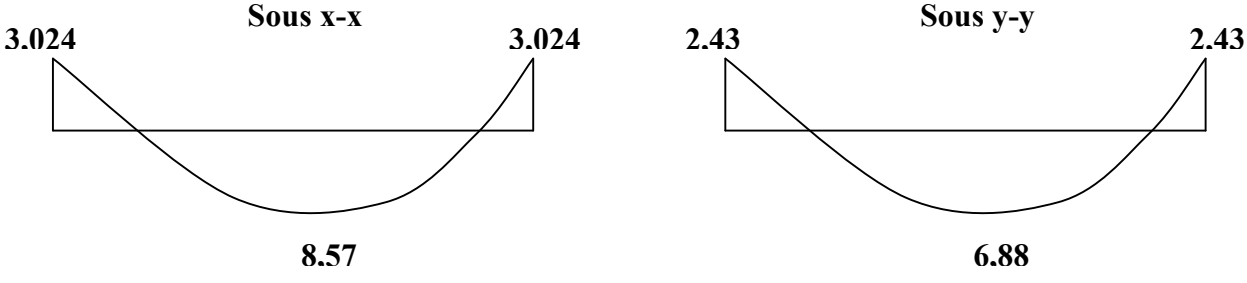


Figure III- 12 : Les moments dans

III-10-4-1-Ferraillage de la dalle :

Il se fera à l'Etat Limite Ultime pour une bande de 1 ml de largeur en flexion.

Les résultats des calculs relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau ci-dessous :

- **Calcul de la section d'armature :**

Sens x-x :

- **En travée :**

Calcul de moment réduit : $\mu = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8{,}57\,10^3}{100X12^2X14{,}2} = 0{,}042$

On a : $\mu_b = 0{,}042 < \mu_l = 0{,}392$

$\mu_b = 0{,}042 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}979$

$$A_t = \frac{M_x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8{,}57X\,10^3}{0{,}979x12x348} = 2{,}10cm^2$$

On opte pour A_t = 6HA8/ml = 3,01cm² avec S_t = 25cm

- **Aux appuis :**

Calcul de moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3{,}024\,10^3}{100X12^2X14{,}2} = 0{,}015$$

On a : $\mu_b = 0{,}015 < \mu_l = 0{,}392$

$\mu_b = 0{,}015 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}992$

$$A_a = \frac{M_x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3{,}024X\ 10^3}{0{,}992x12x348} = 0{,}73cm^2$$

On opte pour A_a = 4HA8/ml = 2,01cm² avec S_t = 25cm

Sens y-y :

- **En travée :**

Calcul de moment réduit : $\mu = \frac{M_y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6{,}88\ 10^3}{100X12^2X14{,}2} = 0{,}034$

On a : $\mu_b = 0{,}034 < \mu_l = 0{,}392$

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

$$A_t = \frac{M_x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6{,}88X\ 10^3}{0{,}983x12x348} = 1{,}68cm^2$$

On opte pour A_t = 4HA8/ml = 2,01cm² avec S_t = 25cm

- **Aux appuis :**

Calcul de moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2{,}43\ 10^3}{100X12^2X14{,}2} = 0{,}012$$

On a : $\mu_b = 0{,}012 < \mu_l = 0{,}392$

$\mu_b = 0{,}012 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}994$

$$A_a = \frac{M_x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2{,}43X\ 10^3}{0{,}994x12x348} = 0{,}58cm^2$$

On opte pour A_a = 4HA8/ml = 2,01cm² avec S_t = 25cm.

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm^2)	A adoptée (cm^2/ml)	Espacement
En travée	**X-X**	8,57	0,042	0,979	2,10	6HA8=3,01	25 cm
Sur appuis	**X-X**	3,024	0,015	0,992	0,73	4HA8=2,01	25 cm
En travée	**Y-Y**	6,88	0,034	0,983	1,68	4HA8=2,01	25cm
Sur appuis	**Y-Y**	2,43	0,012	0,994	0,58	4HA8=2,01	25 cm

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées jusqu'aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

III-10-4-2 : Vérifications à L'Etat Limite Ultime :

a)Condition de non-fragilité (Art B.7.4/BAEL91) :

✓ **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \geq W_0\left(\frac{1}{2}\right)\left|3 - \frac{l_x}{l_y}\right|$$

Avec :

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 :taux d'acier minimal = 0,0008

Pour (acier HA FeE400) $\Longrightarrow$ W_0=0.8‰

$$A_{min} \geq W_0\left(\frac{1}{2}\right)\left|3 - \frac{l_x}{l_y}\right| bh$$

$$A_{min} \geq 0.0008\left(\frac{1}{2}\right)[3 - 0{,}89]100x15 = 1{,}266cm^2$$

$A_{min} > A_x^t$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

✓ **Sens Y-Y :**

$$W_X = \frac{A\,min}{b\times h} \geq W_0\times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008\times (3\text{-}0{,}89)/2 = 0{,}00084$$

$$A_{min} \geq 0.0008\left(\frac{1}{2}\right)[3 - 0{,}89]100x15 = 1{,}266cm^2$$

$A_y > A_{min}$ **condition vérifiée**.

b) Diamètre minimal des barres (Art A.7.21) :

On doit vérifier que :

$\phi_{max} \leq h/10 = 150/10 = 15$ mm

$\phi = 8$ mm $< \phi_{max} = 15$ mm $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

c)Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.42/BAEL91)

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$P_u \leq \frac{0{,}045\ \mu_c\ \ h\ \ f_{c28}}{\gamma_b}$$

P_u **:** charge de calcul à L'ELU

μ_c **:** Périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le feuillet moyen

h **:** Épaisseur totale de la dalle

$\mu_c = 2\ (U+V) = 4{,}2$m.

$$P_u = \frac{0{,}045 \times 4{,}2 \times 0{,}15 \times 25000}{1{,}5} = 472.5\text{KN}$$

$P_u = 1.35(90) = 121.5$ KN $< P_u = 472{,}5$ KN $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**.

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge :

$\overline{\tau}_u = \min\{\ 0{,}13\ f_{c28}\ ,\ 5\ \text{MPa}\} = 3{,}25\text{MPa}.$

- **Au milieu de u :**

$V_u = P/\ (2u + v).$

$$V_u = \frac{90}{2 \times 1{,}05 + 1{,}05} = 28{,}57\ \text{KN}.$$

- **Au milieu de v** :

$V_u = P/3u = P/\ (2v + u).$

$$V_u = \frac{90}{3 \times 1{,}05} = 28{,}57\ \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{28{,}57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.24\text{Mpa}$$

τ_u = 0.24 MPA < $\overline{\tau}_u$ =3,25 MPacondition⇒vérifiée

III-10-5 : Calcul à l'ELS : ν = 0,2.

a) Calcul des moments :

Les moments engendrés par le système de levage :

$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$

$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$

Avec:

q_s= P = 90KN ; ν= 0,2.

M_1 et M_2 sont déterminé auparavant après interpolation à partir des abaques de **PIGEAUX**.

Alors:

M_{x1}= 90 (0, 077+ 0, 2 ×0, 062) = 8,046KN.m.

M_{y1}= 90 (0, 062+ 0, 2 ×0, 077) = 6,97KN.m.

Les moments engendrés par le poids propre de la dalle:

$M_{x2} = \mu_x .q_S.L_x^2$

$M_{y2} = \mu_y .M_{x2}$ Avec : $q_S = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75KN/ml$

ρ = 0,9⇒

μ_x = 0,0458

μ_y = 0,778

M_{x2} = 0,0458x4,75 x $(1,55)^2$ = 0,523KN.m

M_{y2} = 0,778 x 0.523= 0,407KN.m

Superposition des moments :

M_x= 8,046 + 0,523 = 8,569 KN m.

M_y= 6,97+ 0, 407 = 7,38 KN m.

- **Remarque**

En tenant compte des semi- encastrement de la dalle au niveau des voiles, ces moments seront minorées en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et aux appuis par (0,30)

- **En travée :**

Ms_x =0.85xM_x=0.85 x 8,569 = 7,28Knm

Ms_y =0.85xM_y=0.85 x7,38=6,27Knm

- **Aux appuis :**

Ms_x = -0.3xM_x=0.3 x 8,569=- 2,57Knm.

Ms_y = -0.3xM_y=0.3 x 7,38=-2,21Knm.

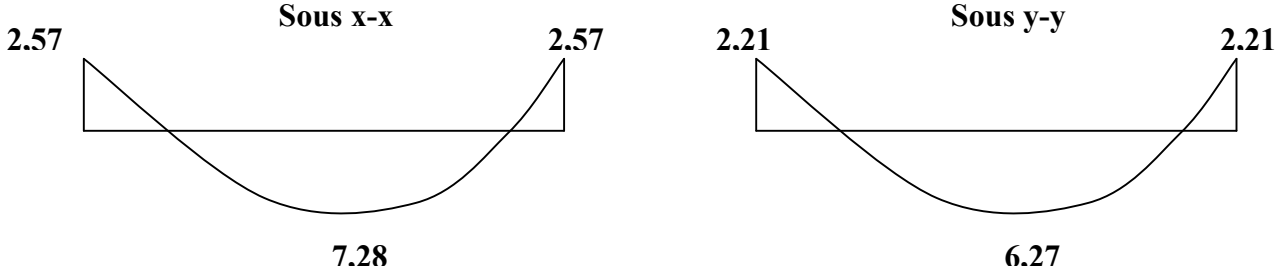


Figure III-12: Les moments dans les 02

III-10-5-1-Vérifications à l'Etat Limite de Service :

a) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad Avec: \ \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :

Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3{,}024}{2{,}57} = 1{,}18$$

$\mu_b = 0{,}015 \rightarrow \alpha = 0{,}0188 < 0{,}34 \Rightarrow$ Vérifiée

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1{,}18-1}{2}+\frac{25}{100}=0{,}34 > \alpha = 0{,}0188 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

En travée $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8{,}57}{7{,}28} = 1{,}18$

$\mu_b = 0{,}042 \rightarrow \alpha = 0{,}0536 < 0{,}34 \Rightarrow$ Vérifiée

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1{,}18-1}{2}+\frac{25}{100}=0{,}34 > \alpha = 0{,}0536. \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens Y-Y :

- **Aux Appuis :** $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2{,}43}{2{,}21} = 1{,}10$

$\mu_b = 0{,}012 \rightarrow \alpha = 0{,}0151 < 0{,}30 \Rightarrow$ Vérifiée

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1{,}10-1}{2}+\frac{25}{100}=0{,}30 > \alpha = 0{,}0151 \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée :** $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6{,}88}{6{,}27} = 1{,}10$

$\mu_b = 0{,}034 \rightarrow \alpha = 0{,}0432 < 0{,}30 \Rightarrow$ Vérifiée

$\frac{\gamma-1}{2}+\frac{f_{c28}}{100}=\frac{1{,}10-1}{2}+\frac{25}{100}=0{,}30 > \alpha = 0{,}0432. \Longrightarrow$ Condition vérifiée.

b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

c) Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1)\ \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{ux}}{20 M_{sx}}.$$

2) $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{8,57}{20 \times 7,28} = 0.059.$ ⟹ **Condition Vérifiée**

$\frac{Ax}{b \times d} = \frac{3,01}{100 \times 12} = 0.0025 \leq \frac{2}{400} = 0.005.$ ⟹ **Condition Vérifiée**

- **Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.**
- **Conclusion**

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

- **Sens x-x**

Lit inferieur : 6 HA8/ml avec un espacement de 25cm.

Lit supérieur : 4 HA8/ml

Avec : e =25cm.

- **Sens y-y**

Lits inferieur et supérieur : 4 HA8/ml

Avec : e=25cm.

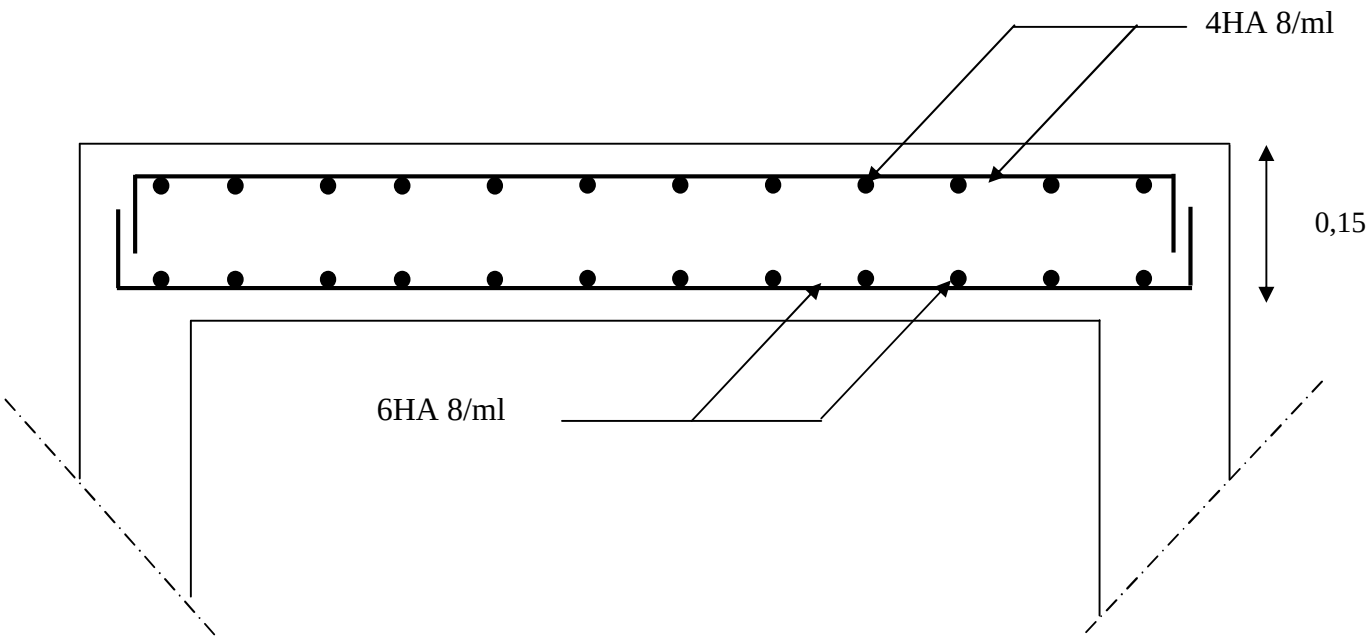


Figure III-13 : Schéma de ferraillage de la dalle de la salle machine

Sens (xx)

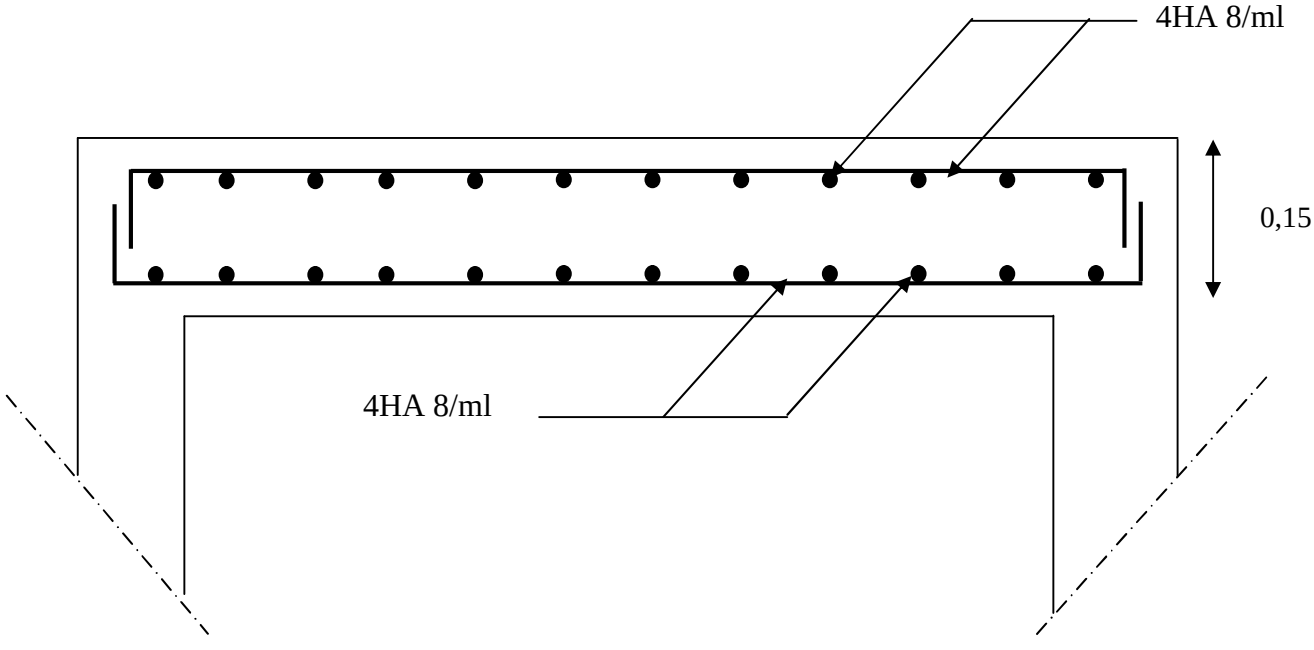


Figure III-14 : Schéma de ferraillage de la dalle de la salle machine

Sens (yy)

CHAPITRE IV
Etude de Contreventement

IV) Introduction

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.
L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout
Bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste a parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assure par

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étages.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscites, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement lies travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

IV-1: Caractéristiques Géométriques des éléments :

1-1 : Inertie des voiles :

Comme les voiles étant dans la composition de

La structure sont des voiles pleins, alors n aura :

- **Sens longitudinal** :

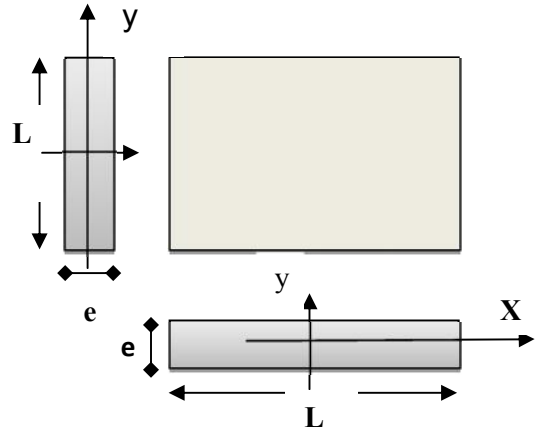
$$I_x = \frac{L\,e^3}{12} \approx 0$$

$$I_y = \frac{e\,l^3}{12}$$

- **Sens transversal :**

$$I_x = \frac{e\,l^3}{12}$$

$$I_y = \frac{l\,e^3}{12} \approx 0$$



Avec :

e : épaisseur du voile.

l : longueur du voile dans le sens considéré.

1-2 : Calcul de l'inertie des voiles :

- **Sens Transversal :**

Niveau	Voile	L(m)	e (m)	I_x (m^4)	Somme (m^4)
2S/Sol RDC1.2.3.4.5.6.7.8.9	VT1	4.21	0.2	1.24	42.94
	VT2	1.57	0.2	0.064	
	VT3	1.72	0.2	0.084	
	VT4	3.15	0.2	0.52	
	VT5	2	0.2	0.13	

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux

- **Sens Longitudinal :**

Niveau	Voile	L(m)	e (m)	I_y (m^4)	Somme (m^4)
2S/Sol RDC1.2.3.4.5.6.7.8.9	VL6	4.29	0.2	1.316	**55.665**
	VL7	1.61	0.2	0.069	
	VL8	4.48	0.2	1.498	
	VL9	2	0.2	0.133	

Tableau IV-2 : Inertie des voiles longitudinaux.

IV-2 : Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME qui consiste à attribuer une inertie Fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à**1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien détermine de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne a chaque niveau).

En fixant l'inertie du refond a **1[m4],** il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

2-1 : Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du moment des aires . Le diagramme des moments fléchissant engendres par la série de forces horizontales égales a 1tonne est une succession de trapèzes superposes et des limites par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), au-dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum s_i \, d_i}{EI}$$

Avec :
Si : surface du trapèze.
di : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(B+b).h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze a sa plus petite base : $d_i = \frac{(2B+b).h}{3(B+b)}$

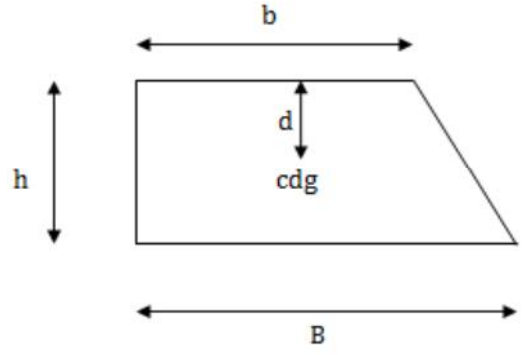


Figure IV-2 : Schéma de calcule de la flèche

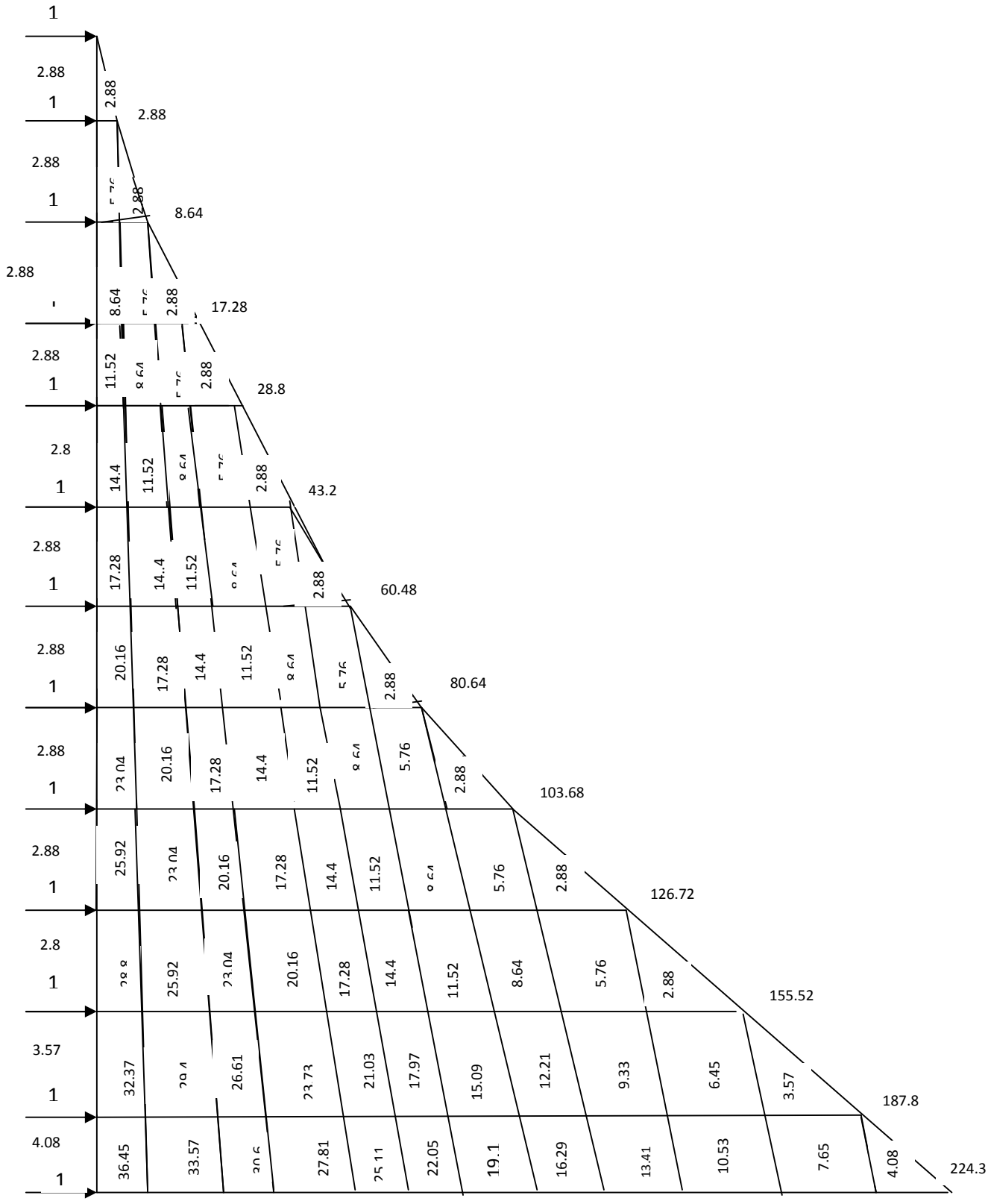


Figure IV-3 : Diagramme des moments des aires :

- **Le tableau suivant donne les aires ((Si)) et la position du centre de gravite ((di)) :**

Niveau	h(m)	b_i(m)	b_{i+1}(m)	S_i(m)	di (m)	S_i× di	$\sum s_i \times d_i$=EI.f_i
9	2.88	2.88	0,00	4.147	1.92	7.96	81390.75
8	2.88	8.64	2.88	16.59	1.68	27.87	72644.93
7	2.88	17.28	8.64	37.32	1.61	60.08	63926.97
6	2.88	28.8	17.28	66.35	1.55	102.84	55284.29
5	2.88	43.2	28.8	103.68	1.54	159.67	46789.94
4	2.88	60.48	43.2	149.29	1.52	226.92	38537.35
3	2.88	80.64	60.48	203.21	1.51	306.85	30647.47
2	2.88	103.68	80.64	265.42	1.50	398.13	23262.91
1	2.88	126.72	103.68	331.78	1.49	494.35	16551.47
RDC	2.88	155.52	126.72	406.42	1.48	601.5	10699.34
S/S2	3.57	187.89	155.52	612.98	1.85	1134.01	5910.55
S/S1	4.08	224.34	187.89	840.94	2.11	1774.38	1774.38

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

$$F_{S/SOL}=\frac{1}{EI}(s_i \cdot d_i)=\frac{840.94x2.11}{EI}=1774.38$$

$$F_{S/Sol}=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=2} s_i\, d_i=\frac{840.94x5.68+612.98x1.85}{EI}=5910.55$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.
On obtient alors les résultats suivants :

$$F_{RDC}=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=3} s_i\, d_i=\frac{10699.34}{EI}$$

$$F_1=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=4} s_i\, d_i=\frac{16551.47}{EI}$$

$$F_2=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=5} s_i\, d_i=\frac{23262.91}{EI}$$

$$F_3=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=6} s_i\, d_i=\frac{30647.47}{EI}$$

$$F_4=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=7} s_i\, d_i=\frac{38537.35}{EI}$$

$$F_5=\frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=8} s_i\, d_i=\frac{46789.94}{EI}$$

$F_6 = \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=9} s_i d_i = \frac{55284.29}{EI}$

$F_7 = \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=10} s_i d_i = \frac{63926.97}{EI}$

$F_8 = \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=11} s_i d_i = \frac{72644.93}{EI}$

$F_8 = \frac{1}{EI}\sum_{i=1}^{i=12} s_i d_i = \frac{81390.75}{EI}$

2-2 : Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = \Psi_n \times h$

Avec : $E\Psi_n = \frac{M_n}{12\sum K_{Pn}} + \frac{E_{\theta n} + E_{\theta n-1}}{2}$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $\Delta i = \Sigma \Delta n$

- **Rotation d'étage :**

-La rotation d'un poteau encastré à la base au 1er niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1} + 2\sum K_{p1}}$

-La rotation de chaque poteau encastré au 1er niveau : $E_{\theta 1} = \frac{M_1 + M_2}{24\sum K_{t1}}$

-La rotation d'un poteau des étages courants : $E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24\sum K_{tn}}$

Avec : $Mn = Tn \times h$

K_{tn}: raideur des poutres $\longrightarrow K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux $\longrightarrow K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.
L : portée libre de la poutre.

2-3 : Inertie fictive :

$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$

Avec : $Dn = \sum \Delta n$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i.
Fn : flèche du refend au même niveau i.

Dn : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).
Δn : déplacement du portique au niveau i
ΣK_{tn} : Somme des raideurs des poutres du niveau n.
ΣK_{pn} : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.
E : module de Young.

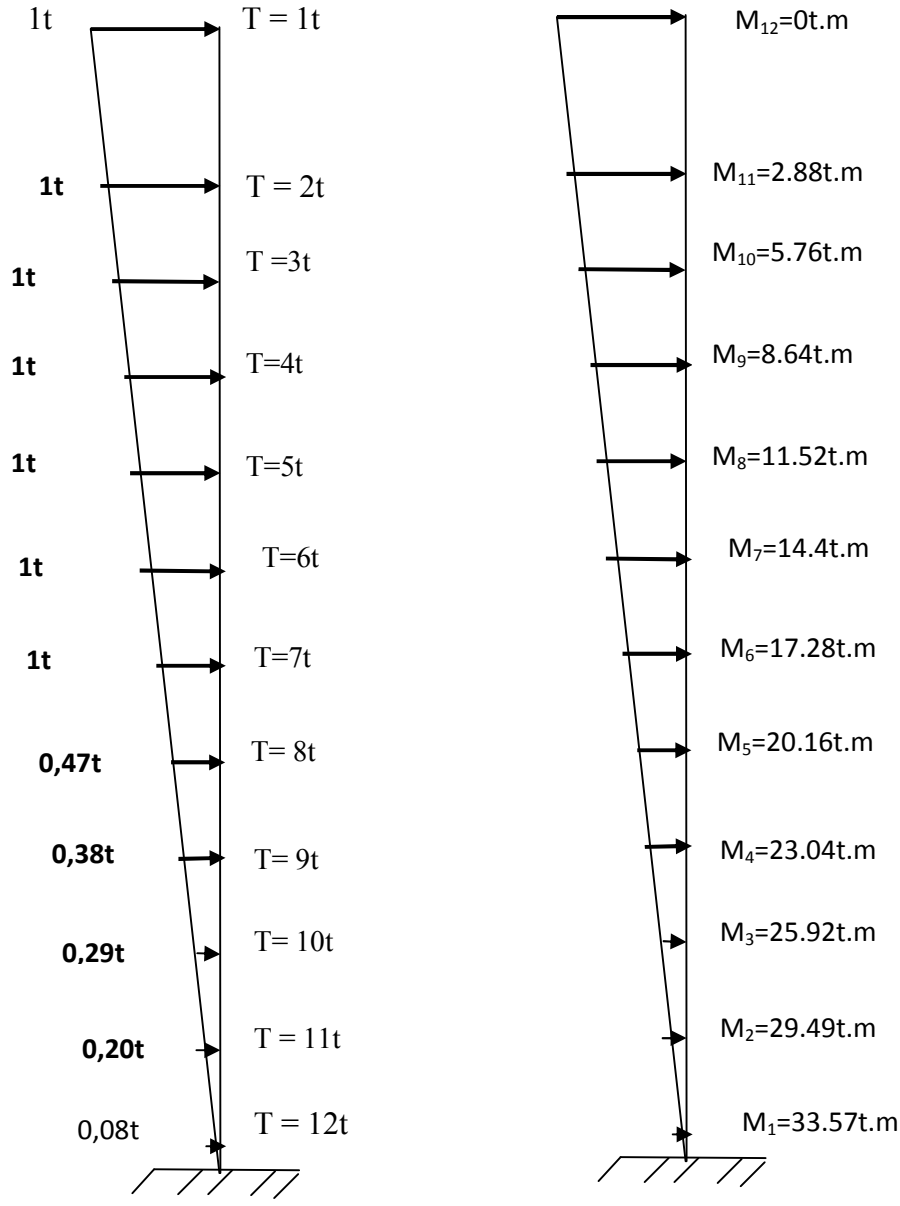


Figure IV-4 : Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveau

Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux Sont résumées dans les tableaux qui suivent :

Inertie fictive des portiques longitudinaux

niv	*portique*	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux}x10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres}x10^{-3}$	$E\theta_n x10^3$	$E\psi_n x10^3$	$E\Delta_i x10^3$	$\Sigma E\Delta_i x10^3$	EF_i	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
9	*2*3_3*	*0*	*2.88*	*0.87*	*0.41*	*0.293*	*0.788*	*2.411*	*40.048*	81390.75	4.06	4.06
8	***1_1*3***	*2.88*	*5.76*	*3.1*	*2.46*	*0.146*	*0.386*	*1.181*	*53.825*		4.05	
	2_2*1	*2.88*	*5.76*	*1.3*	*0.79*	*0.456*	*0.881*	*2.696*	*33.132*		2.19	
	3_3*1	*2.88*	*5.76*	*1.3*	*0.95*	*0.379*	*0.821*	*2.512*	*33.96*		2.14	
	1_1*1	*2.88*	*5.76*	*1.74*	*1.14*	*0.316*	*1.012*	*3.097*	*52.644*	72644.93	1.38	9.76
7	***1_1*3***	*5.76*	*8.64*	*3.1*	*2.46*	*0.244*	*0.617*	*1.889*	*55.277*		3.47	
	2_2*1	*5.76*	*8.64*	*1.3*	*0.79*	*0.759*	*1.218*	*3.726*	*34.162*		1.87	
	3_3*1	*5.76*	*8.64*	*1.3*	*0.95*	*0.632*	*1.132*	*3.464*	*34.912*		1.83	
	1_1*1	*5.76*	*8.64*	*1.74*	*1.14*	*0.526*	*1.255*	*3.841*	*53.388*	63926.97	1.20	8.37
6	***1_1***	*8.64*	*11.52*	*5.18*	*2.49*	*0.337*	*0.716*	*2.191*	*46.163*		3.59	
	2_2	*8.64*	*11.52*	*2.22*	*0.8*	*1.05*	*1.097*	*3.356*	*42.246*		1.31	
	3_3	*8.64*	*11.52*	*2.22*	*0.97*	*0.866*	*1.082*	*3.31*	*38.255*		1.44	
	1_1	*8.64*	*11.52*	*2.96*	*1.16*	*0.724*	*1.617*	*4.949*	*43.972*	55284.29	1.26	7.59
5	***1_1***	*11.52*	*14.4*	*5.18*	*2.49*	*0.434*	*0.914*	*2.797*	*47.333*		2.96	
	2_2	*11.52*	*14.4*	*2.22*	*0.8*	*1.35*	*1.355*	*4.146*	*43.036*		1.09	
	3_3	*11.52*	*14.4*	*2.22*	*0.97*	*1.113*	*1.314*	*4.02*	*38.965*		1.2	
	1_1	*11.52*	*14.4*	*2.96*	*1.16*	*0.931*	*1.802*	*5.514*	*44.536*	46789.94	1.05	6.3
4	***1_1***	*14.4*	*17.28*	*8.3*	*2.53*	*0.522*	*0.998*	*3.055*	*51.263*		0.75	
	2_2	*14.4*	*17.28*	*3.56*	*0.81*	*1.63*	*2.051*	*6.277*	*28.343*		1.35	
	3_3	*14.4*	*17.28*	*3.56*	*0.98*	*1.347*	*1.737*	*5.315*	*27.418*		1.4	
	1_1	*14.4*	*17.28*	*4.75*	*1.17*	*1.128*	*2.224*	*6.807*	*26.208*	38537.35	1.47	4.97

3	***1_1***	*17.28*	*20.16*	*8.3*	*2.53*	*0.617*	*1.177*	*3.603*	*45.279*		2.03	
	2_2	*17.28*	*20.16*	*3.56*	*0.81*	*1.926*	*2.267*	*6.937*	*35.002*		0.78	
	3_3	*17.28*	*20.16*	*3.56*	*0.98*	*1.592*	*1.927*	*5.896*	*30.999*		0.98	
	1_1	*17.28*	*20.16*	*4.75*	*1.17*	*1.333*	*2.377*	*7.275*	*30.676*	30647.47	0.99	4.78
2	***1_1***	*20.16*	*23.04*	*8.3*	*2.53*	*0.711*	*1.356*	*4.15*	*36.295*		1.92	
	2_2	*20.16*	*23.04*	*3.56*	*0.81*	*2.222*	*2.483*	*7.597*	*26.662*		0.87	
	3_3	*20.16*	*23.04*	*3.56*	*0.98*	*1.837*	*2.117*	*6.477*	*25.58*		0.91	
	1_1	*20.16*	*23.04*	*4.75*	*1.17*	*1.538*	*2.531*	*7.744*	*26.145*	23262.91	0.89	4.59
1	***1_1***	*23.04*	*25.92*	*8.3*	*2.53*	*0.806*	*1.535*	*4.698*	*31.311*		1.58	
	2_2	*23.04*	*25.92*	*3.56*	*0.81*	*2.519*	*2.698*	*8.256*	*27.321*		0.606	
	3_3	*23.04*	*25.92*	*3.56*	*0.98*	*2.082*	*2.307*	*7.058*	*26.161*		0.63	
	1_1	*23.04*	*25.92*	*4.75*	*1.17*	*1.744*	*2.684*	*8.212*	*26.613*	16551.47	0.62	3.44
RDC	***1_1*4***	*25.92*	*28.8*	*8.3*	*2.53*	*0.901*	*1.575*	*4.819*	*28.156*		1.52	
	2_2*1	*25.92*	*28.8*	*3.56*	*0.81*	*2.815*	*4*	*4.819*	*28.156*		0.38	
	3_3*1	*25.92*	*28.8*	*4.75*	*1.18*	*1.932*	*2.788*	*4.819*	*28.156*	10699.34	0.38	2.28
S/Sol2	***1_1*4***	*28.8*	*32.37*	*6.7*	*2.53*	*1.007*	*0.906*	*3.698*	*20.337*		1.16	
	2_2*1	*28.8*	*32.37*	*2.87*	*0.81*	*3.147*	*2.513*	*10.254*	*20.337*		0.29	
	3_3*1	*28.8*	*32.37*	*3.83*	*1.18*	*2.16*	*1.784*	*7.28*	*20.337*	5910.55	0.29	1.74
S/Sol1	***1_1***	*32.37*	*36.45*	*5.86*	*2.53*	*1.133*	*1.085*	*4.427*	*20.337*		0.35	
	2_2	*32.37*	*36.45*	*2.51*	*0.81*	*3.54*	*2.98*	*12.159*	*20.337*		0.087	
	3_3	*32.37*	*36.45*	*3.35*	*1.18*	*2.43*	*2.122*	*8.657*	*20.337*	1774.38	0.087	0.52
Inertie totale=58.4												
Inertie moyennes=4.87												

Inertie fictive des portiques Transversaux.

niv	*portique*	M_{n+1}	M_n	$\Sigma K_{poteaux}x10^{-3}$	$\Sigma K_{poutres}x10^{-3}$	$E\theta_n x10^3$	$E\psi_n x10^3$	$E\Delta_i x10^3$	$\Sigma E\Delta_i x10^3$	EF_i	$I_{eiy}(m^4)$	$\Sigma I_{eiy}(m^4)$
9	***1_12*1***	*0*	*2.88*	*0.87*	*0.34*	*0.353*	*0.768*	*2.35*	*36.947*	81390.75	2.2	4.4
8	***1_1*1***	*2.88*	*5.76*	*1.3*	*0.57*	*0.632*	*0.795*	*2.432*	*34.597*		2.09	
	2_2*3	*2.88*	*5.76*	*2.17*	*1.33*	*0.271*	*0.534*	*1.634*	*39.331*		5.54	
	3_*1	*2.88*	*5.76*	*1.74*	*0.82*	*0.439*	*0.659*	*2.017*	*30.578*		2.37	
	1_1*2	*2.88*	*5.76*	*2.17*	*1.64*	*0.22*	*0.692*	*2.119*	*32.165*	72644.93	4.52	14.52
7	***1_1*1***	*5.76*	*8.64*	*1.3*	*0.57*	*1.053*	*1.263*	*3.865*	*36.592*		1.75	
	2_2*3	*5.76*	*8.64*	*2.17*	*1.33*	*0.451*	*0.735*	*2.249*	*40.946*		4.68	
	3_3*1	*5.76*	*8.64*	*1.74*	*0.82*	*0.732*	*0.944*	*2.887*	*31.448*		2.03	
	1_1*2	*5.76*	*8.64*	*2.17*	*1.64*	*0.366*	*0.876*	*2.681*	*38.727*	63926.97	3.3	11.76
6	***1_1*1***	*8.64*	*11.52*	*2.22*	*0.58*	*1.448*	*1.663*	*5.088*	*26.964*		2.05	
	2_2*3	*8.64*	*11.52*	*3.7*	*1.35*	*0.622*	*0.79*	*2.417*	*43.729*		3.79	
	3_3*1	*8.64*	*11.52*	*3.7*	*1.69*	*0.497*	*0.848*	*2.595*	*40.621*		1.36	
	1_1*2	*8.64*	*11.52*	*2.96*	*0.83*	*1.012*	*1.225*	*3.748*	*42.331*	55284.29	2.61	9.81
5	***1_1*1***	*11.52*	*14.4*	*2.22*	*0.58*	*1.862*	*2.122*	*6.494*	*26.113*		1.79	
	2_2*3	*11.52*	*14.4*	*3.7*	*1.35*	*0.8*	*0.943*	*2.887*	*45.655*		3.07	
	3_3*1	*11.52*	*14.4*	*3.7*	*1.69*	*0.639*	*0.984*	*3.011*	*32.827*		1.42	
	1_1*2	*11.523*	*14.4*	*2.96*	*0.83*	*1.301*	*1.313*	*4.018*	*41.619*	46789.94	2.25	8.53
4	***1_1*1***	*14.4*	*17.28*	*3.56*	*0.59*	*2.237*	*2.309*	*7.065*	*32.132*		1.19	
	2_2*3	*14.4*	*17.28*	*5.93*	*1.37*	*0.964*	*1.023*	*3.132*	*30.518*		3.78	
	3_3*1	*14.4*	*17.28*	*5.93*	*1.73*	*0.763*	*1.081*	*3.307*	*34.72*		1.1	
	1_1*2	*14.4*	*17.28*	*4.75*	*0.84*	*1.571*	*1.605*	*4.911*	*38.067*	38537.35	2.02	8.09
3	***1_1*1***	*17.28*	*20.16*	*3.56*	*0.59*	*2.644*	*2.723*	*8.331*	*23.99*		1.28	
	2_2*3	*17.28*	*20.16*	*5.93*	*1.37*	*1.139*	*1.151*	*3.524*	*33.909*	30647.47	1.81	1.853

	3_3*1	*17.28*	*20.16*	*5.93*	*1.73*	*0.902*	*1.19*	*3.643*	*30.056*		1.02	6.69
	1_1*2	*17.28*	*20.16*	*4.75*	*0.84*	*1.857*	*1.798*	*5.503*	*23.659*		2.59	
2	***1_1*1***	*20.16*	*23.04*	*3.56*	*0.59*	*3.051*	*3.136*	*9.597*	*25.847*		0.9	
	2_2*3	*20.16*	*23.04*	*5.93*	*1.37*	*1.314*	*1.28*	*3.915*	*30.301*		2.30	
	3_3*1	*20.16*	*23.04*	*5.93*	*1.73*	*1.04*	*1.3*	*3.979*	*25.392*		0.92	
	1_1*2	*20.16*	*23.04*	*4.75*	*0.84*	*2.143*	*1.992*	*6.095*	*29.251*	23262.91	1.59	5.71
1	***1_1*1***	*23.04*	*25.92*	*3.56*	*0.59*	*3.458*	*3.55*	*10.863*	*27.705*		0.59	
	2_2*3	*23.04*	*25.92*	*5.93*	*1.37*	*1.489*	*1.408*	*4.307*	*28.693*		1.73	
	3_3*1	*23.04*	*25.92*	*5.93*	*1.73*	*1.179*	*1.41*	*4.315*	*25.728*		0.64	
	1_1*2	*23.04*	*25.92*	*4.75*	*0.84*	*2.429*	*2.185*	*6.686*	*26.842*	16551.47	1.23	4.19
RDC	***1_1*4***	*25.92*	*28.8*	*5.93*	*1.37*	*1.664*	*1.575*	*4.819*	*26.156*		1.63	
	2_2*3	*25.92*	*28.8*	*5.93*	*1.73*	*1.318*	*1.671*	*4.819*	*26.156*	10699.34	1.22	2.86
S/Sol2	***1_1*4***	*28.8*	*32.37*	*0.96*	*1.37*	*1.86*	*3.74*	*15.26*	*20.337*		1.16	
	2_2*3	*28.8*	*32.37*	*0.96*	*1.73*	*1.473*	*3.547*	*14.47*	*20.337*	5910.55	1.29	2.45
S/Sol1	***1_1*4***	*32.37*	*36.45*	*0.84*	*1.37*	*2.093*	*4.663*	*19.023*	*20.337*		0.35	
	2_2*3	*32.37*	*36.45*	*0.84*	*1.73*	*1.658*	*4.445*	*18.135*	*20.337*	1774.38	0.26	0.61

Inertie totale=79.62
Inertie moyennes=6.63

IV-3 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

- **Sens longitudinal (X-X) :**

	Imoy par niveau (m^4)	% de participation
Inertie totale des voiles	**55.66**	**48.80**
Inertie totale des portiques	**58.4**	**51.20**
Voiles + portique	**114.06**	**100 %**

Tableau : Les valeurs des inerties dans le sens longitudinal

- **Sens transversal (Y-Y) :**

	Imoy par niveau (m^4)	% de participation
Inertie totale des voiles	**42.94**	**35.03**
Inertie totale des portiques	**79.62**	**64.96**
Voiles + portique	**122.56**	**100 %**

Tableau : Les valeurs des inerties dans le sens transversal

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons Constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Transversal que longitudinal.

- Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 % (**tel que prévu par le RPA) de L'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un Contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.
- D'où le coefficient de comportement **R = 5 (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).**

➢ **Rappel :**

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20 %** des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins **25 %** de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE V
Présentation du logiciel ETABS

V)Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes bases sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique desdivers structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de laMEF, et comprenne également le processus de la phase de solution .cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des technique en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout on considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné a l'utilisateur professionnel. Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

V-1 : Concept de base de la MEF :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire a celle utilisée dans « la théorie des poutre». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérive sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connu sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équations algébrique linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout on considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

V-2 : Description d'ETABS :

L' ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETBS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

Grid line : ligne de grille.
Joints : nœuds.
Frame : portique (cadre).
Shell : voile.
Element : élément.
Restraints : degrés de liberté (DDL).
Loads : charge.

Uniformedloads : point d'application de la charge.
Define : définir.
Material : matériaux.
Concrete : béton.
Steel : acier.
Frame section : coffrage.
Column : poteau.
Beam : poutre.

V-3 : Manuel d'utilisation du l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (figure 1).

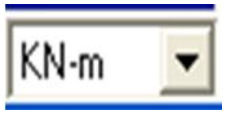
Etapes de modélisation :

➢ Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

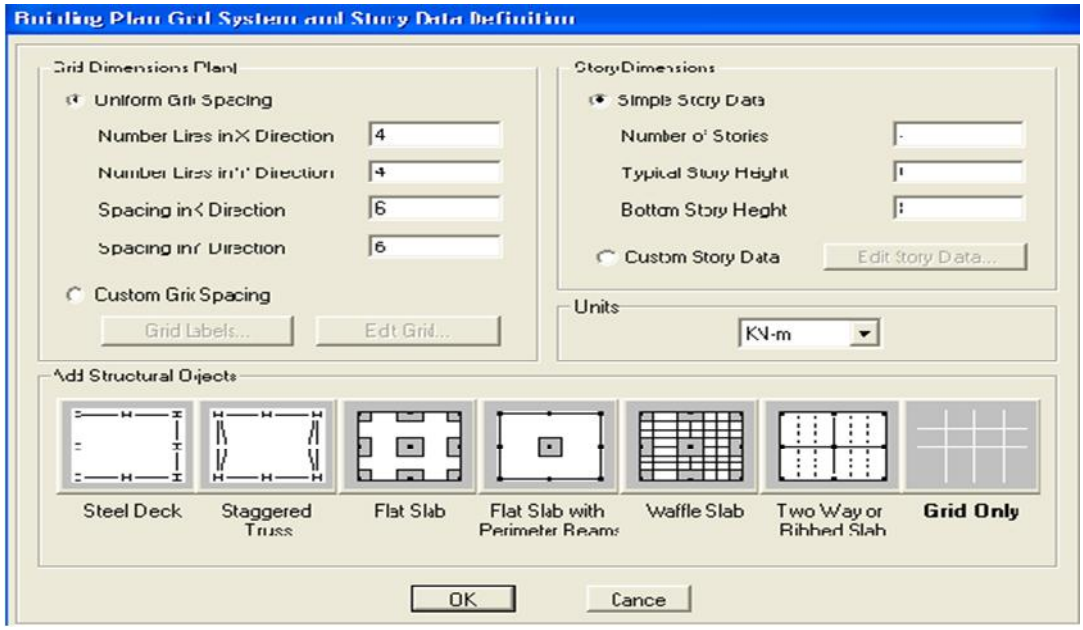
a- Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



b- Géométrie de base :

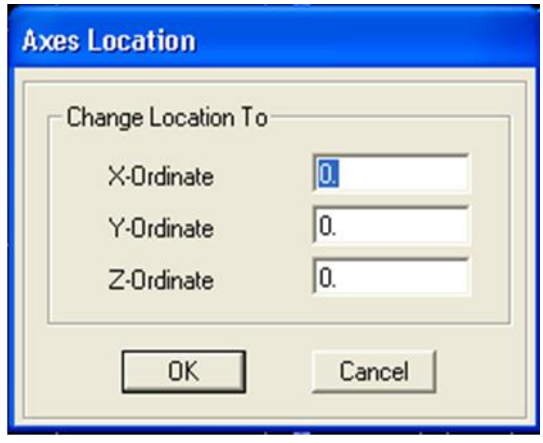
Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file puis New model ou bien (ctrl+n). Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



Pour une construction en Auto-Stable .on choisit la première icône, dans la boite de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :
- Le nombre des lignes dans la direction X
(Number lines in X direction)
- Le nombre des lignes dans la direction Y
(Number lines in Y direction)
- Nombre de travées dans le sens de Y
(Number of bays along Y)
-Hauteur d'étage **(story High)**
-Langueur de travée dans le sens de X
(Spacing in X direction) (Entre axes)
-Langueur de travée dans le sens de Y
(Spacing in Y direction) (Entre axes)
-Le nombre d'étage (**Number of stories)**
-la hauteur d'étage courant **(typical story High)**
-La hauteur d'étage en bas (RDC) **(bottom story hight)**

c- Modification de la géométrie de base :

L' ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer et en le mètre au centre de la structure et ce à partir de menu **(View-change axes location)**une boite de dialogue sera apparaître, dans cette dernière en peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnes x, y et z.



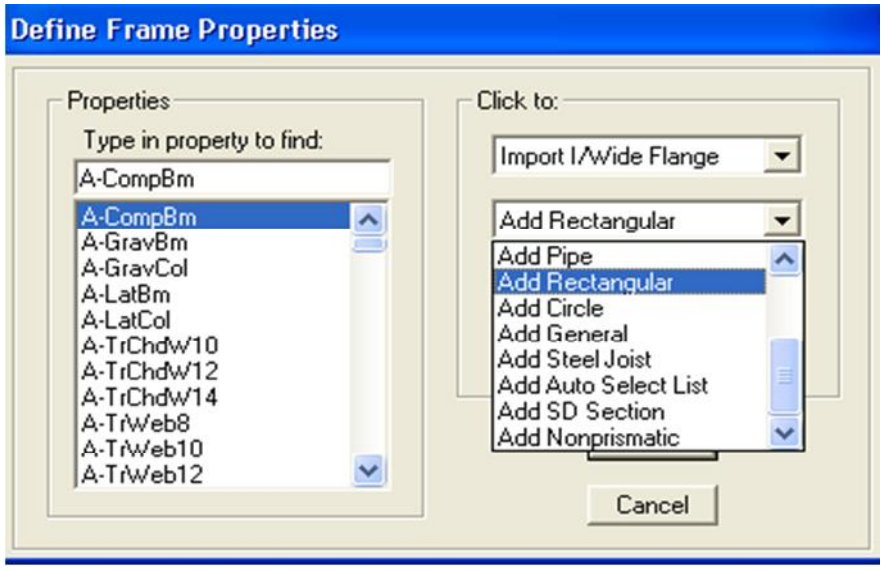
Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sue n'import quelle grille ; on aura une boite de dialogue
- coches la case spacing
Et introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
-Enfin on valide avec OK.

➢ Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

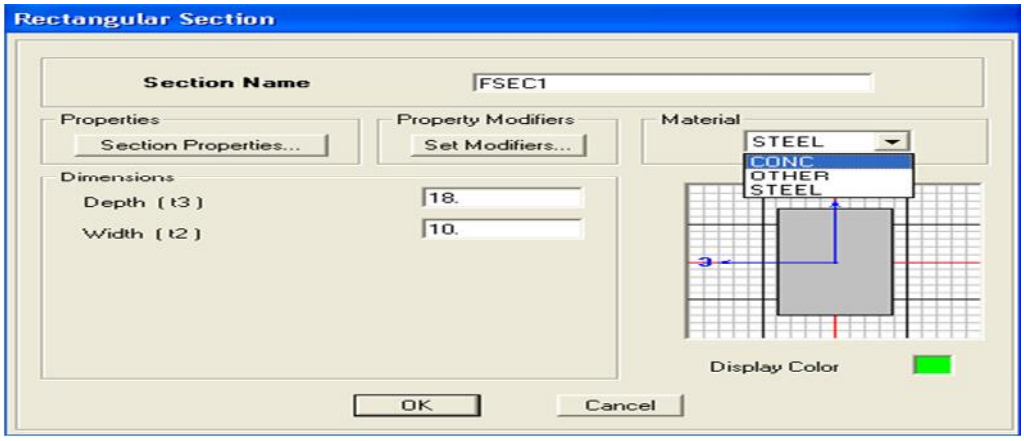
a- Choix des sections :

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible .par exemple, de choisir parmi une longue liste de profiles en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définit des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.



b- Définition des sections

Dans le menu déroulant choisir :
Define puis **Frame sections**
Comme nos sections sont rectangulaires on choisit dans la liste d'ajout de section :**Addrectangular**(dans la deuxième liste à droite de la boite)
La boite de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :
-Nom de la section **SectionName**
-choisir dans la liste des matériaux **Concrete**qui veut dire béton : **Material-CONC**
-Hauteur : **Depth**
-Largeur :**width**



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définit toutes les sections

c- Affectation des sections aux éléments des portiques :

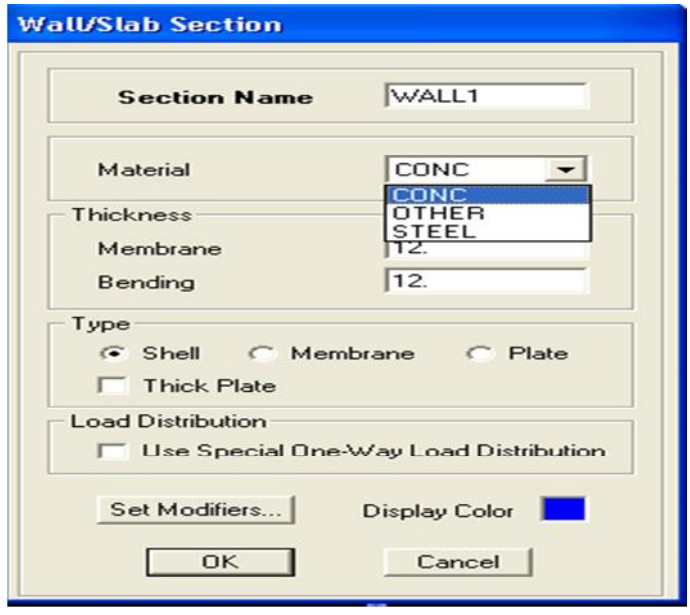
Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :
-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la sourie ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottant qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la sourie

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur où **Assign-Frame–sections**
-On aura une boite de dialogue qui est celle de**Define Frame sections** et dans la lista titre par **Frame section –Name :** on choisit la section approprie aux éléments sélectionnes et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.
On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.
- Cliquer sur ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera trace entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).
-Pour tracer librement l'éléments on choisit et en clique sur le point de départ ensuit sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.
NB :pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvant dans la barre d'outils.

- **Voiles:**

Define –Wall/slab/deck section

Clique sur **Add New wall,** une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.
Pour rajouter des voiles :
-cliquer sur et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

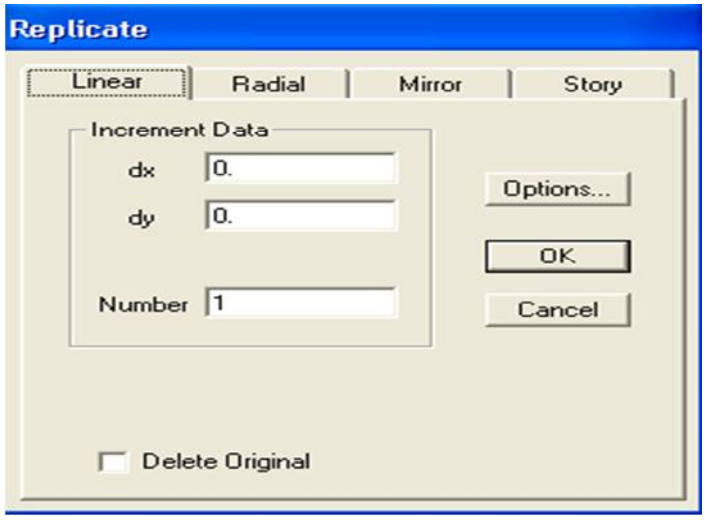


-Pour tracer le voile librement on choisit
-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile et cliquer sur et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections.**

➢ Remarque :

Quand la structure n'est pas régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modification nécessaire ensuite le copier pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performent tel que : linear,radial, mirror et story, copier …
Après sélection : **Edit-Replicate(Ctrl+R).**

Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas



Ou on veut faire des copies linéaires, on a qu'introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le nombre de copies à faire, pour une structure à 12 niveaux :
-Après avoir créé et modifier le premier niveau,on sélectionne tout **Edit-Replicate(Ctrl+R)**
-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number OK**

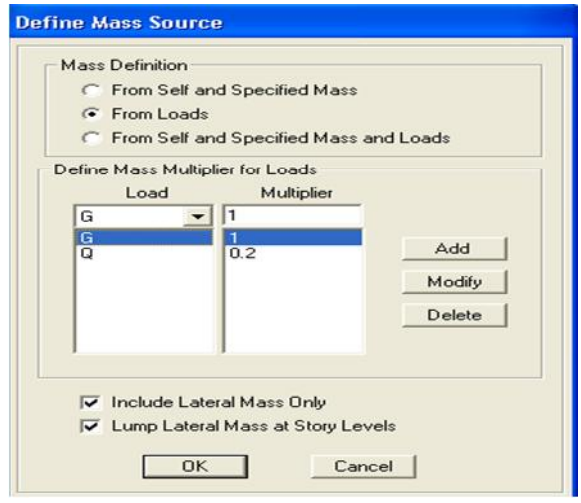
➢ Troisième étape :

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis,ect..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (restraints)

-Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y,en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
-On attribue des appuis **(restraints)** avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**,ou en cliquant sur 
-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à
La base des portiques pour les structures en B.A)
-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque
- pour les autres nœuds :
Translation dans le sens de X (libérer translation 1)
Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)
Rotation autour de Z (libérer rotation about 3)
Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X
(Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)



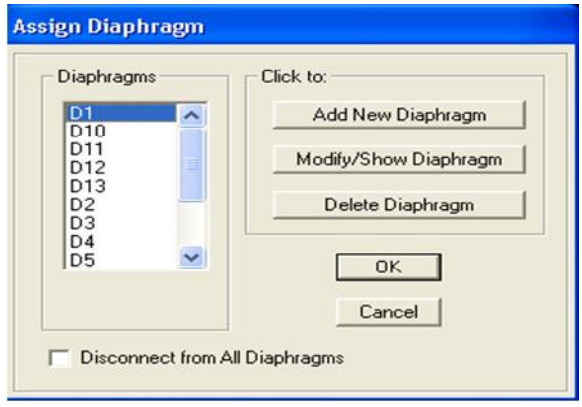
Lamasse des planchers est supposée en leurs centre de masse qui sontdésignes par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par difine masse source une fenêtre sera apparaître
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente

➢ **Remarque :**

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties on couchant la case **fromload**

c- diaphragmes (constraints) :



Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

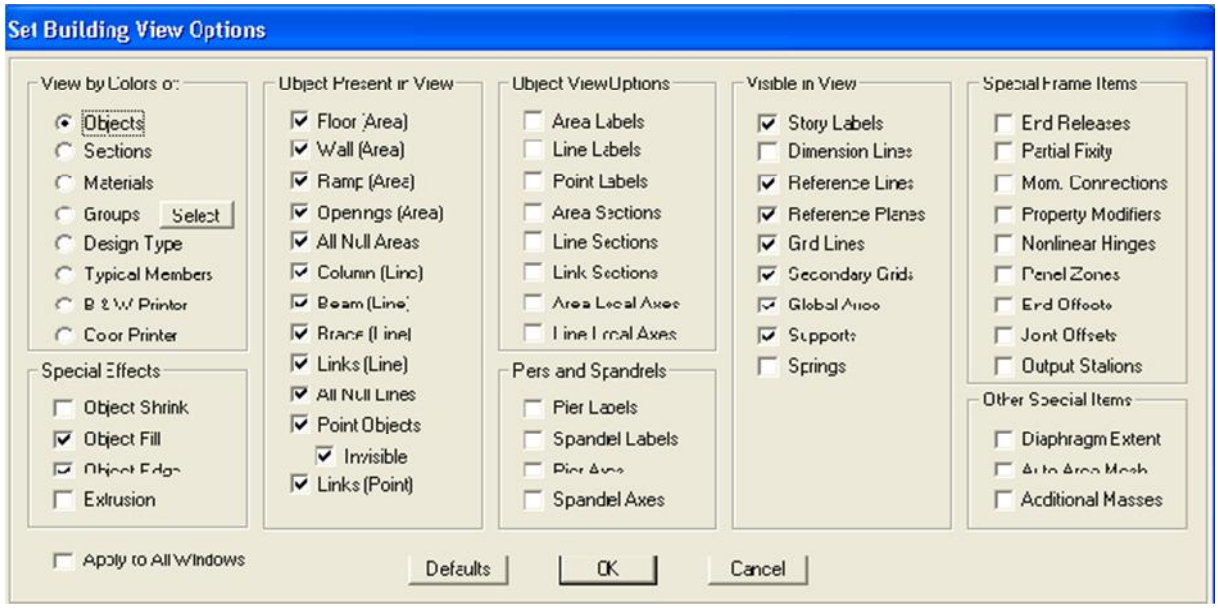
- sélectionner le premier plancher dans

la fenêtre X-Y. dans le menu dérolant :

Assigne/pointnt – rigide diaphragm

- on choisit **Adddiaphragm** ⟶
- onva appeler cette **D1 :** ETAGE 1
- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquer sur l'icône **Set éléments**



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d 1
- contraints : diaphragme…etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément
- …etc.

➢ Quatrième étape

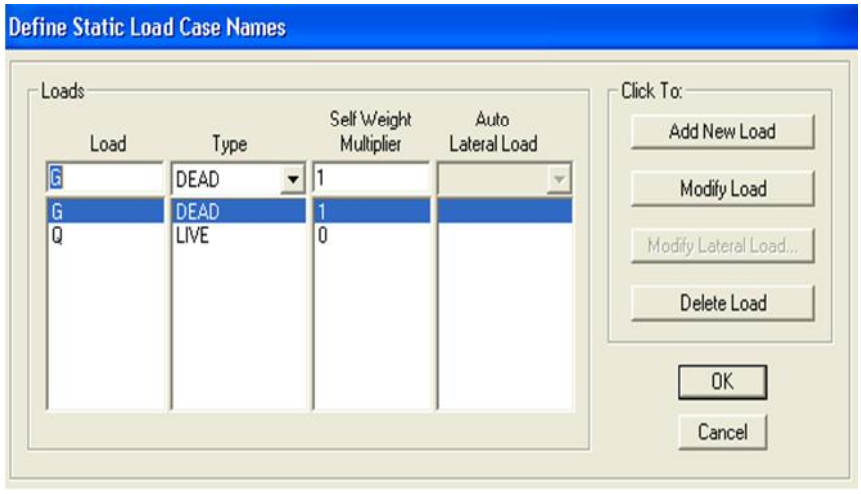
La quatrième étape consiste a définir les chargeas appliquées sur la structure a modéliser.

➢ charge statique

a) définition de charge statique :

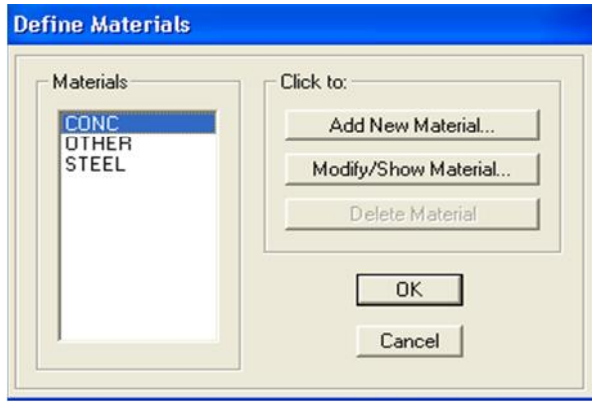
Choisir dans le menu déroulant **: Define → Staticload cases**

- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom **(Load) et DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigth multiplier) et cliquer sur **add new Load.**
- Pour les surcharges **: Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne **(Add new load)**
- **OK**

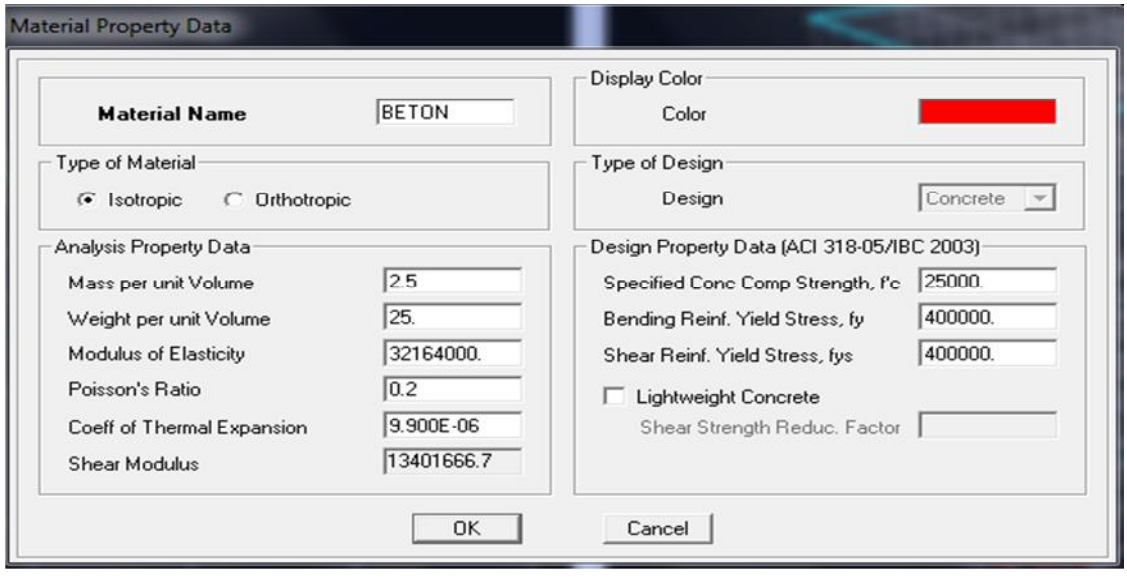


Define – Materials ⟶

- pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur**Add new material**



pour modifier les caractéristiques du béton : Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**

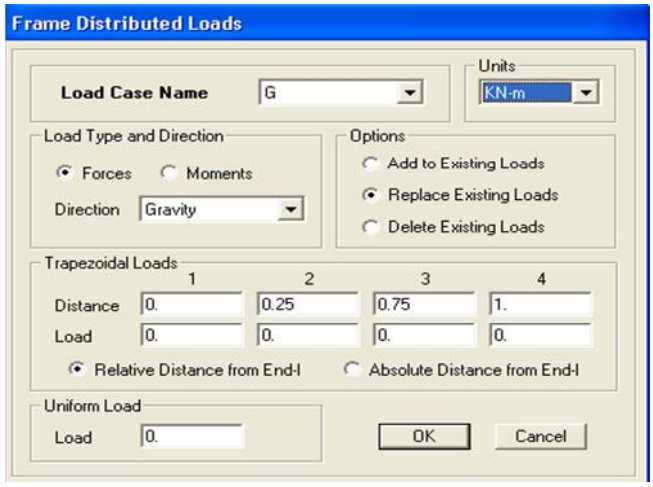


b) chargement :

Après la sélection de l'élément a charger, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil Dans la boite de dialogue qui apparaît

On aura à spécifier:
Le nom de la charge son type (force ou moment) sa direction
La valeur et le point d'application pour les charges concentrées La valeur de la charge uniformément répartie. L'opération à faire (ajouter, remplacer ou supprimer) .en fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel).

Pour charger un voile on clique sur 



- **charge sismique**

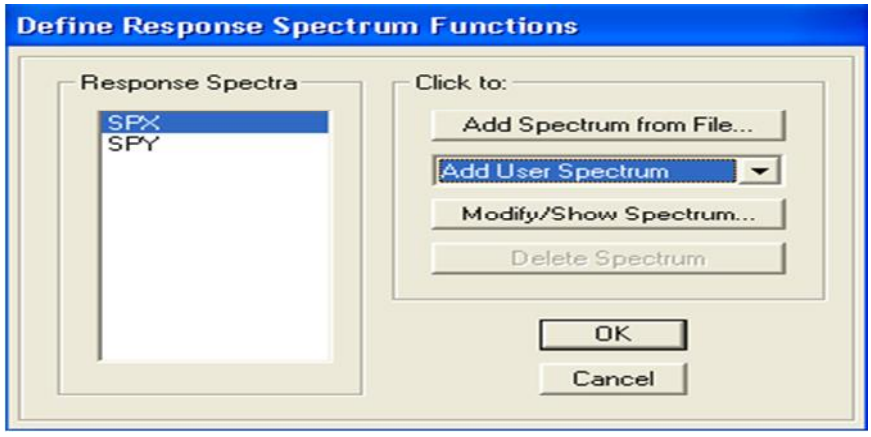
a) Spectre de réponse :

Define

Réponse spectrumfunctions :

Cliquer sur **Addspectrumfrom file**

On introduit le nom de la fonction

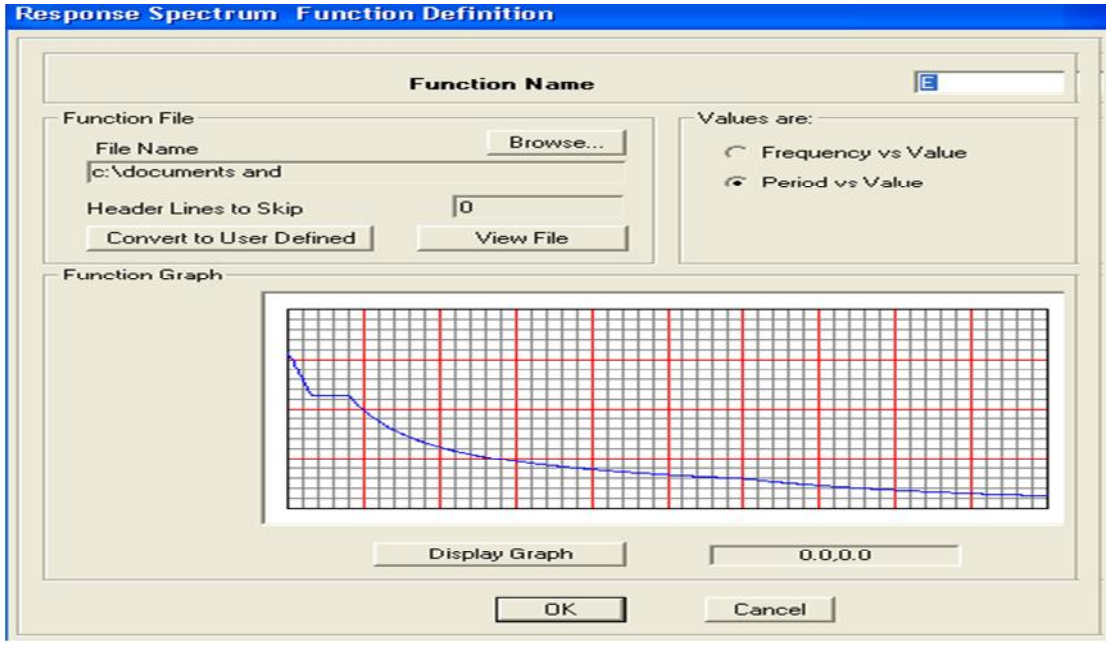


Remarque :

On peut introduire le spectre sous fourme de fichier texte c'est-à-dire avec une extension.txt :

- Cliquersur**Add spectrum from file**
- Cliquer sur **browns** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'ont préparé bien avant avec les programmes appropriés comme ce-lui conçu par le CGS,donnant

le spectre de réponse du RPA99, ce fichierdoit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes.Cocher **period and values,OK.**

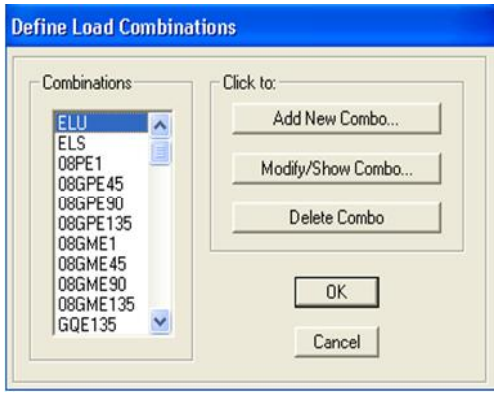


ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américaine (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

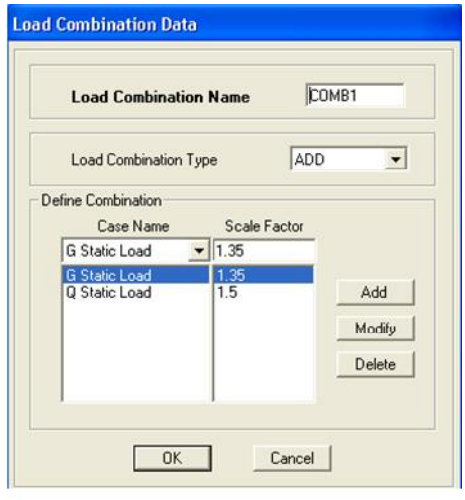
➢ cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Loadcombination



Add new Combo



Dans la boite de dialogue qui apparait après avoir
Cliquer sur **Add new Combo**, on aura a introduire:
Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'**ELU(1.35G +1.5Q).**

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add

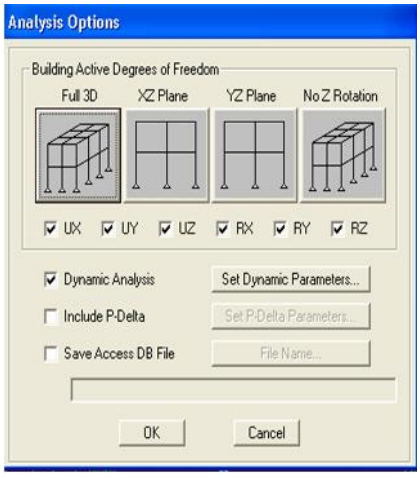
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define → Loadcombination.**
Pour définir le cœfficient une autre combinaison on refait le même travail
Pour modifier le coefficient d'un charge on procédé avec le **modify**
Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et clique sur **Modify**

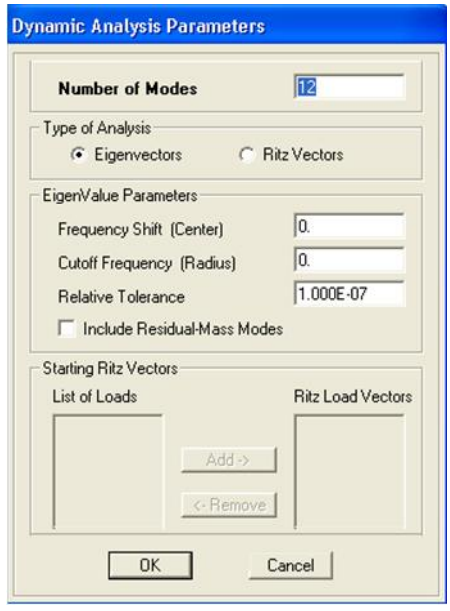
➢ sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème du mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :
Analyze →Set analysis Options



Set Dynamieparameters



On spécifier le nombre de modes a prendre en considération làoù s'est écrit **Numbre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.
Exécution :
Analyze →Run(F5), ou cliquer sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c'est à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être bien avant avec :
File → Save as.

➢ Septième étape

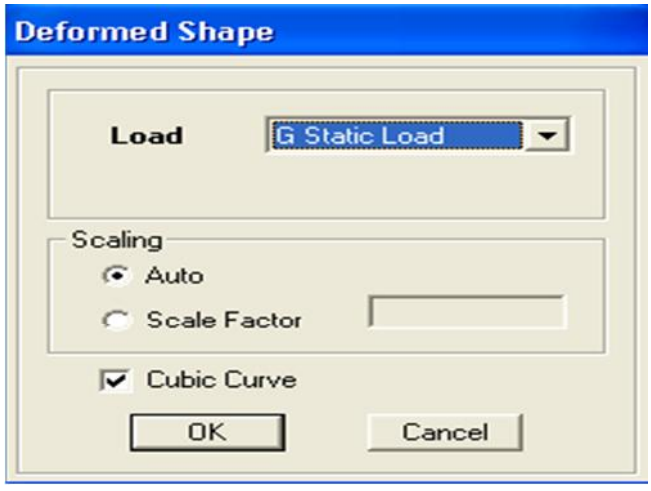
La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

a) Résultat sur fichier :
S'il n'y a pas d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu**analyze**se retrouve dans un fichier .**OUt**,généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word.Wordpar** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

- fermer le SAP2000 sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier .**Out**avec recherche de windows.

b) visualisation des résultats à l'écran :
L'interface graphique d'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

Déplacements :
Avec le menu Display il est possible de choisir **Show Deformedshape**
Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante :
Il faut spécifier le cas de chargement, **G**
Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir un (**Auto**) L'option **CubicCurve**permet d'illustrer la déformée avec un interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures.



Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation**



en bas de l'écran pour voit tel même entendre si on a une carte de sont la structure danser.(«et» c'est pour aller d'un mode a un autre) .De plus ;il est même Possible de créer un fichier vidéo **avi**de l'animation avec menu **View** et **CreatOpen View** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphies**

- **Réaction :**

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Springreaction.**On aura la boite de dialogue suivante :

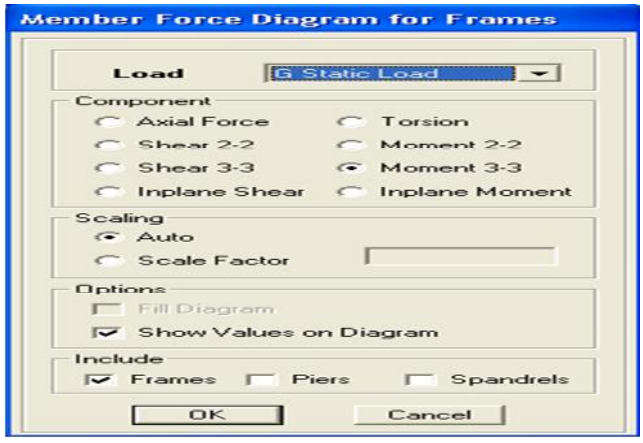
- sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



➢ **Les efforts internes :**

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram/ support/springreaction.**EtOn aura la fenetre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- L'option **Shear3-3** afficher l'efforts tranchants hors plan.
- L'option **Moment 3-3**afficher le diagramme des moments fléchissonstronc (DMF)
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Sealfaetor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- Por voir les valeurs dans les diagrammes on décocher **FillDiagram** et on coche **Show Values on Diagram**.



➢ **Remarque**

2-2, 3-3 et **1-1**sont les axes locaux des sections.

Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

1-1 est sortant (z dans les rotations habituelles)

2-2 (y dans les notations habituelles)

3-3 (x dans les notations habituelles)

- Tous les graphes peuvent être imprimés **: Fill-print Graphies** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'a cliquer dessus) .

- Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modèle (géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.) L'icône de verrouillage. Dans la barre d'outils. En haut de L'écran, est enfoncé : ….. , pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle de viendras comme suit …
- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB**
- On peut même ferrailler avec ETABS, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le B A E L.

CHAPITRE VI
Modélisation et Vérification de RPA

VI) Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est Soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.
De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de L'analyse et de la conception de cette dernière.
Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- **Méthode statique équivalente.**
- **Méthode d'analyse modale spectrale.**
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.**

VI-1 Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

1. Principe

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

2. Conditions d'application (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

H≥65m pour les zones I, IIa, IIb :
H≥30m pour la zone III :

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outreles conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le **RPA (ART 4.1.2).**

Remarque

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

VI-2 : Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

1. Principe

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

VI-3 : Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

a) La structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2)
b) Le sol est de catégorie S2 (sol ferme), selon les résultats donnée par le laboratoire de géotechnique
c) La structure se trouve dans une zone de moyennesismicité Zone II.

La structure étudiée fait 36,45 m de hauteur (R+8+2S /Sol), le système structurel est mixte.

Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux charges horizontales.

VI-4 : Vérifications RPA :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :**(RPA 2003 A 4.3.3)**

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

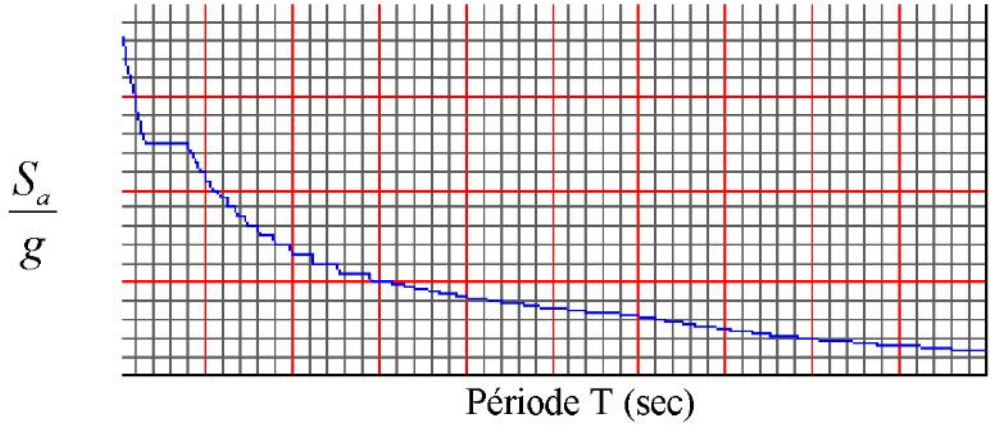


Figure VI-1 : Spectre de réponse de calcule

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale (Art 4 – 13) RPA99.

A : coefficient d'accélération de zone.

Zone II, groupe II ⟹ A = 0,15.

R : coefficient de comportement de la structure :

R = 5, [Mixte portique /voile avec interaction **(RPA2003 Tableau 4.7**)]

η :facteur de correction d'amortissements donné par le RPA99/Art (4 -3).

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

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Béton armé/ maçonnerie $\xrightarrow{tableau}$ ζ = 10%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0{,}763 > 0{,}7 \text{ vérifiée.}$$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

On a le cas d'absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S_3.

RPA 99 : 4 – 7 $\Longrightarrow$ site meuble catégorie 3.

T_1 = 0,15 s.

T_2 = 0,50 s.

Q : facteur de qualité.

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

P_q : la pénalité à retenir qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

d) sollicitations verticales et la charge horizontale.

VI-5 :Tableau 1 : Valeurs des pénalités P_q :

- **Sens longitudinale :**

Critère	**Pénalité P_q**
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	0
2- Redondance en plan	0
3- Régularité en élévation	0,05
4- Contrôle de la qualité des matériaux	0
5- Contrôle de la qualité de l'exécution	0
6- Régularité en plan	0

VI-6 : Tableau 2 : Valeurs des pénalités P_q :

- **Sens Transversal :**

Critère	**Pénalité P_q**
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	0
2- Redondance en plan	0
3- Régularité en élévation	0
4- Contrôle de la qualité des matériaux	0
5- Contrôle de la qualité de l'exécution	0
6- Régularité en plan	0

- **Sens longitudinale :**

  Q = 1+(0+0+0,05+0+0+0) =1,05

- **Sens Transversal :**
- **Q = 1+(0+0+0+0+0+0) =1**

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q**a introduire est la plus défavorable

Q = 1,05.

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

Q = 1,05, tous les critères sont vérifiés sauf la régularité en élévation dans le sens longitudinal

VI-6 : Nombre de modes à considérer : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.4)

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

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K.

- Dans notre cas N=9 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9} = 9)$
  Donc : **K=10**nombre de modes.

VI-7 :Combinaison des réponses modales : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.5)

- $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \, \xi_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j \ (Ti \leq T_j)$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^{k} E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

$\mathbf{E_i}$: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{\left(|E_1| + |E_2|\right)^2 + \sum_{i=3}^{K} E_i^2}$$

VI-8 : Caractéristiques géométriques de la Structure :

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

NIVEAUX	Masse suivant	Masse suivant	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité	Excentricité
			XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	ex	ey
RDC	339,6095	339,6095	13,061	7,386	13,859	7,960	-0.798	-0.574		
1	317,5477	317,5477	13,053	7,349	13,829	8,435	-0.776	-1.086		
2	292,1222	292,1222	13,036	7,330	13,810	8,392	-0.774	-1.062		
3	285,6065	285,6065	12,455	7,483	13,800	8,379	-1.345	-0.896		
4	285,6065	285,6065	12,455	7,483	13,787	8,401	-1.332	-0.918		
5	285,6065	285,6065	12,455	7,483	13,767	8,415	-1.312	-0.932	1.2955	0.8045
6	280,7700	280,7700	12,458	7,492	13,744	8,420	-1.286	-0.928		
7	276,1668	276,1668	12,462	7,503	13,717	8,424	-1.255	-0.921		
8	271,8993	271,8993	12,465	7,512	13,687	8,435	-1.222	-0.923		
9	260,3120	260,3120	12,395	7,734	13,656	8,471	-1.261	-0.737		
10	198,5821	198,5821	12,151	9,499	13,606	8,563	-1.455	0.936		
11	17,2059	17,2059	14,517	9,929	13,941	9,891	0.576	0.038		

Tableau V1- 3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 25,91 = 1,2955$.

Le RPA dicte que : $e_y = 0,05 \times 16,09 = 0,8045$.

b) Excentricité théorique :

$$\begin{cases} E_x = CM_X - CR_X \\ E_y = CM_Y - CR_Y \end{cases}$$

VI-9 : Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	**0.841201**	**0.2742**	**67.8734**	0	0.2742	67.8734	0
2	**0.65805**	**61.8717**	**0.7546**	0	62.1459	68.628	0
3	**0.551102**	**6.3366**	**0.872**	0	68.4825	69.4999	0
4	0.201965	0.0136	17.5553	0	68.4961	87.0553	0
5	0.17019	18.1254	0.0067	0	86.6215	87.062	0
6	0.134661	0.0318	0.0008	0	86.6533	87.0628	0
7	0.088416	0.001	6.3803	0	86.6542	93.4431	0
8	0.07699	6.3996	0.0005	0	93.0538	93.4437	0
9	0.058623	0.002	0.0064	0	93.0559	93.45	0
10	0.051963	0.0006	2.9367	0	93.0565	96.3868	0
11	0.04835	1.1714	0.004	0	94.2279	96.3908	0
12	0.04428	1.5971	0.0022	0	95.825	96.393	0

Tableau VI- 4 : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

VI-10 :Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_t' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inferieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente**(**RPA99 Modifié 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 :

$$\mathbf{V}=\frac{\boldsymbol{A}\times\boldsymbol{Q}\times\boldsymbol{D}}{\boldsymbol{R}}\times\mathbf{W}$$

- **A** :**Coefficient d'accélération de zone**, donné par le **(RPA99modifié 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 (η) 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_1= 0.15, T_2 = 0.50 (RPA99modifié2003/Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

$$\eta=\sqrt{7/\left(2+\xi\right)}\ge 0.7$$

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

Quand : **ξ = 10%,** on a : **η= 0.763**

T :la formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T = C_T .h_N^{3/4}}$$

T = 0,741s.

- **h_N** : Hauteur mesurée en m à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N)
  - **h_N= 36,45**
- **C_T :** Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6, C_T = 0,05

T = 0,84sec $\Longrightarrow$ $T_2 \leq T \leq 3.0$sec

Donc :

$$\mathbf{D = 2.5\ \eta(T_2/T)^{2/3} = 1.47}$$

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure **(RPA 2003/Tableau 4.3)**

R= 5

- **Q :** facteur de qualité **(RPA/Art 5.7**)

Q = 1,05

- **W : poids total de la structure**, donné par **ETABS**

Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
ALL	0	19694.674	3198.6357	3198.6357	0

Tableau V- 4 :Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

Avec : $\mathbf{V = \frac{A \times D \times Q}{R}}$ **x W**

MSE (RPA 2003)	Sens X		Sens Y	
	A	0,15	A	0,15
	D	1,47	D	1,47
	Q	1,05	Q	1
	R	5	R	5
Coefficient forces sismique V (KN)	911.96		868.53	

Tableau VI-6: Les forces sismiques à la base.

- **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99modifié 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base **V** obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par ***ETABS*** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la ***méthode statique équivalente*** $\mathbf{V_{max}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée**.($V > 0.80\ V_t$)**

- ✓ Si $V < 0.80\ V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8\ V_t/V$.

forces sismiques (KN)			vérification	
MSE	ETABS (V)		V/Vt	
(Vmax)	Ex	Ey	x	y
911.96	20684,767	31489,298	>0.80 Condition vérifiée	>0.80 Condition vérifiée

Tableau VI-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

VI-11 : Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003/Art 5.10].**

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

VI-12 : Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003/Art 5.10].**

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

1- Déplacement maximal :

- **Sens transversal**

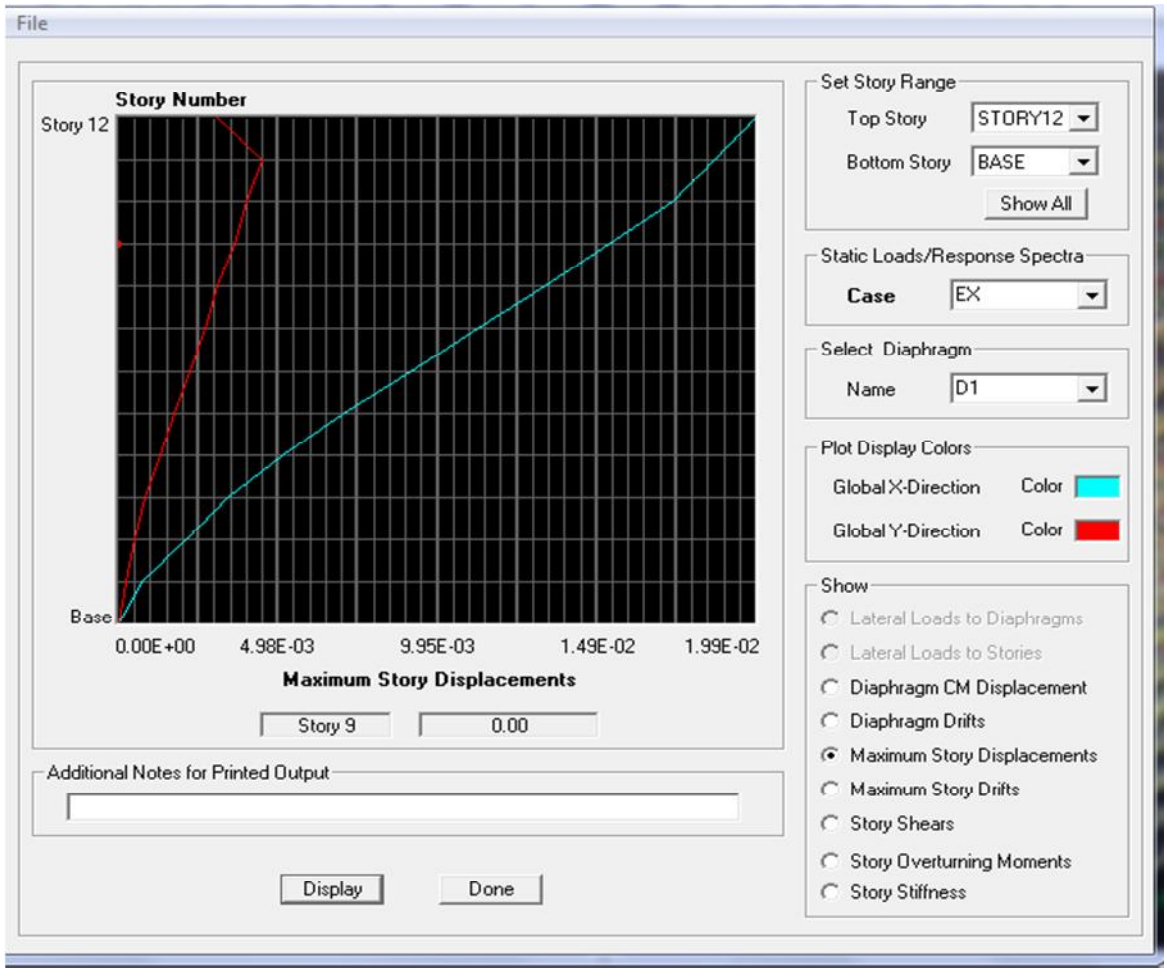


Figure VI-2 :Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La Hauteur totale du Bâtiment.

$\delta_{max} = 0{,}02 \leq f = \frac{H_t}{500} = 36{,}45/500 = 0{,}073$ **Condition Vérifier**

- **Sens longitudinal :**

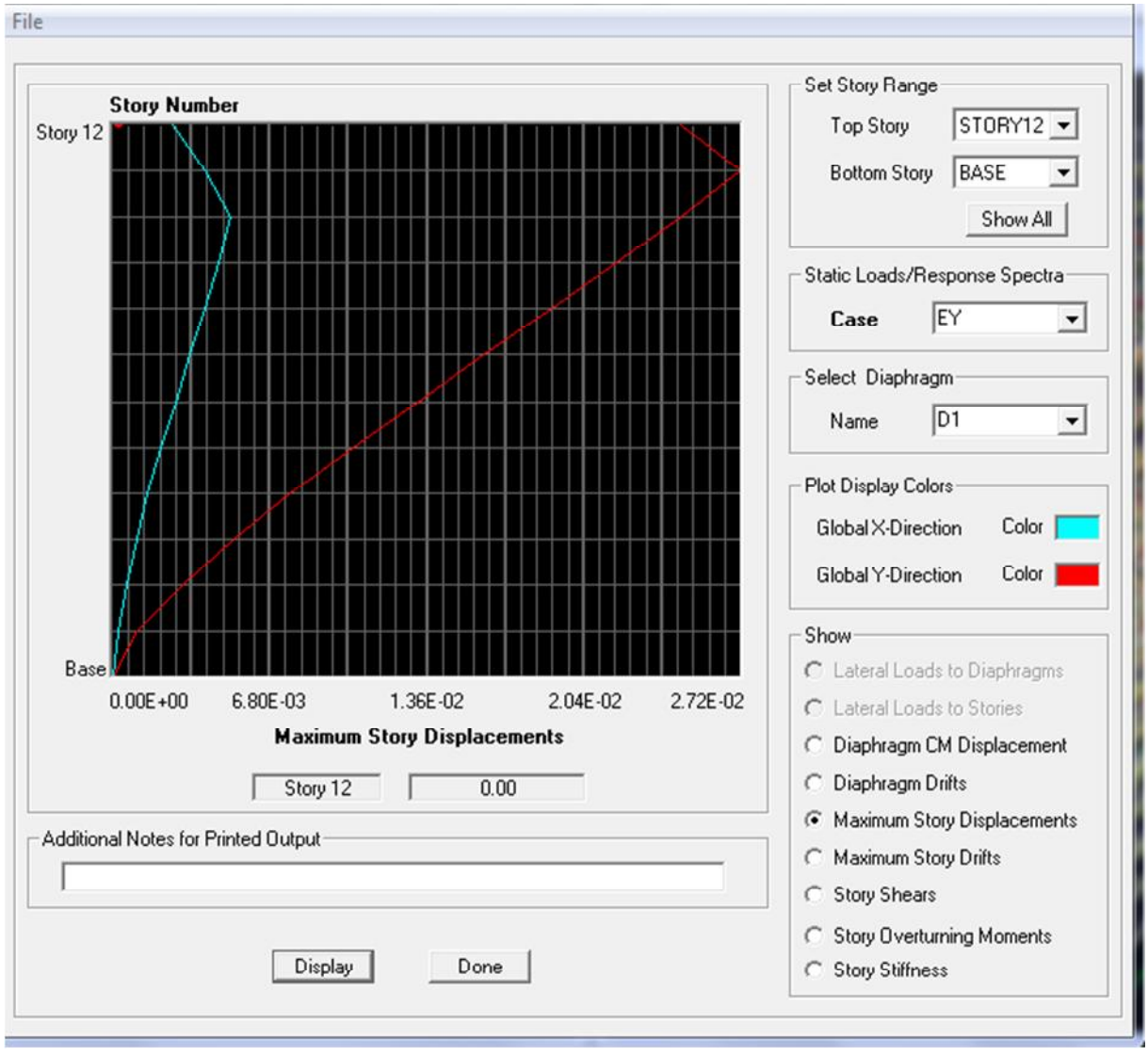


Figure VI-3 :Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$

f : La flèche admissible.

Ht : La Hauteur totale du Bâtiment.

$\delta_{max} = 0,02 \leq f = \frac{H_t}{500} = 36,45/500 = 0,073 \Longrightarrow$ **Condition Vérifier**

2) Déplacements Relatifs :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003/Art 5.10].**

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

- **Ex :**

Story	Diaphragm	Load	δ x(m)	δy(m)	Δ_k x(m)	Δ_k y (m)	1% h
STORY12	D12	EX	0.0196	0.0027	0,0018	0,0004	0,0288
STORY11	D11	EX	0.0178	0.0023	0,0016	0,0002	0,0288
STORY10	D10	EX	0.0162	0.0021	0,0018	0,0003	0,0288
STORY9	D9	EX	0.0144	0.0018	0,0019	0,0002	0,0288
STORY8	D8	EX	0.0125	0.0016	0,0020	0,0002	0,0288
STORY7	D7	EX	0.0105	0.0014	0,0019	0,0002	0,0288
STORY6	D6	EX	0.0086	0.0012	0,0019	0,0003	0,0288
STORY5	D5	EX	0.0067	0.0009	0,0018	0,0002	0,0288
STORY4	D4	EX	0.0049	0.0007	0,0016	0,0002	0,0288
STORY3	D3	EX	0.0033	0.0005	0,0013	0,0002	0,0288
STORY2	D2	EX	0.002	0.0003	0,0013	0,0002	0,0288
STORY1	D1	EX	0.0007	0.0001	0,0007	0,0001	0,0408

➢ **Ey :**

Story	Diaphragm	Load	δx (m)	δy (m)	Δ_k x (m)	Δ_k y (m)	1% h
STORY12	D12	EY	0.002	0.0238	0,0001	0,0013	0,0288
STORY11	D11	EY	0.0019	0.0225	0,0003	0,0023	0,0288
STORY10	D10	EY	0.0022	0.0202	0,0002	0,0023	0,0288
STORY9	D9	EY	0.002	0.0179	0,0003	0,0023	0,0288
STORY8	D8	EY	0.0017	0.0156	0,002	0,0024	0,0288
STORY7	D7	EY	0.0015	0.0132	0,0003	0,0024	0,0288
STORY6	D6	EY	0.0012	0.0108	0,0003	0,0023	0,0288
STORY5	D5	EY	0.0009	0.0085	0,0002	0,0022	0,0288
STORY4	D4	EY	0.0007	0.0063	0,0003	0,0021	0,0288
STORY3	D3	EY	0.0004	0.0042	0,0001	0,0017	0,0288
STORY2	D2	EY	0.0003	0.0025	0,002	0,0017	0,0288
STORY1	D1	EY	0.0001	0.0008	0,0001	0,0008	0,0408

Tableau VI-8 : Déplacements relatifs sus l'action Ex et Ey.

➢ **Remarque**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R**lors de calcul des déplacements , car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse)

3) Justification Vis a Vis de L'effet P-Δ :

Les Effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k x h_k \leq 0{,}1. \quad \textbf{(RPA. ART 5.9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau **(k)** calculés suivant la formule ci-après :

$$P_k = \sum(W_{Gi} + \square W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau **(K)**

Δ_k : déplacement relatif du niveau **(K)** par rapport au niveau **(K-1)** en considérons la combinaison **(G+Q+E).**

h_k : hauteur de l'étage **(K).**

P	$\Delta_{k\xi}$ (µ)	$\Delta_{k\Psi}$ (µ)	V_k x(m)	V_k y (m)	h_k (m)	$\theta_{k\xi}$	$\theta_{k\Psi}$	Vérification
303.06	0,0018	0,0013	57.87	53.39	2,88	0,0032	0,0025	**Vérifiée**
2503.12	0,0016	0,0023	524.41	496.46	2,88	0,0026	0,0040	**Vérifiée**
5145.99	0,0018	0,0023	1013.68	903.48	2,88	0,0031	0,0045	**Vérifiée**
7872.56	0,0019	0,0023	1438.31	1247.02	2,88	0,0036	0,0050	**Vérifiée**
10599.13	0,0020	0,0024	1806.78	1547.13	2,88	0,0040	0,0057	**Vérifiée**
13420.57	0,0019	0,0024	2126.28	1811.71	2,88	0,0041	0,0017	**Vérifiée**
16242	0,0019	0,0023	2398.36	204.24	2,88	0,0044	0,0630	**Vérifiée**
19063.43	0,0018	0,0022	2618.92	2229.47	2,88	0,0045	0,0065	**Vérifiée**
21884.86	0,0016	0,0021	2791.46	2382.65	2,88	0,0043	0,0066	**Vérifiée**
24833.61	0,0013	0,0017	2925.83	2507.23	2,88	0,0038	0,0058	**Vérifiée**
28110.94	0,0013	0,0017	3036.7	2616.59	2,88	0,0410	0,0063	**Vérifiée**
31593.65	0,0007	0,0008	3102.16	2688.62	4,08	0,0017	0,0023	**Vérifiée**

Tableau VI-9 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deus sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky}sont inférieur à **« 0,1 »**

Donc l'effet **P-Δ** peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique et vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Δ est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

VI-13 : Calcul du pourcentage de participation des voiles :

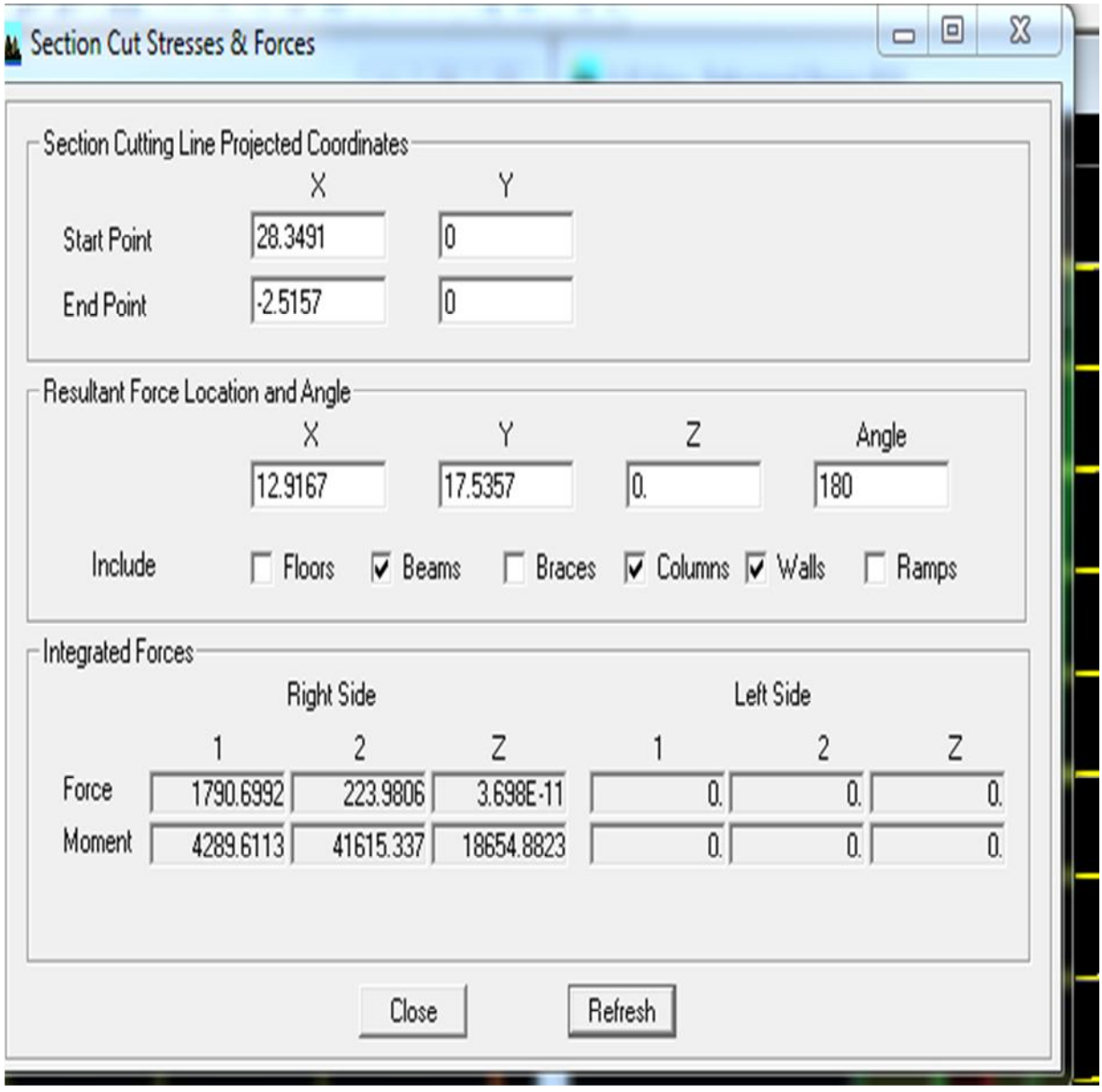


Figure VI-4 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

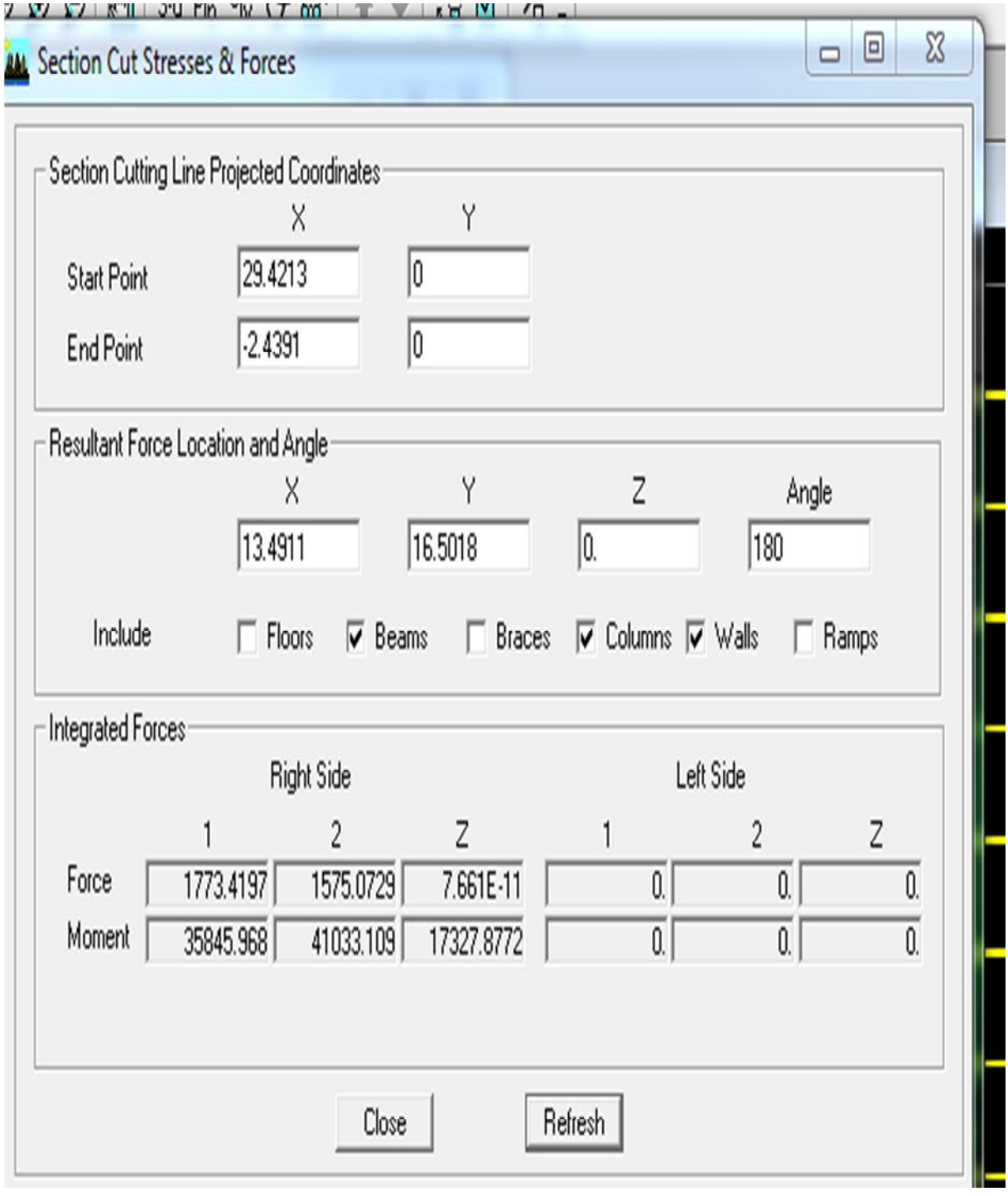


Figure VI-5 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

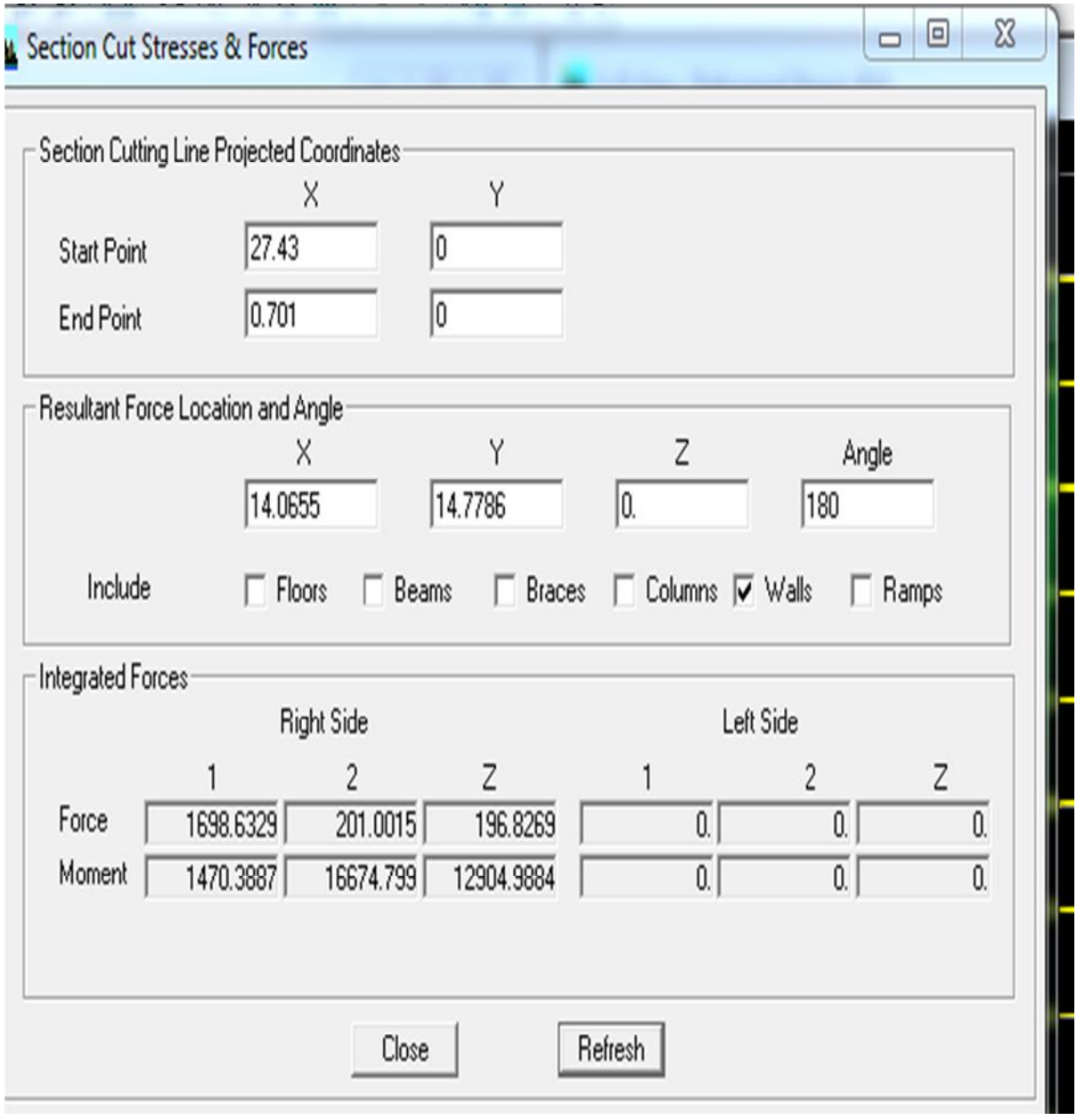
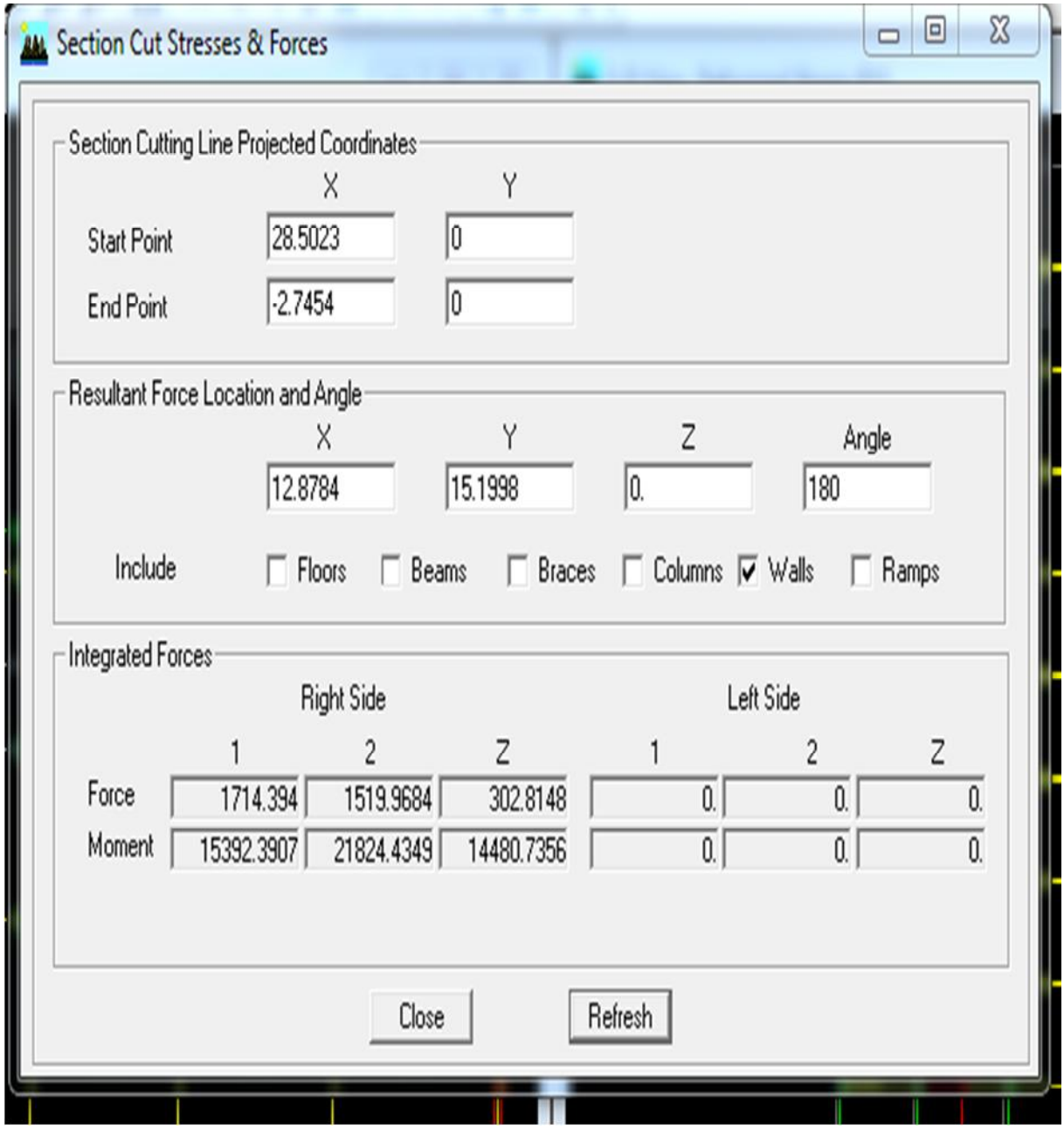
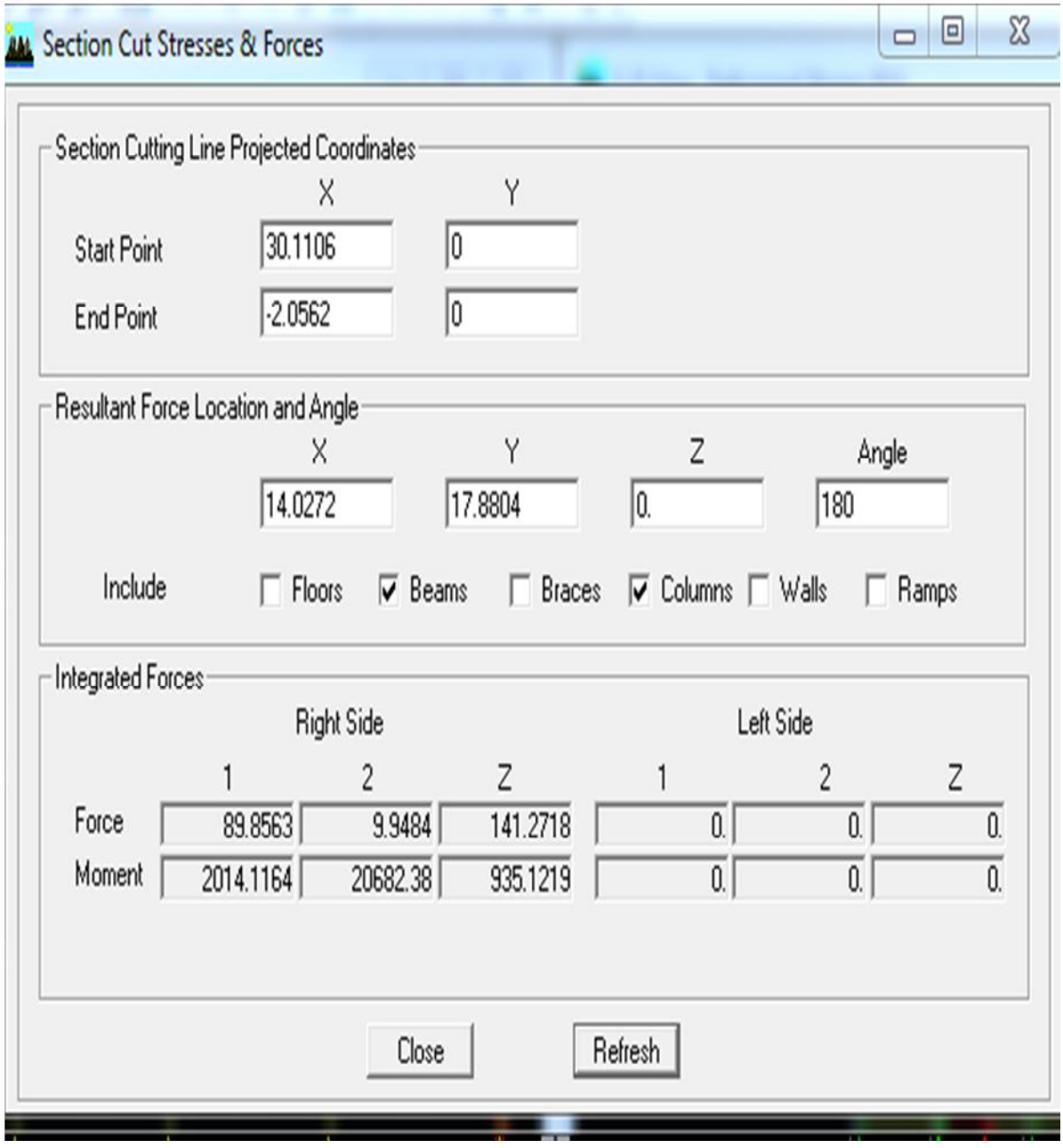


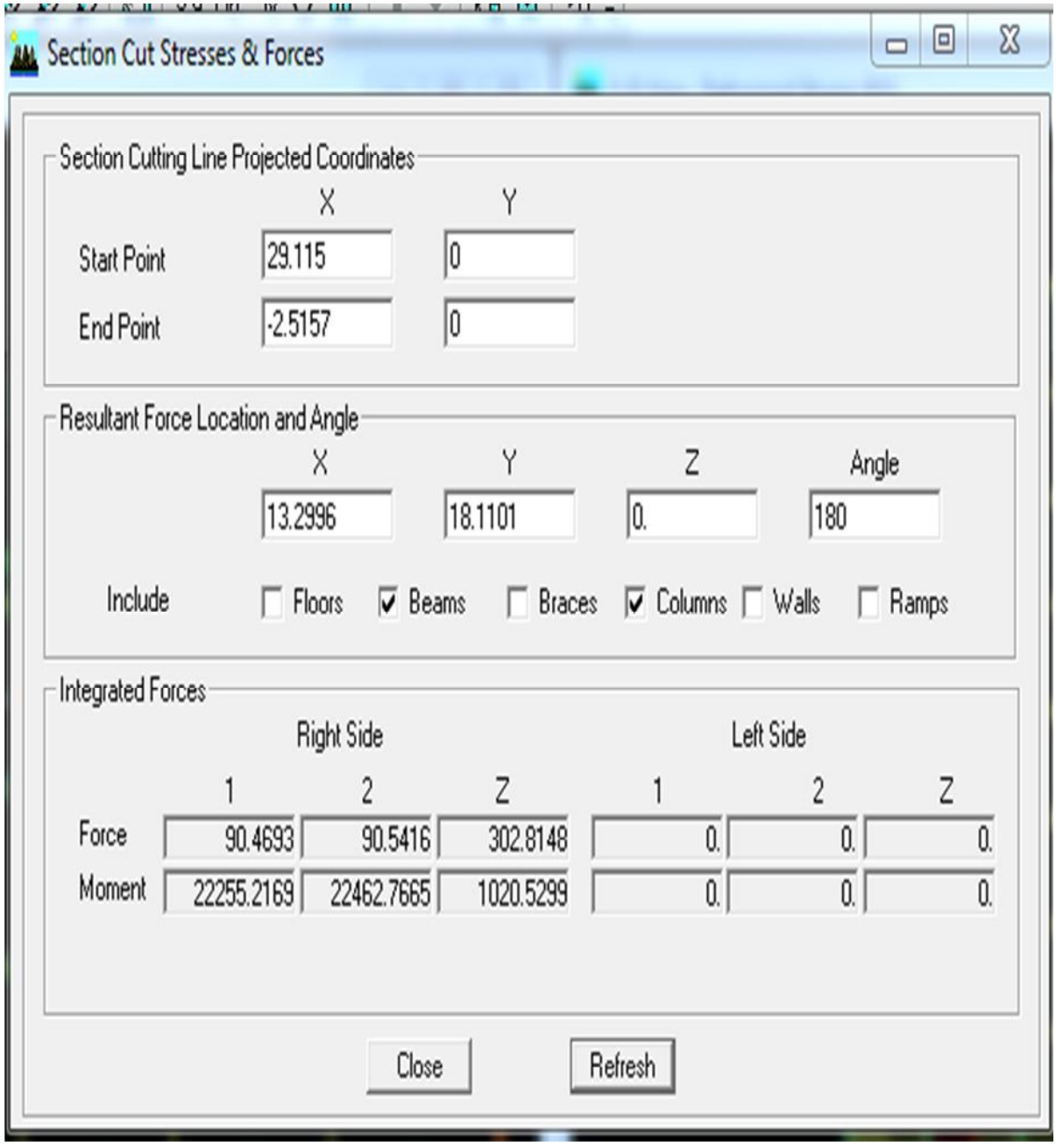
Figure VI-6 : Efforts repris par les voiles selon Ex.



FigureVI-8 : Efforts repris par les voiles selon Ey



FigureVI-9 : Efforts repris par les portiques selon Ex.



FigureVI-10 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

- **Suivant xx :**
  Efforts repris par l'ensemble : **1790.6992 KN**
  Efforts repris par les portiques : **89.8563KN**
  Efforts repris par les voiles **:1698,6329 KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5.02%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **94.58%**

- **Suivant yy :**
  Efforts repris par l'ensemble :**1575.0729KN**
  Efforts repris par les portiques : **90.5416KN**
  Efforts repris par les voiles : **1519.9684KN**

  - Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **5.75%**
  - Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **96.50%**

CHAPITRE VII
Résultat d'étude aux Chargement

VII) Introduction :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferraillages sont imposées par le BAEL 99, et le RPA99modifié 2003.

- **Combinaisons du BAEL 99 :**

ELU : 1.35G + 1.5 Q
ELS : G + Q

- **Combinaisons du RPA99modifié 2003 (Art 5.2) :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie du calcul aux états limite.
Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations, et des déformations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

G: Charges permanentes
Q: Charges d'exploitation non pondérées
E : Action du séisme représentée par ses composantes horizontales

Dans les combinaisons précédentes, il y a lieu de tenir compte de la réversibilité des charges sismiques.

a) Les portiques :

Les combinaisons de charges à prendre sont :

Élément	BAEL 99		RPA 99	
	ELU	ELS		
Poutres	$1.35\,G + 1.5\,Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8\,G \pm E$
Poteaux	$1.35\,G + 1.5\,Q$	$G + Q$	$G + Q + E$	$0.8\,G \pm E$

b) Les voiles :

Les combinaisons de charges à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

- G + Q + E
- 0.8G + E
- 0.8 G − E
- ELU
- ELS

VII-1 : Les Poteaux :

- **Poteaux (45x45):**

COMB1……ELU

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C29	-47.2	12.15	8.48	-10.459	-15.737
C17	-1764.04	-2.1	-4.06	-5.533	-2.848
C27	-765.53	-0.38	30.78	42.604	-0.493
C18	-194.24	24.57	0.67	-0.77	-36.576

COMB 2……ELS

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C17	-1266.15	-1.46	-2.83	-3.856	-1.987
C29	-33.88	8.74	6.02	-7.435	-11.349
C27	-554.16	-0.27	21.97	30.341	-0.362
C18	-141.82	17.61	0.49	-0.555	-26.213

COMB 3……0.8G ± E

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C8	-1578.53	-3.48	-4.17	-19.106	-6.463
C8	1097.96	0.98	4.12	4.49	6.463
C35	56.57	1.4	52.79	66.122	1.86
C3	-250.96	-49.7	-7.84	-10.667	-69.664

COMB 4……G + Q ±E

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C8	-1704.46	-5.2	-4.19	-19.211	-8.776
C8	975.76	-0.74	4.09	4.478	10.541
C35	38.44	-0.27	57.09	70.977	-0.384
C3	-317.88	-53.81	-10.49	-14.252	-75.367

- **Poteaux (40x40):**

COMB 1……ELU

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C17	-554.9	1.55	-3.32	-4.56	2.023
C7	-53.76	5.41	-0.21	0.283	-5.267
C32	-336.28	11.83	-24.09	-33.177	16.321
C16	-320.59	-21.73	-2.54	3.794	32.397

COMB 2……ELS

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C17	-401.3	1.11	-2.35	-3.221	1.454
C7	-39.1	3.91	-0.15	0.204	-3.814
C32	-244.64	8.52	-17.52	-24.133	11.752
C16	-232.12	-15.58	-1.79	2.669	23.237

COMB 3……0.8G ± E

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C32	-309.22	-0.72	-24.75	-34.219	-1.043
C15	69.34	2.24	2.49	2.95	15.349
C32	-230.18	-0.42	-29.99	-41.234	-0.638
C3	-108.46	-41.16	-7.64	-11.007	-58.249

COMB 4……G + Q ± E

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C32	-419.4	2.01	-29.35	-40.553	2.708
C5	52.16	33.04	2.44	6.381	34.05
C32	-311.23	3.05	-35.8	-49.247	4.148
C3	-141.91	-45.13	-10.21	-14.706	-63.854

- **Poteaux (35x35):**

COMB 1……ELU

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C17	-279.1	1.86	-2.46	-3.562	2.547
C18	3.03	10.67	-0.04	0.138	-7.596
C32	-118.19	12.58	-27.26	-34.681	16.457
C16	-106.61	-21.53	-2.56	4.181	33.029

COMB 2……ELS

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C17	-202.38	1.34	-1.72	-2.503	1.835
C18	2.1	7.69	-0.03	0.101	-5.463
C32	-86.59	9.08	-19.86	-25.253	11.864
C16	-77.72	-15.46	-1.83	3.02	23.722

COMB 3……0.8G ± E

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C32	-153.46	-0.07	-20.41	-28.672	-0.107
C15	60.15	1.56	1.05	1.278	9.173
C32	-81.31	0.66	-32.01	-40.549	0.706
C16	-49.76	11.21	1.85	6.405	44.107

COMB 4……G + Q ± E

Element	P (KN)	V2(KN)	V3 (KN)	M2 (KN.m)	M3 (KN.m)
C17	-210.97	-2.4	-17.12	-24.02	-3.437
C15	46.92	-1.37	1.04	1.298	12.178
C32	-105.51	4.23	-38.33	-48.744	5.432
C16	-74.32	4.61	1.05	7.562	54.214

VII-2 :Les Poutres :

Les résultats donnés dans les tableaux suivant sont obtenus en fonction des combinaisons d'actions est :

- M_3^+(max)⇨ment en travées.
- M_3^-(max)⇨ment aux appuis.

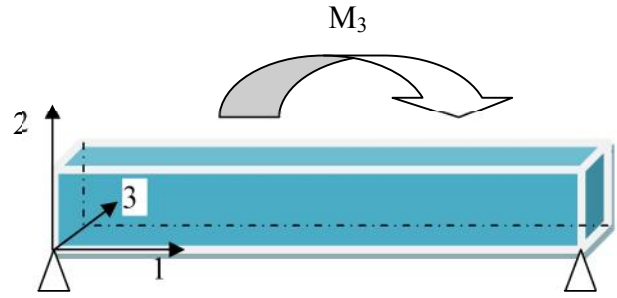


Fig V.4 :Efforts interns dans la poutre selon ETABS.

a) Les poutres Principales (40x30) :

❖ **Plancher S/Sol 1+ S/Sol 2+ RDC+ étages 4 :**

COMB1……ELU

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B49	91.6	0.005	-64.995
B49	-6.86	0.12	40.873

COMB2……ELS

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B49	64.23	0.039	-45.629
B49	-4.79	0.085	28.673

COMB3……..0.8G±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	26.06	0.071	-22.466
B54	-1.72	0.044	11.395

COMB4……..G+Q±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B49	64.23	0.039	-45.629
B49	-4.79	0.085	28.673

- **Planchersd'étages (5,6,7 et 8) :**

COMB1……ELU

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	70.02	0.228	-66.381
B54	-5.72	0228	30.057

COMB2….……ELS

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	50.18	0.161	-47.591
B54	-4.09	0.161	21.543

COMB3…….0.8G±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	28	0.074	-26.702
B54	-2.17	0.074	12.43

COMB4…….G+Q±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	50.18	0.161	-47.591
B54	-4.09	0.161	21.543

❖ **Planchers d'étages (9, 10, 11 et12) :**

COMB1……ELU

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	73.75	0.756	-69.655
B54	0.97	0.756	32.329

COMB2……ELS

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	53.4	0.548	-50.296
B54	0.6	0.548	23.409

COMB3…….0.8G±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	33.85	0.354	-30.872
B54	-0.35	0.354	14.854

COMB4…….G+Q±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B54	53.4	0.548	-50.296
B54	0.6	0.458	23.409

b) Les poutres Secondaires (35x30) :

❖ **Planchers S/Sol 1+ S/Sol 2+RDC+ étages 4 :**

COMB1……..ELU

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B82	77.52	0.032	-55.23
B82	71.67	-0.156	47.281

COMB2……ELS

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B82	77.52	0.032	-55.23
B82	71.67	-0.156	47.281

COMB3…….0.8G±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B36	-21.28	-1.13	-23.982
B30	-19.47	0.529	12.546

COMB4……G+Q±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B82	54.36	0.026	-38.762
B82	50.05	-0.107	33.01

- **Planchers d' étages(5,6,7 et 8) :**

COMB1……..ELU

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B36	-43.37	-2.756	-49.598
B81	-9.15	0.321	28.466

COMB2……ELS

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B36	-31.55	-1.992	-36.042
B81	-6.4	0.23	20.298

COMB3……...0.8G±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B36	-21.06	-1.236	-23.811
B81	-2.41	0.127	10.565

COMB4…….G+Q±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B36	-31.55	-1.992	-36.042
B81	-6.4	0.23	20.298

- **Planchers d'étages (9,10 , 11) :**

COMB1……..ELU

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B90	55.26	-2.02	-52.531
B81	-9.46	1.673	32.314

COMB2……ELS

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B90	40.06	-1.452	-38.006
B81	-6.8	1.199	23.395

COMB3……...0.8G±E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B36	-22.26	-0.942	-25.588
B81	-3.9	0.669	14.82

COMB4……..G + Q ± E

Elément	V2 (KN)	T (KN)	M3 (K N.m)
B90	40.06	-1.452	-38.006
B81	-6.8	1.199	23.395

CHAPITRE VIII

Ferraillage des Eléments Structuraux

VIII :Ferraillage des Éléments Structuraux:

A partir des résultats obtenus dans le chapitre précédent **(Résultats d'étude aux chargements)** ; On passe aux calculs des armatures des éléments structuraux ;

VIII-1 :Ferraillage des Poteaux:

a) Armatures longitudinales :

D'après le **(RPA99version 2003/Art7.4.2),** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

❖ Leur pourcentage minimal serade **:**

-0,8% en zone II $\Rightarrow A_{min}= 0.008(bxh)$.

- 2S/Sol+RDC étages (1,2,3,4):(45x45) $\Rightarrow$ $A_{min}= 0.008\ (45x45) = 16.2\ cm^2$.
- Étages(5, 6) :(40x40) $\Rightarrow$ $A_{min}= 0.008\ (40x40) =12.8\ cm^2$.
- Étages (7,8) :(35x35) $\Rightarrow$ $A_{min}= 0.008\ (35x35) = 9.8\ cm^2$.

✓ Leur pourcentage maximal sera de :

- 4% en zone courante :
  - 2S/Sol+RDC étages (1,2,3,4) :(45x45) $\Rightarrow$ $A_{max}= 0.04\ (45x45) = 81\ cm^2$.
  - Étages (5, 6) : (40x40) $\Rightarrow$ $A_{max}= 0.04\ (40x40) = 64cm^2$.
  - Étages (7,8) : (35x35) $\Rightarrow$ $A_{max}= 0.04\ (35x35) = 49\ cm^2$.

- 6% en zone de recouvrement :
  - 2S/Sol+RDC étages (1,2,3,4):(45x45) $\Rightarrow A_{max}= 0.06(45x45) =121.5\ cm^2$.
  - Étages(5, 6):(40x40) $A_{max}= 0.06(40x40) =96cm^2$.
  - Étages (7,8) :(35x35) $A_{max}= 0.06\ (35x35) = 73.5\ cm^2$.

✓ Le diamètre minimum est de 12mm

✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40 ϕ en zone II.

❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. On passe ensuite aux

vérifications à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

b)Etapes du calcul :

b.1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Pour la Détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

ou:
- Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$ $\left(0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{C'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$
- Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$

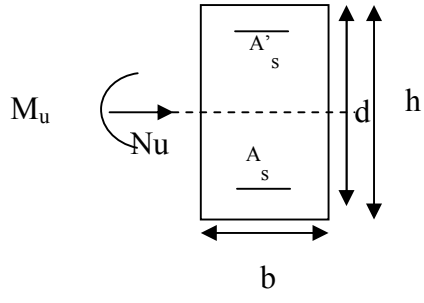
Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve

à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segmentlimité par les armatures, l'effort

Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C \quad .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}.$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

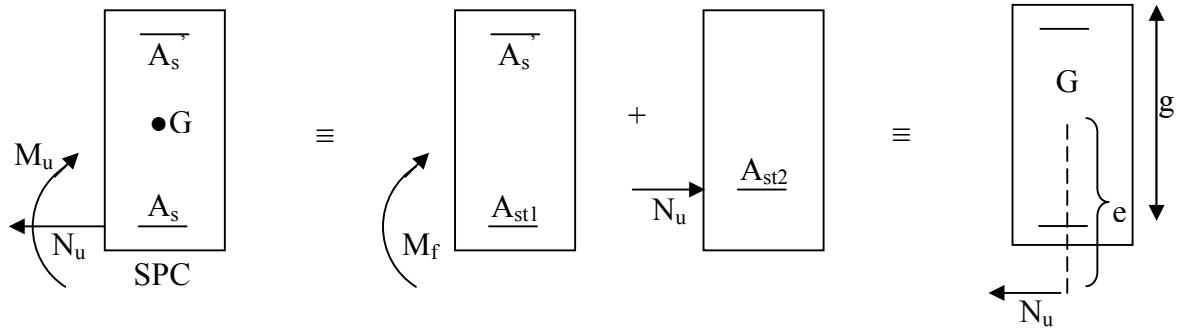
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1{,}5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1{,}15$ et $\theta = 0{,}85$ Pour fissuration accidentelle.

N_u : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

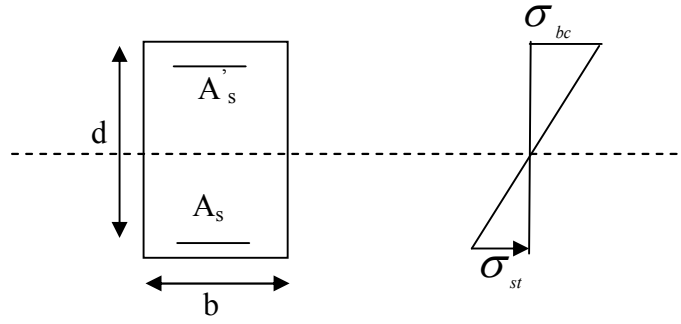
Si $\mu \leq \mu_\ell = 0{,}392$ la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_S = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

- Si $\mu \geq \mu_\ell = 0{,}392 \Rightarrow la$ section est doublement armée (SDA) :

On calcul:



$M_l = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$\Delta M = M_f - M_l$

Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{\left(d - c'\right)\sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{\left(d - c'\right) \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

La section réelle d'armature est $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

❖ $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$.

✓ $N_u \times \left(d - c'\right) - M_f \rangle \left(0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$.

Deux cas peuvent se présenter :

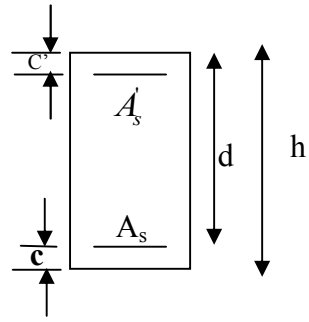
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N \times \left(d - c'\right) - M_f \geq \left(0{,}5 - \frac{c_r}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_S \rangle\ 0 \ et \ A_s' \rangle\ 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0{,}5h) \times b \times h \times fbu}{(d - c') \times \sigma_s}.$$

$$As = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0{,}337 - 0{,}81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \langle N_u \times (d - c') \langle \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_S \rangle\ 0 \ \ et \ \ A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\sigma_s}$$

$A_s = 0$.

Avec : $\Psi = \dfrac{(0{,}3571 + \dfrac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0{,}8571 - \dfrac{c'}{h})}$.

b.2) Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \qquad \textbf{(RPA99. version 2003/Art 7.4.2.2)}$$

- **V_u :** l'effort tranchant de calcul

- **h_1 :** hauteur totale de la section brute

- **f_e :** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

- **ρ :** coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

- **t' :**espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**

  $t \leq \min(10\varnothing_l, 15cm)$ en zone II

- **dans la zone courante :**

  $t' \leq 15\ \varnothing_l$ en zone II

$\varnothing_1$: est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $\mathbf{A_t/t.b_1}$ **en %** est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

l_f : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10** $\varnothing_t$min ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées**verticales en nombre et diamètre suffisants **(**$\varnothing$ **cheminées**> 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales.

➢ **Calcul des armatures dans le sens longitudinal :**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm2)	Asc (cm2)	Amin (cm2)	Aadopté (cm2)	Choix des barres
(45x45)	Nmax = - 1764.0.4	Mcor = -5.533	SEC	0	0	16.2	24.12	12T16
	Nmin = 56.57	Mcor = 66.122	SpC	0	3.86			
	Ncor = 38.44	M = 70.977	SpC	0	4.47			
(40x40)	Nmax = -554.9	Mcor = -4.56	SEC	0	0	12.80	16.08	8T16
	Nmin = 69.34	Mcor = 2.95	SEC	0	0			
	Ncor = -311.23	M = -49.247	SEC	0	0			
(35x35)	Nmax = -279.1	Mcor = -3.562	SEC	0	0	9.8	12.31	8T14
	Nmin = -49.76	Mcor = 6.407	SEC	0	0			
	Ncor = -105.51	M = -48.744	SPC	0	3.15			

➢ **Calcul des armatures dans le sens transversal :**

Section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	OBS	Ast (cm2)	Asc (cm2)	Amin (cm2)	Aadopté (cm2)	Choix des barres
(45x45)	Nmax = -1764.04	Mcor = -2.848	SEC	0	0	16.2	24.12	12T16
	Nmin = -56.57	Mcor = 1.86	SEC	0	0			
	Ncor = -317.88	M = -75.367	SPC	0	0.94			
(40x40)	Nmax = -554.9	Mcor = 2.023	SEC	0	0	12.80	16.08	8T16
	Nmin = 69.57	Mcor =15.349	SPC	0	0.15			
	Ncor =- 141.91	M = -63.854	SPC	0	3.21			
(35x35)	Nmax = -279.1	Mcor = 2.547	SEC	0	0	9.8	12.31	8T14
	Nmin = -49.76	Mcor = 44.107	SPC	0	3.45			
	Ncor = -74.32	M = 54.214	SPC	0	4.15			

c) Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa$$ **.....(BAEL99/Art.4.5.2)**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

$$p = -3 \times l_c^2 - 6n\overline{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6n\overline{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5\left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a\cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \; a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y1 = y2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15\left[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2\right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal :**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm2)	σbsup (MPa)	σbinf (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	σasup (MPa)	σainf (MPa)	σs (MPa)	OBS
(45x45)	-1266.15	-3.856	24.12	5.63	5.25	15	vérifiée	84.10	79.20	348	Vérifiée
	-33.88	-7.435		0.59	0.00	15	vérifiée	7.77	6.00	348	Vérifiée
	-554.16	30.341		3.88	0.89	15	vérifiée	55.20	16.30	348	Vérifiée
(40x40)	-401.3	-3.221	16.08	2.33	2.15	15	vérifiée	34.80	32.50	348	Vérifiée
	-39.1	0.204		0.22	0.22	15	vérifiée	3.29	3.27	348	Vérifiée
	-244.64	-24.133		3.08	0.00	15	vérifiée	42.20	-3.46	348	Vérifiée
(35x35)	-202.38	-2.53	12.31	2.00	0.96	15	vérifiée	28.40	16.00	348	Vérifiée
	2.1	0.101		0.03	0.00	15	vérifiée	0.40	0.07	348	Vérifiée
	-86.59	42.87		7.30	0.00	15	vérifiée	83.30	-128.50	348	Vérifiée

- **Sens Transversale :**

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	As (cm2)	σbsup (MPa)	σbinf (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS	σasup (MPa)	σainf (MPa)	σs (MPa)	OBS
(45x45)	-1266.15	-1.987	24.12	5.54	5.34	15	vérifiée	82.90	80.40	348	Vérifiée
	-33.88	-11.349		0.90	0.00	15	vérifiée	11.00	-15.80	348	Vérifiée
	-141.82	-26.213		2.14	0.00	15	vérifiée	28.00	-17.10	348	Vérifiée
(40x40)	-401.3	1.454	16.08	2.52	1.99	15	vérifiée	37.00	30.50	348	Vérifiée
	-39.1	-3.814		0.54	0.00	15	vérifiée	7.27	-0.68	348	Vérifiée
	232.12	23.237		3.27	0.00	15	vérifiée	43.80	6.30	348	Vérifiée
(35x35)	-202.38	1.835	12.31	1.91	1.03	15	vérifiée	27.40	16.80	348	Vérifiée
	2.1	-5.463		0.84	0.00	15	vérifiée	9.39	-20.40	348	Vérifiée
	-77.72	23.722		4.22	0.00	15	vérifiée	49.80	-58.70	348	Vérifiée

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e}$$ **…… (RPA99version 2003/Art 7.4.2.2)**

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

b_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{a \cdot b^3}{12}}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0.7.l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

$l_0 = 408$ cm pour les Poteau de (S/Sol).

$l_0 = 288$cm , pour les Poteaux de (RDC+Étages).

sens xx :

Poteau de (45×45) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 408 = 21.98$

Poteau de (45x45) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 288 = 15{,}52$

Poteau de (40×40) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 288 = 17.46$

Poteau de (35x35) cm^2 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{b} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 288 = 19{,}95$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99 version 2003 la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Poteaux (45x45) :**

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min (10\ \Phi_l^{min}, 15\ cm)$

Soit : $\mathbf{S_t = 10cm}$

- **En zone courante :**

$S_t \leq 15\ \Phi_.$

Soit : $\mathbf{S_t = 15cm.}$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où : $A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 57.09 \times 10^3}{45 \times 40000} = 1.19 cm^2$

Soit : $\mathbf{A_t = 2T10 = 1.57cm^2}$

- **Poteaux (40x40) :**

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min (10\ \Phi_l^{min}, 15\ cm)$

Soit : $\mathbf{S_t = 10cm}$

- **En zone courante :**

$S_t \leq 15\ \Phi_.$

Soit : $\mathbf{S_t = 15cm.}$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où : $A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 45.13 \times 10^3}{40 \times 40000} = 1.058 cm^2$

Soit: $\mathbf{A_t = 2T10 = 1.57cm^2}$

- **Poteaux (35x35) :**

- **En zone nodale :**

$S_t \leq \min (10\ \Phi_l^{min}, 15\ cm)$

Soit :$\mathbf{S_t = 10cm}$

- **En zone courante :**

$S_t \leq 15\ \Phi_.$

Soit : $\mathbf{S_t = 15cm.}$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où : $A_t = \frac{2.5 \times 15 \times 38.33 \times 10^3}{35 \times 40000} = 1.027 cm^2$

Soit: $\mathbf{A_t = 2T10 = 1.57cm^2}$

e) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA2003/Art 7.4.2.2)

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$ ……$A_t^{min} = 0.3\%\ S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \geq 3$ ……$A_t^{min} = 0.8\%\ S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$……Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Dans notre cas ; $\lambda_g \geq 5$,donc$A_t^{min} = 0.3\%\ S_t \times b_1$

En zone nodale :

Poteaux de (45×45) cm^2 …… $A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35\ cm^2$.

Poteaux de (40×40) cm^2 .....$A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2\ cm^2$.

Poteau de (35×35) cm^2 .....$A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05\ cm^2$.

En zone courante:

Poteaux de (45×45) cm^2 …… $A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025\ cm^2$.

Poteaux de (40×40) cm^2 .....$A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\ cm^2$.

Poteau de (35×35) cm^2 .....$A_t^{min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575\ cm^2$.

VIII-2 :Ferraillage des poutres :

- **Armatures longitudinales :**

D'après le **(RPA 99modifié2003/Art7.5.2),** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante
  - 6% en zone de recouvrement
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ.

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$ et $\gamma_b = 1.5$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_\ell \, b \, d^2 \, f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = fe/\gamma_s$$

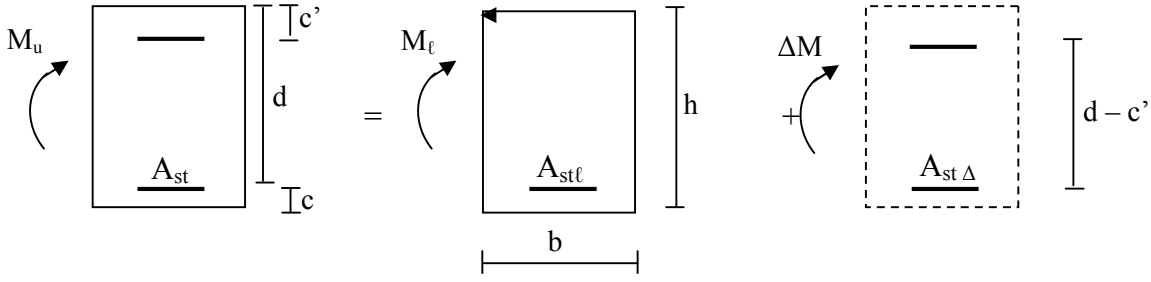


Schéma de calcul en flexion simple

	γ_b	γ_s	f_{c28} [MPa]	f_{bu} [MPa]	f_e [MPa]	σ_{st} [MPa]
Situation durable	**1.5**	**1.15**	**25**	**14.2**	**400**	**348**
Situation accidentelle	**1.15**	**1**	**25**	**21.74**	**400**	**400**

- **Armatures longitudinales :**

- **Poutres principales (40x30) :**

1) En travée :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
2S/Sol,RDS Etages 4	40.873	0.04	SSA	0.98	3.23	9.23	6T14
Etages 5,6,7 et 8	30.057	0.051	SSA	0.974	2.39	9.23	6T14
Etage 9,10,11 et 12	32.329	0.055	SSA	0.971	2.58	9.23	6T14

2) Aux appuis :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
2S/Sol,RDC Etages 4	64.995	0.111	SSA	0.941	5.36	9.23	6T14
Etages 5,6,7 et 8	66.381	0.114	SSA	0.939	5.49	9.23	6T14
Etage 9,10,11 et 12	69.655	0.119	SSA	0.937	5.77	9.23	6T14

- **Poutres secondaires (35x30) :**

1) En travée :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
2S/Sol,RDC Etages 4	47.281	0.108	SSA	0.943	4.5	4.62	3T14
Etages 5,6,7, et 8	28.466	0.065	SSA	0.966	2.65	4.62	3T14
Etages 9,10,11	32.314	0.074	SSA	0.962	3.02	4.62	3T14

2) Aux appuis :

Niveau	M (Kn.m)	μ	OBS	β	As (cm2)	Aadop (cm2)	Choix des barres
2S/Sol,RDC Etages 4	55.23	0.126	SSA	0.932	5.32	6.88	3T14+2T12
Etages 5,6,7 et 8	49.598	0.114	SSA	0.939	4.74	6.88	3T14+2T12
Etages 9,10,11	52.531	0.12	SSA	0.936	5.04	6.88	3T14+2T12

- **Les recommandations du RPA99 modifié 2003:**

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être des aciers hauts adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

A_{min} = 0.5 % (b × h).

Poutres principales (40x30) : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6.00\ cm^2$

Poutres secondaires (35x30) : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25\ cm^2$.

Pourcentage total maximum :

A_{max} = 4 % (b × h) en zone courante.

A_{max} = 6 % (b × h) en zone de recouvrement.

b) Armatures transversales : (RPA99modifié2003/art :7.5.2.2).

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$\mathbf{A_t = 0.003 \times S_t \times b}$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \mathbf{min}\left(\frac{h}{4}; 12\Phi, 30cm\right)$ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$; En dehors de la zone nodale.

Avec : Φ: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (40x30):**

$S_t \leq$ min (10; 14.4, 30) $\Rightarrow$Soit : S_t= 10 cm…….. en zone nodale.

$S_t \leq (\frac{40}{2}) = 20$ cm $\Rightarrow$Soit : S_t= 20 cm…….. en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.9$ cm² ; Soit : (1 cadres de □8 +1 étrier de □8)…….. en zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8$ cm² ; Soit:(1 cadres de □8 +1 étrier de □8)…… en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires et poutres palière (35x30)** :

$S_t \leq$ min (8.75 ; 14.4 ,30) $\Rightarrow$Soit : S_t = 8 cm…… en zone nodale

$S_t \leq (\frac{35}{2}) = 17.5$ cm $\Rightarrow$Soit : St= 17 cm ……En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.72$cm²: (1 cadres de □8 +1 étrier de □8) …….en zone nodale

$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.53$cm² ; Soit: (1 cadres de □8 +1 étrier de □8) …….En dehors de la zone nodale.

- **Vérifications à L'ELU :**

1) Vérification de la condition de non fragilité :(BAEL99/art4.2.1)

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales (40×30) cm²:

b= 30cm ;h=40cm ;d=37cm

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34cm^2 < 2.39cm^2 \square \text{ vérifiée.}$$

- Poutres secondaires (35×30) cm²:

b= 30cm ;h=35cm ;d=32cm

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16\ cm^2 < 2.65cm^2 \square \text{ vérifiée}$$

2) vérification de l'effort tranchant :(BAEL99.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement

Égale à :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$ T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales (40x30) : $\tau_u = \frac{91.6 \times 10^3}{300 \times 370} = 0.825MPa.$

- Poutres secondaires (35x30) $\tau_u = \frac{77.52 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.807MPa.$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \square \overline{\tau_u} = \min(0.2 \times 25/1.5 ; 5MPa) = 3.33MPa$

- Poutres principales (40x30) $\tau_u = 0.825MPa < 3.33MPa$ **……condition vérifiée**.

- Poutres secondaires (35x30) $\tau_u = 0.807MPa < 3.33MPa$ **……....condition vérifiée.**

3) vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Sur les aciers :(BAEL 99.Art5.1.321)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$ on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$.

- Poutres principales (40x30) : $91.6 - \frac{59.655}{0.9 \times 0.37} = -87.54 < 0$

- Poutres secondaires (35x30) : $77.52 - \frac{55.23}{0.9 \times 0.32} = -114.25 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Sur le béton : (BAEL99.Art A.5.313)**

$$T_u \leq \overline{T}u = 0.40 \times f_{c28} \frac{0.9d.b}{\gamma_b}$$

- Poutres principales (40x30) :

$$T_u = 91.6KN \leq \overline{T}u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 370 \times 300 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666KN$$

-Poutres secondaires (35x30) :

$$T_u = 77.52KN \leq \overline{T}u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 320 \times 300 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576KN$$

5) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (Art. A.6.1,3 BAEL 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\overline{\tau}se = \Psi . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa. Avec : $\Psi = 1.5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9\ d\ \sum U} < \bar{\tau}_{se}$ Avec : $\sum U$: périmètre utile des aciers.

- Poutres principales (40x30) :

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608\, cm$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{91.6 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 226.08} = 1.216\ MPa < \bar{\tau}_{se}$$

- Poutres secondaires (35x30) :

$$\sum U = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{77.52 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 188.4} = 1.43 MPa < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

Calcul de la longueur de scellement droit des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21).

$$l_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

$\tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835$MPa.

Pour les T_{12} : l_s= 42.32cm.

Pour les T_{14} : l_s= 49.38cm.

Pour les T_{16} : l_s= 56.44cm.

Dans ce cas L_s dépasse l'épaisseur de la poutre , donc il faut prévoir un ancrage avec des crochets.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0.4 l_s, pour les aciers HA.

Pour les Φ12 : l_a= 16.93cm.Soit $L_a = 17$ cm

Pour les Φ14 : l_a = 19.75cm.Soit $L_a = 20cm$

Pour les Φ16 : l_a = 22.58cm. Soit $L_a = 25cm$

- **Délimitation de la zone nodale : (RPA99modéfie 2003 .Art 7.4.2.1).**

L'= 2h et H'= $\max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}$

h : Hauteur de la poutre.

$b_1$et h_1 : Dimensions du poteau.

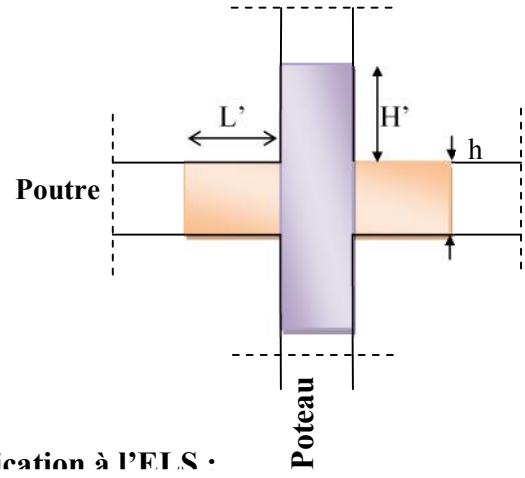
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H'= max {48 ; 45 ; 45 ; 60cm} = 60cm soit H'= 65cm.

L'= 2×40 = 80 cm : poutres principales.

L'= 2×35 = 70 cm : poutres secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui



Délimitation de la zone nodale

➢ **Vérification à l'ELS :**

1) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2) État limite de compression du béton : (BAEL 91/Art.A.4.5,2)

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ où } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

k_1 ; β_1 sont données par le tableau en fonction de $\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
2S/Sol,RDC	45.629	3.23	0.290	0.915	43.82	417.268	9.52	15	Vérifiée
Etages 4	28.673	5.36	0.480	0.895	32.62	161.541	4.95	15	Vérifiée
Etages	47.591	2.39	0.210	0.926	52.57	581.184	11.05	15	Vérifiée
5,6,7 et 8	21.543	5.49	0.490	0.894	32.17	118.63	3.68	15	Vérifiée
Etages	50.296	2.58	0.230	0.923	49.93	570.834	11.43	15	Vérifiée
9,10,11 et 12	23.409	5.77	0.520	0.892	31.3	122.925	3.92	15	Vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres Principales (40x30) à l'ELS.

Niveau	Ms (KN.m)	As (cm²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	OBS
2S/Sol,RDC,	55.23	4.5	0.468	0.897	33.54	427.58	12.74	15	Vérifiée
Etages 4	47.281	5.32	0.554	0.889	30.04	312.40	10.39	15	Vérifiée
Etages	36.042	2.65	0.276	0.917	45.24	463.49	10.24	15	Vérifiée
5,6,7 et 8	20.298	4.74	0.493	0.894	32.17	149.68	4.65	15	Vérifiée
Etages	38.006	3.02	0.314	0.912	41.82	431.22	10.31	15	Vérifiée
9,10,11	23.395	5.04	0.525	0.892	31.3	162.62	5.19	15	Vérifiée

Vérification du ferraillage des poutres secondaires (35x30) à l'ELS.

2) État limite de déformation :

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

- **Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **(BAEL99/Art.6.5.2)**

- **Sens des Poutres principales (40x35)**

La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{490}{500} = 0.98cm = 9.8mm$

- **Sens des Poutres secondaires :(35x30)**

La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{421}{500} = 0.842\text{cm} = 8.42\text{mm}.$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.86\text{MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2 + A_s'\left(\frac{h}{2} - c\right)^2\right] = \frac{bh^3}{12} + 15\left[A_s\left(\frac{h}{2} - c'\right)^2\right]$$

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

(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0 \times d}$

La contrainte dans les aciers tondus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max\left\{1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0\right\}$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

➢ **Vérification de la flèche dans les poutres Principales :(40x30)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm²)	ρ	λ	σ_s (MPa)	β_1	μ	I_0 (cm4)	I_f (cm4)	f (mm)	f_{adm} (mm)	OBS
2S/S,RDC Etages 4	28.67	490	10818.86	40	5.36	0.0048	1.75	417.268	0.915	0.63	183235.6	95866.42	6.66	9.8	vérifiée
Etages 5,6,7 et 8	21.54	490	10818.86	40	5.49	0.0049	1.71	581.184	0.926	0.72	183799.15	90614.49	5.2	9.8	vérifiée
Etages 9,10,11 et 12	23.41	490	10818.86	40	5.77	0.0051	1.64	570.834	0.923	0.73	185012.95	92624.36	5.6	9.8	vérifiée

➢ **Vérification de la flèche dans les poutres secondaires :(35x30)**

Niveau	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (MPa)	h (cm)	A (cm²)	ρ	λ	σ_s (MPa)	β_1	μ	I_0 (cm4)	I_f (cm4)	f (mm)	f_{adm} (mm)	OBS
2S/ Etages 1 et 2	47.281	421	10818.86	35	5.32	0.0055	1.52	427.58	0.897	0.68	123965.45	67054.48	1.1	8.42	vérifiée
Etages 3,4,5 et 6	20.298	421	10818.86	35	4.74	0.0049	1.71	463.49	0.917	0.67	122136.27	62613.55	5.3	8.42	vérifiée
Etages 7,8,9 et 10	23.395	421	10818.86	35	5.04	0.0052	1.61	431.22	0.912	0.66	123082.4	65640.76	5.8	8.42	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.

VIII-3 :Ferraillage des voiles :

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau.

Ceci, dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calcules.

-Zone I:2S/ S,RDC,4 ,5,6,7.

-Zone II : 8,9.

-Zone III: 10, 11, 12.

Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 $\begin{cases} 1.35\,G + 1.5\,Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8\,G + E \end{cases}$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile $B = e \times L$.

I : inertie du voile.

V, V' : bras de levier ($V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » :

$$d \le \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2\,L_c}{3}\right)$$ (Art -7-7-4. RPA 99)

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée ($L_c = L_{voile} - L_t$).

h_e : hauteur d'étage.

L_t: longueur de la zone tendue.

1 : détermination des armateurs :

Selon les contraintes agissant sur le voile,trois cas peuvent se présenter :

-Section entièrement comprimée(SEC).

-Section partiellement comprimée(SPC).

-Section entièrement tendue(SET).

a)- Armatures verticales :

-1^{ér} cas : Section entièrement comprimée et entièrement tendue (SEC et SET) :

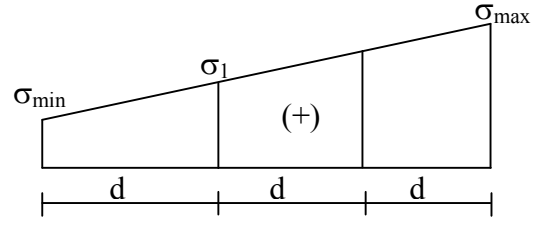
$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

SEC :



- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B.f_{bc}}{\sigma_s(2‰)}$$

Avec :

$B = d \times e.$

$f_{bc} = 14{,}2\ MP_a$

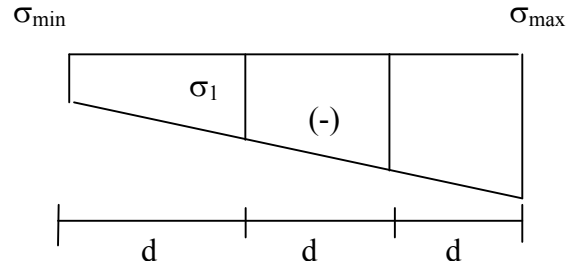
$\sigma_{s_{(2\%_0)}}$: Contrainte dans les aciers correspondante à un raccourcissement de $2\ ^0/_{00}$.

$$\sigma_{s_{(2\%_0)}} = 348\ MPa.$$

- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq 4\ cm^2/ml$$

$$0{,}2\ \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$



SET :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{s(2‰)}}$$

Avec : $\sigma_{s(2‰)} = 348\ MPa$.

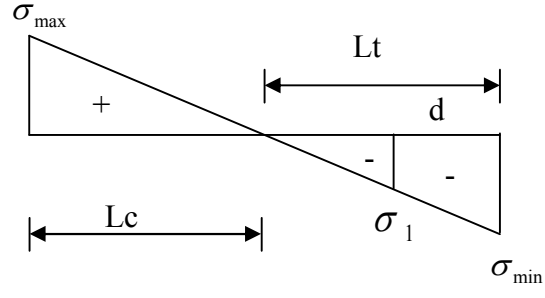
- **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ;\ 0{,}002 \times B \right)$$

-2ème cas : Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$



$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t}$$

Avec : $L_t = L - L_c$

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

La section d'armateur est calculée comme suit :

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$\sigma_{st} = 348\ MPa$.

- **Armatures minimales :**
  - D'après le BAEL 91 : $A_{min} = B\ \frac{f_{c28}}{f_e}\ (cm^2)$
  - D'après le RPA 99 : $A_{min} = 0{,}2\ \%\ B\ \ (cm^2)$

$$A_{min} = \{\frac{0.23 d e f_{t28}}{f_e}, 0.005 de\}$$

b : Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce quelles servent de cadres aux armatures verticales.

La section d'armature est donnée par les formules suivantes :

-D'après le RPA 99 version 2003 :

$A_H \geq 0{,}15\ \%\ B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0{,}10\ \%\ B$ En zone courante.

-D'après le BAEL

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

C : Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \overline{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

Et :

V_u**:** 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 aux moments de renversement.

d :Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/VER 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

E : Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins ***4 HA10*** **(RPA 99).**

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

F :Dispositions constructives :

- **Espacement constructive** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1{,}5e; 30cm\}.$

Avec :

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

- **Longueur de recouvrement** : (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- *40Φ* : pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible ;
- *20Φ* :pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

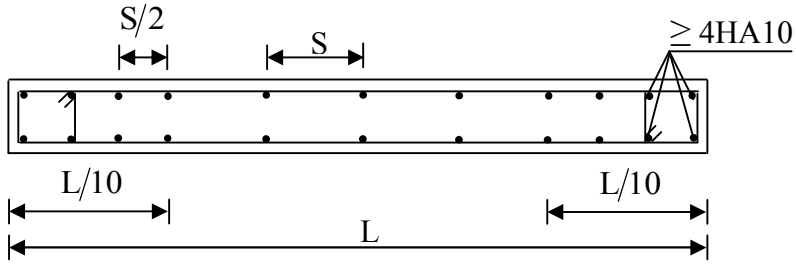


Figure : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

2 : Vérifications :

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15\,A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,.\,f_{c28} = 15\ Mpa.$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (effort normal maximal de service)

B : section du béton.

$A = A_v$: section d'armatures adoptées.

- **Vérification de la contrainte au cisaillement** :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➢ **Selon le RPA 99/Ver 2003 : (Art : 7.7.2)**

$$\tau_b = \frac{\overline{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_u = 0{,}2\ f_{c28} = 5\ \text{MPa} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

Avec :

e: épaisseur du voile.

d = 0.9 h : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

➢ **Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{b\ d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}15\ \ f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ Mpa\right) = 3{,}26\,Mpa \ \ (\text{avec}\gamma_b = 1.15).$$

-Exemple du ferraillage

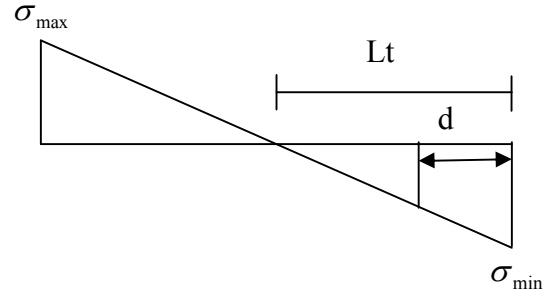
C : Exemple de calcul : Soit à calculer le ferraillage du voile transversal sur la zone (I) : **L = 4.21 m. e = 0.15m.**

σ_{max}=4717.44 KN .m

σ_{min}=-7977.16 KN .m **SPC**

-calcul de « L_t» et «L_c» :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$



$$L_c = \frac{4717.44}{4717.44 + 7977.16} \times 4.21 = 1{,}56m.$$

$L_t = L - L_c = 4.21 - 1{,}82 = 2.65m.$

-Calcul de « d » :

$$d \leq min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right\} = min\{1{,}44; 1.04\}$$

Donc : on prend d=1.323

$d_1 = 0{,}662m.$

$d_2 = 0.661\ m.$

-Détermination de « N » :

-Bande 1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(2.65 - 1.323) \times 7977.16}{2.65} = 3994.600\ KPa$$

$$N_1 = \frac{7977.16 + 3994.600}{2} \times 1.323 \times 0{,}2 = 1583.864 Kn$$

Bande 2 : On a :

$$\sigma_2 = \frac{(L_c - d)\sigma_{max}}{Lc} = \frac{(1.56 - 1.323) \times 4717.44}{1.56} = 622.51\text{kn}$$

-Calcul des armatures :

-Bande 1 :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1583.86}{348} \times 10 = 45.51\ cm^2.$$

-Bande 2 :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{622.51}{348} \times 10 = 17.89 cm^2.$$

-Armatures minimales :

$$A_{min} = \{\frac{0.23 d e f_{t28}}{f_e}, 0.005 de\}$$

$$A_{min} = \{\frac{0.23x132.3x20x2.1}{400}, 0.005 de\} = 13.23 cm^2$$

La section d'armateur est calculée comme suit :

- **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1583.86}{348} \times 10 = 45.51\ cm^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{622.51}{348} \times 10 = 17.89 cm^2.$$

C :Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \overline{V}}{f_e} \qquad \text{Avec : } \overline{V} = 1{,}4 \times V_u$$

Et :

V_u**:** 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 aux moments de renversement

Avec : $A_{VJ} = \frac{1.1x64.372}{400} = 1.77\ cm^2$ $\overline{V} = 1{,}4x45.98 = 64.372 Kn$

$$A_{V1}=A_{V1} + \frac{A_{VJ}}{4} = 40.01\text{cm}^2$$

$$A_{V2}=A_{V2} + \frac{A_{VJ}}{4} = 13.19\text{cm}^2$$

1ere bande : 36HA12 = 40.68cm2/d1 **soit:** 18HA12 /nappe .avec espacement de **10cm.**

2ième bande : 14HA12 = 15.82 cm2/d2 **soit:** 7HA12/nappe avec espacement de **15 cm.**

d :Armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces derniers.

D'après le RPA 99/VER 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré.

-Armatures horizontales :

$$A_h = \max\left(\frac{A_v}{4},\ 0.15\%B\right)$$

$$A_h = \max\left(\frac{40.68}{4},\ 0.0015\times 0.2\times 0.842\times 10^4\right) = 10.17\,\text{cm}^2$$

Le choix / nappe = **14HA10**= 10.98 cm^2, avec un espacement ***S_{t1} = 15cm.***

-Armatures transversales : 4 épingle de ϕ 8/ m^2 (**4HA8/m^2**)

Diamètre minimum $\varphi \le \frac{e}{10} = \frac{20}{10} = 2$ cm

$\varphi \le 2$ cm

-Vérification de la contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B+15.A} = \frac{1206.98\times 10}{6200+15(80.44)} = 1.17\,\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.17\,\text{MPa} \prec 15\ \text{MPa} \rightarrow$ verifiée

- **Contrainte de cisaillement :**

-Selon RPA :

$$\tau_b = \frac{1.4.Vu}{b_0.d} = \frac{1.4\times 45.98}{20\times 1.323\times 0.9} = 0.270\,\text{MPa} \prec 0.2 f_{c28} = 5\,\text{MPa}$$

-Selon BAEL91 :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0.d} = \frac{45.98}{20\times 0.9\times} = 0.193\,\text{MPa} \prec \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b}\times f_{c28},\ 4\ \text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = 0.193 \prec 2{,}5\,\text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{verifiée}$$

Les autres résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.61	1.61	1.61
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.322	0.322	0.322
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		2287.26	388.31	1483.61
	σ_{min}[KN/m²]		-5175.02	-1567.62	-2164.63
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		5.16	4.21	5.39
	L_t(m)		1.12	1.29	0.96
	L_c(m)		0.49	0.32	0.65
	d (m)		0.558	0.645	0.478
	σ_1 [KN/m²]		2587.510	783.810	1082.315
	N (kN)	N_1	433.35	151.71	155.09
		N_2	144.450	50.570	51.695
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10.83**	**3.79**	**3.88**
		A_{V2}	**3.61**	**1.26**	**1.29**
	A_{vj} (cm²)		0.20	0.16	0.21
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**10.88**	**3.83**	**3.93**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**3.61**	**1.30**	**1.34**
	A_{min} (cm²)		5.86	6.77	5.02
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**11.3**	**6.78**	**6.78**
		Bonde 2	**6.78**	**6.78**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*5HA12**	**2*3HA12**	**2*3HA12**
		Bonde 2	**2*3HA12**	**2*3HA12**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	12cm	22cm	16 cm
		Bonde 2	20cm	22cm	16cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.35	3.87	2.87
	A_H /nappe (cm²)		2.83	1.70	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA10**	**5HA10**	**3HA10**
	ep =20cm		**(A=3.9cm²)**	**(A=3.9cm²)**	**(A=3.12cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.018	0.015	0.019
		τ_b(MPa)	0.025	0.020	0.026
	ELS	N_s (kN)	-324.23	-212.56	-59.82
		σ_b(MPa)	**-0.93**	**-0.62**	**-0.17**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.4	0.4	0.4
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		2290.29	1567.49	4376.46
	σ_{min}[KN/m²]		-6575.35	-3037.47	-5209.94
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		88.5	6.59	0.71
	L_t(m)		1.48	1.32	1.09
	L_c(m)		0.52	0.68	0.91
	d (m)		0.742	0.660	0.543
	σ_1 [KN/m²]		3287.675	1518.735	2604.970
	N (kN)	N_1	731.51	300.53	424.72
		N_2	243.836	100.177	141.573
	A_v (cm²)	A_{V1}	**18.29**	**7.51**	**10.62**
		A_{V2}	**6.10**	**2.50**	**3.54**
	A_{vj} (cm²)		3.41	0.25	0.03
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**19.14**	**7.58**	**10.62**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**6.10**	**2.57**	**3.55**
	A_{min} (cm²)		7.79	6.93	5.71
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**20.34**	**9.04**	**11.3**
		Bonde 2	**9.04**	**9.04**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*9HA12**	**2*4HA12**	**2*5HA12**
		Bonde 2	**2*4HA12**	**2*4HA12**	**2*3HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	18cm	11 cm
		Bonde 2	20cm	18cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4.45	3.96	3.26
	A_H /nappe (cm²)		5.09	2.26	2.83
	Choix des barres/nappe (cm²)		**7HA10**	**6HA10**	**5HA10**
	ep =20cm		**(A=5.46cm²)**	**(A=4.68cm²)**	**(A=3.9cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.246	0.018	0.002
		τ_b(MPa)	0.344	0.026	0.003
	ELS	N_s (kN)	-1240.93	-690.92	-116.82
		σ_b(MPa)	**-2.8**	**-1.6**	**-0.27**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.72	1.72	1.72
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.344	0.344	0.344
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		2933.55	1866.08	1802.49
	σ_{min}[KN/m²]		-5802.45	-4113	-2430.37
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		58.4	55.62	157.54
	L_t(m)		1.14	1.18	0.99
	L_c(m)		0.58	0.54	0.73
	d (m)		0.571	0.592	0.494
	σ_1 [KN/m²]		2901.225	2056.500	1215.185
	N (kN)	N_1	497.16	364.98	180.01
		N_2	165.721	121.661	60.004
	A_v (cm²)	A_{V1}	**12.43**	**9.12**	**4.50**
		A_{V2}	**4.14**	**3.04**	**1.50**
	A_{vj} (cm²)		2.25	2.14	6.07
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**12.99**	**9.66**	**6.02**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**4.14**	**3.58**	**3.02**
	A_{min} (cm²)		6.00	6.21	5.18
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**13.56**	**11.3**	**6.78**
		Bonde 2	**6.78**	**6.78**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*9HA14**	**2*9HA14**	**2*9HA14**
		Bonde 2	**2*9HA14**	**2*9HA14**	**2*9HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.43	3.55	2.96
	A_H /nappe (cm²)		3.39	2.83	1.70
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA12**	**4HA12**	**4HA12**
	ep =20cm		**(A=4.52cm²)**	**(A=4.52cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.189	0.180	0.509
		τ_b(MPa)	0.264	0.252	0.712
	ELS	N_s (kN)	-651.41	-415.43	-38.35
		σ_b(MPa)	**-1.70**	**-1.10**	**-0.11**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.29	4.29	4.29
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.858	0.858	0.858
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		2576.45	1092.75	1216.34
	σ_{min}[KN/m²]		-4720.13	-2237.7	-1772.07
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		106.82	22.45	33.41
	L_t(m)		2.78	2.88	2.54
	L_c(m)		1.51	1.41	1.75
	d (m)		1.388	1.441	1.272
	σ_1 [KN/m²]		2360.065	1118.850	886.035
	N (kN)	N_1	982.44	483.75	338.10
		N_2	327.481	161.249	112.699
	A_v (cm²)	A_{V1}	**24.56**	**12.09**	**8.45**
		A_{V2}	**8.19**	**4.03**	**2.82**
	A_{vj} (cm²)		4.11	0.86	1.29
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**25.59**	**12.31**	**8.77**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**8.19**	**4.25**	**3.14**
	A_{min} (cm²)		14.57	15.13	13.36
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**27.12**	**15.82**	**13.56**
		Bonde 2	**15.82**	**15.82**	**13.56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*13HA12**	**2*13HA12**	**2*13HA12**
		Bonde 2	**2*13HA12**	**2*13HA12**	**2*13HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8.33	8.65	7.63
	A_H /nappe (cm²)		6.78	3.96	3.39
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12**	**6HA12**	**6HA12**
	ep =20cm		**(A=6.78cm²)**	**(A=6.78cm²)**	**(A=6.78cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.138	0.029	0.043
		τ_b(MPa)	0.194	0.041	0.061
	ELS	N_s (kN)	-723.35	-499.9	-98.56
		σ_b(MPa)	**-0.78**	**-0.55**	**-0.11**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.15	3.15	3.15
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.63	0.63	0.63
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		186.12	952.32	1802.49
	σ_{min}[KN/m²]		-3190.57	-2291.77	-2430.37
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		64.03	66.02	80.38
	L_t(m)		2.98	2.23	1.81
	L_c(m)		0.17	0.92	1.34
	d (m)		1.488	1.113	0.904
	σ_1 [KN/m²]		1595.285	1145.885	1215.185
	N (kN)	N_1	712.22	382.49	329.67
		N_2	237.408	127.497	109.891
	A_v (cm²)	A_{V1}	**17.81**	**9.56**	**8.24**
		A_{V2}	**5.94**	**3.19**	**2.75**
	A_{vj} (cm²)		2.47	2.54	3.09
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**18.42**	**10.20**	**9.02**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5.94**	**3.82**	**3.52**
	A_{min} (cm²)		15.63	11.68	9.50
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**20.34**	**13.56**	**11.3**
		Bonde 2	**18.08**	**13.56**	**13.56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*9HA14**	**2*9HA14**	**2*9HA14**
		Bonde 2	**2*9HA14**	**2*9HA14**	**2*9HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8.93	6.68	5.43
	A_H /nappe (cm²)		5.09	3.39	2.83
	Choix des barres/nappe (cm²)		**5HA12**	**5HA12**	**5HA12**
	ep =20cm		**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**	**(A=5.65cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.113	0.116	0.142
		τ_b(MPa)	0.158	0.163	0.198
	ELS	N_s (kN)	-930.42	-591.99	19.88
		σ_b(MPa)	**-1.40**	**-0.88**	**0.03**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.48	4.48	4.48
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.896	0.896	0.896
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		3660.62	1109.73	2618.47
	σ_{min}[KN/m²]		-6524.72	-2258.75	-2976.05
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		91	94.15	98.67
	L_t(m)		2.87	3.00	2.38
	L_c(m)		1.61	1.48	2.10
	d (m)		1.435	1.502	1.192
	σ_1 [KN/m²]		3262.360	1129.375	1488.025
	N (kN)	N_1	1404.39	508.91	531.93
		N_2	468.130	169.637	177.311
	A_v (cm²)	A_{V1}	**35.11**	**12.72**	**13.30**
		A_{V2}	**11.70**	**4.24**	**4.43**
	A_{vj} (cm²)		3.50	3.62	3.80
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**35.99**	**13.63**	**14.25**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**11.70**	**5.15**	**5.38**
	A_{min} (cm²)		15.07	15.77	12.51
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**36.16**	**15.82**	**15.82**
		Bonde 2	**15.82**	**15.82**	**13.56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*16HA12**	**2*7HA12**	**2*6HA12**
		Bonde 2	**2*7HA12**	**2*7HA12**	**2*6HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	22cm	20 cm
		Bonde 2	21cm	22cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		8.61	9.01	7.15
	A_H /nappe (cm²)		9.04	3.96	3.96
	Choix des barres/nappe (cm²)		**12HA10**	**12HA10**	**10HA10**
	ep =20cm		**(A=9.36cm²)**	**(A=9.36cm²)**	**(A=7.8cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.113	0.117	0.122
		τ_b(MPa)	0.158	0.163	0.171
	ELS	N_s (kN)	-654.41	-392.62	-96.21
		σ_b(MPa)	**-0.67**	**-0.42**	**-0.10**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4.21	4.21	4.21
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.842	0.842	0.842
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		4717.44	1395.73	3448.45
	σ_{min}[KN/m²]		-7977.16	-2860.41	-4058.16
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		45.98	23.26	46.9
	L_t(m)		2.65	2.83	2.28
	L_c(m)		1.56	1.38	1.93
	d (m)		1.323	1.415	1.138
	σ_1 [KN/m²]		3988.580	1430.205	2029.080
	N (kN)	N_1	1582.78	606.99	692.72
		N_2	527.594	202.331	230.907
	A_v (cm²)	A_{V1}	**39.57**	**15.17**	**17.32**
		A_{V2}	**13.19**	**5.06**	**5.77**
	A_{vj} (cm²)		1.77	0.90	1.81
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**40.01**	**15.40**	**17.77**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**13.19**	**5.28**	**6.22**
	A_{min} (cm²)		13.89	14.85	11.95
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**40.68**	**15.82**	**18.08**
		Bonde 2	**15.82**	**15.82**	**13.56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*18HA12**	**2*7HA12**	**2*8HA12**
		Bonde 2	**2*7HA12**	**2*7HA12**	**2*6HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	8 cm	21cm	15cm
		Bonde 2	20cm	21cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7.94	8.49	6.83
	A_H /nappe (cm²)		10.17	3.96	4.52
	Choix des barres/nappe (cm²)		**14HA10**	**11HA10**	**9HA10**
	ep =20cm		**(A=10.92cm²)**	**(A=8.58cm²)**	**(A=7.02cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.061	0.031	0.062
		τ_b(MPa)	0.085	0.043	0.087
	ELS	N_s (kN)	-1206.98	-707.46	-144.5
		σ_b(MPa)	**-1.30**	**-0.80**	**-0.16**

Zones			Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.57	1.57	1.57
	e (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.314	0.314	0.314
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		2230.49	1358.39	3162.65
	σ_{min}[KN/m²]		-5473.33	-3209.4	-4088.83
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		13.95	2.05	3.15
	L_t(m)		1.12	1.10	0.89
	L_c(m)		0.45	0.47	0.68
	d (m)		0.558	0.552	0.443
	σ_1 [KN/m²]		2736.665	1604.700	2044.415
	N (kN)	N_1	457.89	265.52	271.48
		N_2	152.629	88.508	90.492
	A_v (cm²)	A_{V1}	**11.45**	**6.64**	**6.79**
		A_{V2}	**3.82**	**2.21**	**2.26**
	A_{vj} (cm²)		0.54	0.08	0.12
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**11.58**	**6.66**	**6.82**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**3.82**	**2.23**	**2.29**
	A_{min} (cm²)		5.86	5.79	4.65
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**13.56**	**6.78**	**9.04**
		Bonde 2	**6.78**	**6.78**	**6.78**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2*12HA14**	**2*12HA14**	**2*12HA14**
		Bonde 2	**2*12HA14**	**2*12HA14**	**2*12HA14**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		3.35	3.31	2.66
	A_H /nappe (cm²)		3.39	1.70	2.26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**4HA12**	**4HA12**	**4HA12**
	ep =20cm		**(A=4.52cm²)**	**(A=4.52cm²)**	**(A=4.52cm²)**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0.049	0.007	0.011
		τ_b(MPa)	0.069	0.010	0.016
	ELS	N_s (kN)	-318.53	-197.23	-50.5
		σ_b(MPa)	**-0.92**	**-0.59**	**-0.15**

CHAPITRE IX
Etude de Mur Plaque

IX) Introduction :

Le mur Plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est $\mathbf{e_{min}}$**= 25 cm**, dans notre cas on optera pour une épaisseur de **25 cm.**

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIIII-1 :Méthodes de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferraillage le plus défavorable.

VIIII-1-1 : Prescription du RPA 2003 :

a. Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad}= \frac{1}{2}\times K_{ad}\times[1\pm K_v]\times\gamma\times H^2$, applique horizontalement à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad}=\frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos^2\theta}\left[1+\sqrt{\frac{\sin\varphi\sin(\varphi-\beta-\theta)}{\cos\theta\cos\beta}}\right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sana cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sue l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

$\theta : arctg\frac{k_h}{(1\pm k_v)}$

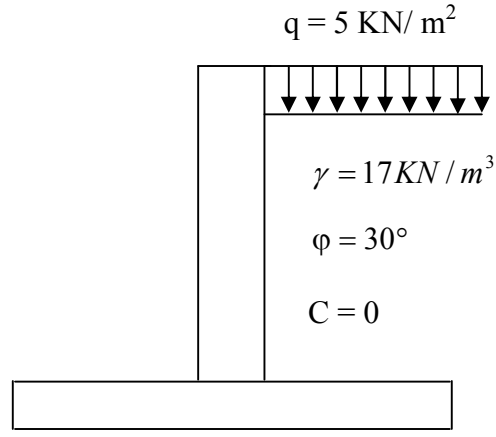
k_h= A : coefficient d'accélération de zone**(Art 10.4.2)**

$k_v = \pm 0{,}3\times k_h$ Contrainteverticale**(Art 10.4.2)**

b . Art 10.4.6 :

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme Q, la poussée dynamique est égale à :

$P_{ad}(Q) = k_{ad}\ (1\pm k_{ad})\frac{QH}{\cos\beta}$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au-dessus de la base de la semelle du mur .



- caractéristiques du sol :

-Poids spécifique : γ = 17 KN / m^3

- Angle de frottement $\varphi = 30°$

- Cohésion C = 0

2.2 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$:

A :à l'ELU :

$\sigma_h = k_0 \times (1{,}35 \times \gamma \times H + 1{,}5Q)$

Avec :

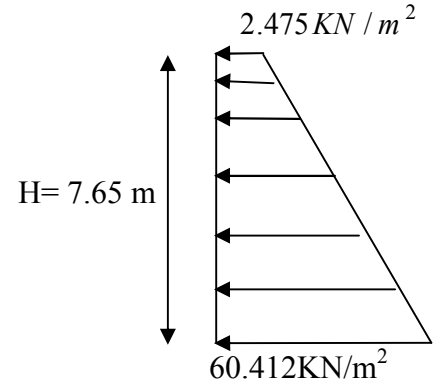
k_0 : Coefficient de la poussée des terres au repos

Q : Surcharge

$$k_0 = tg^2\left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right] = 0{,}33$$

Pour H = 0 m $\rightarrow \sigma_h = 2{,}475$ KN/m^2

Pour H = 7.65 m $\rightarrow \sigma_h = 60.412$ KN/m^2



B : Calcul dynamique :

$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta}\left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}}\right]^{-2}$$

k_h= A = 0,15 : coefficient d'accélération de zone**(Art10.4.2)**

k_v = 0,045

$$\theta = arctg\frac{k_h}{1 \pm k_v} = 8\ ,168°$$

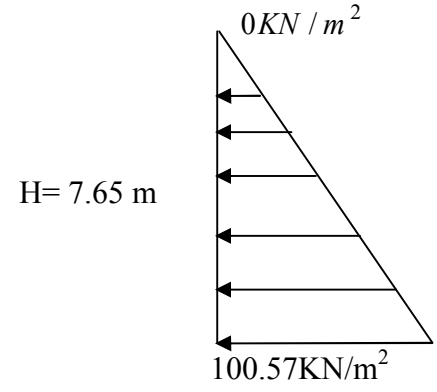
$\beta = 0$

k_{ad} = 0,74

$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H = 13{,}146H$

Pour H = 0 m $\rightarrow \sigma_h = 0$ KN/m^2

Pour H = 7.65 m $\rightarrow \sigma_h = 100.57$ KN/m^2



Conclusion :

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul dynamique

q_{max} = σ_h (H = 7.65 m) x 1m = 100.57 KN/ml

2.3 : Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur les quatre appuis, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Identification des panneaux :

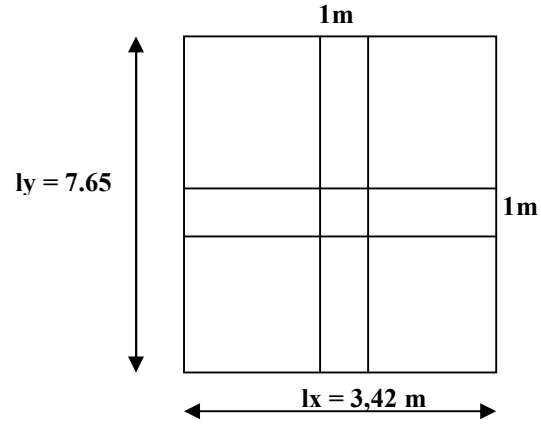
lx = 3.42 m

ly = 7.65 m

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0{,}45$$

$0{,}4 \leq \alpha \leq 1$

$\Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.



$\rho = 0{,}45$

$\mu_x = 0{,}1017$

$\mu_y = 0{,}250$

Dans le sens X-X :

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 119.63 \text{KN.m}$$

Dans le sens Y-Y :

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 29.91 \text{KN.m}$$

2.4 : Détermination des armatures :

H = 25 cm

d = 22 cm

b = 100 cm

Amin = 0,10%.B = 2,5 cm² (RPA 2003/ART 10.1.2)

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_S = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{St}}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

Sens X-X :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	35.889	101.685
μ_b	0.052	0.148
β	0.974	0.919
A_{cal} (cm²)	4.81	1.44
A_{min} (cm²)	2.50	2.50
A_{adop} (cm)	6.15	9.23
Choix des barres	4HA14	6HA14
Espacement (cm)	25	25

Sens Y-Y :

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	8.973	25.423
μ_b	0.013	0.036
β	0.993	0.982
A_{cal} (cm²)	1.18	3.38
A_{min} (cm²)	2.50	2.50
A_{adop} (cm)	3.39	5.65
Choix des barres	3HA12	5HA12
Espacement (cm)	25	25

2.5 : Vérification à l'ELS :

q_s^{max}= 44.57 KN/ml

- **Détermination des moments :**

$M_{SX} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0{,}1017 \times 44.57 (3.42)^2 = 53.017 KN.m$

$M_{SY} = \mu_y \times M_{SX} = 53.017 \times 0{,}250 = 13.25 KN.m$

On doit vérifier que:

$$\sigma \leq \overline{\sigma}_b = 0{,}6 \times fc_{28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ où } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

k_1 ; β_1 : Sont données par le tableau en fonction de $\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens X-X :

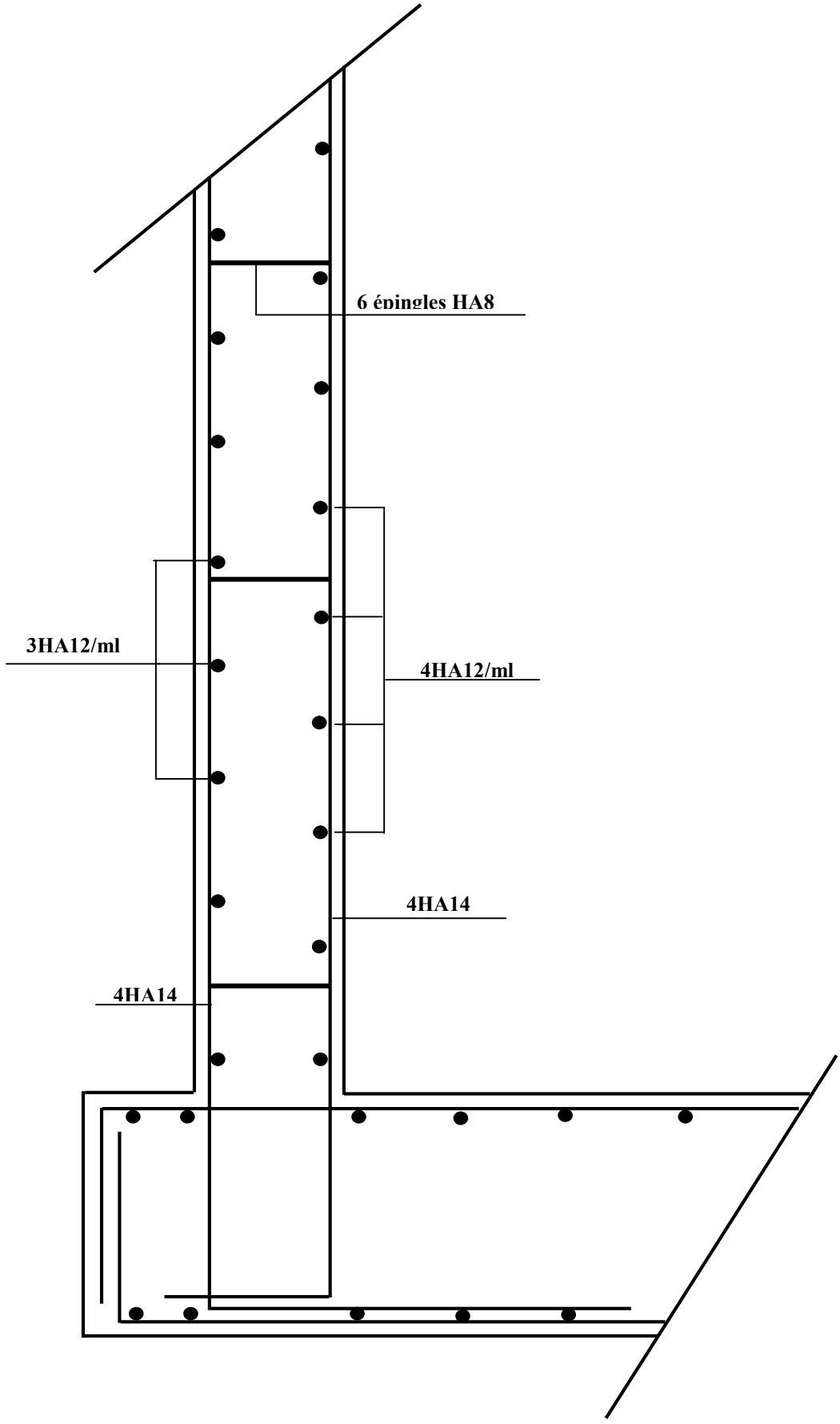
Moments (KN.m)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_S$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_S (MPa)	Observation
M_a = 15.90	15	348	2.83	128.15	Vérifié
M_t = 45.064	15	348	6.21	244.41	Vérifié

Sens Y-Y :

Moments (KN.m)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_S$ (MPa)	σ_b (MPa)	σ_S (MPa)	Observation
M_a = 3.97	15	348	0.92	56.93	Vérifié
M_t =11.26	15	348	2.11	98.57	Vérifié

Conclusion :

On opte pour le ferraillage à l'ELU.



Ferraillage de mur Plaque.

CHAPITRE X
Etude de l'Infrastructure

X) Introduction

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.
L'ingénieur est généralement confronté àplusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

➢ **Choix et type de fondations :**

- le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie.

➢ **Etude de sol :**

L'étude géologique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 2 bars.

➢ **Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m^3 de ciment.

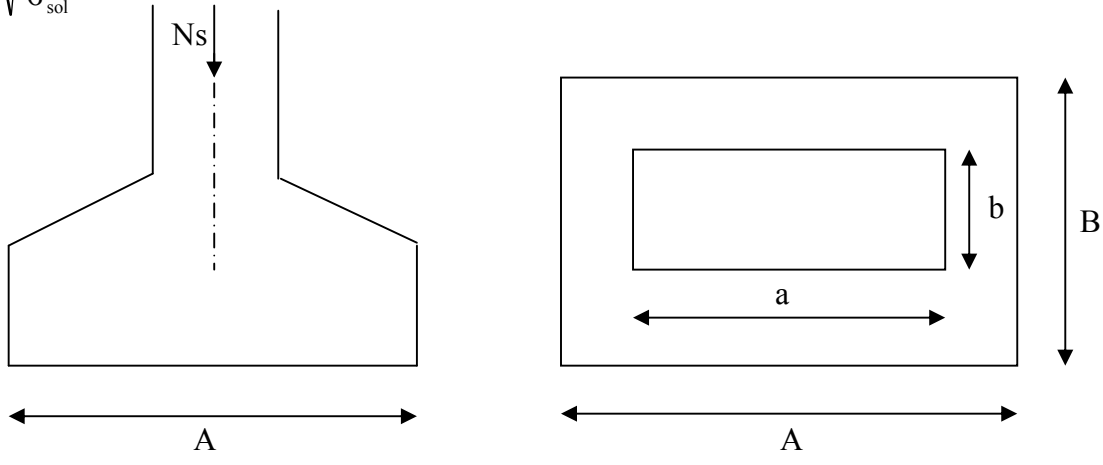
X-1 :Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Ns_{max} qui est obtenu à la base de touts les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



- **Exemple de calcul :**

$N_{ser} = 1178.41\,KN$

$\sigma_{sol} = 0.2\,MPa.$

$B \geq \sqrt{\frac{1178.41}{200}} = 2.43m \Rightarrow A = B = 2.43m$

- **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles entrain un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

X-2 : semelles filantes :

X-2-1 : Semelles sous poteaux :

a)hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telque le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R=\sum N_i$.
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	N (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e_i (m)	$N_i e_i$ (KN.m)
C7	429.71	3875.19	2.352	-7.27	-3123.99
C14	1150.44		1.705	-3.32	-3819.46
C17	1088.83		1.08	0.89	969.06
C28	851.01		3.856	4.04	3438.08
C32	355.2		2.759	7.27	2582.30
					45.99

- **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 3875.19\,KN$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{45.99 + 11.7552}{3875.19} = 0.015\ m$$

Donc l'excentricité **e** veut : **0.015 m**

- **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.015 \le \frac{14.54}{6} = 2.42 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{3875.19}{14.54}\left(1 + \frac{6 \times 0.015}{14.54}\right) = 268.17 KN/ml$$

$$q_{min} = \frac{3875.19}{14.54}\left(1 - \frac{6 \times 0.015}{14.54}\right) = 264.86\ KN/ml$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3875.19}{14.54} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.015}{14.54}\right) = 267.34\,KN/ml$$

Calcul de la largeur B :

$$B \ge \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{267.34}{200} = 1.33\ m$$

Soit B=1.50 m

Nous aurons donc, $S = 1.50 \times 14.54 = 21.81 m^2$

La surface totale des semelles sous poteaux :

St =21.81×5= 109.05m²

X-2-2 : semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$N_s = G + Q$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.
L : Longueur de la semelle sous voile
G : Charge permanente revenant au voile considéré

σ_{Sol} : Contrainte admissible du sol.

- **sens longitudinale :**

Voiles	**(G+Q)KN**	**L (m)**	**B (m)**	**S=B.L (m^2)**
V1	2931.08	2	7.32	7.32x2=14.64
V2	1113.7	4.29	1.29	1.29x4.29 =5.53
V6	1639.05	4.48	1.83	1.83x4.48 =8.19
V9	656.99	1.61	2.04	2.04x1.61 =3.28
				31.64

- **sens transversal :**

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	S=B.L (m^2)
V4	712.16	1.57	2.26	2.26x1.57=3.54
V1	2931.08	2	7.32	7.32x2=14.64
V3	3084.66	4.21	3.66	3.66x4.21=15.40
V7	2377.39	3.15	3.77	3.77x3.15 =11.87
V8	1432.9	1.72	4.16	4.16x1.72 =7.15
				52.60

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

→ S_v=84.24 m^2

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$S_T=S_v+S_p$

La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 376.73\,m^2$

La surface totale des semelles filantes : S_t = 84.24 + 109.05 =193.29 m^2 (51.31%)

$S_t > 50\ \% S_{ba}$

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VIII-3 : Radier général :

le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillant comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Les caractéristiques du radier sont :

-Rigide en son plan horizontal.

-Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).

-Facilité de coffrage.

-Rapidité d'exécution.

-Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

X-3-1 : Pré dimensionnement du radier :

1. **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

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 (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déférée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}865 MPa$

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.9\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}865}} = 1m$$,On prend h =1m.

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

Sous poteaux :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm

$h_d \geq \frac{490}{20} = 24.5cm$ Soit : $h_d = 45$cm

Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 61.25 \leq h \leq 98cm$$ Soit h= 100cm

- **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49cm$ Soit h_n= 100cm

0.4h=0.4x100=40< b_n< 0.7x100=70cm

Conclusion :

D'après les calcules précédentes on adopte le dimensionnement suivant **:**

h_n = 100 cm (hauteur de la nervure)

h_d=45 cm (hauteur de la dalle)

b_n =55cm (largeur de la nervure)

2. Calcul de la surface nécessaire au radier

- Charge permanente **G =26905.68 KN**
- Charge d'exploitation **Q = 7670.51 KN**

3. Combinaison d'actions

A l'ELU : $N_u = 1{,}35 \cdot G + 1{,}5 \cdot Q = 47828.433 KN$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 34576.19 KN$

4. Détermination de la surface du radier

A l'ELU $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{47828.433}{1{,}33 \times 200} = 179.806\, m^2$

A l'ELS $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{34576.19}{200} = 172.881\, m^2$

D'où :

$S_{rad} = \max\left(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}\right) = 179.806\, m^2$

$S_{bat} = 376.73 m^2 > S_{rad} = 179.806\, m^2$

- **Remarque**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieur à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\, cm\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\, cm\right) = 50\, cm$$

On opte pour un radier deh$_{déb}$= 75 cm

$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 376.73 + (25.91 + 14.54) \times 2 \times 0.75 = 437.40\ m^2$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = 437.40\ m^2$

5. Détermination des efforts à la base du radier :

$G_T = P_{(superstructure)} + P_{(infrastructure)} + P_{(Le\ mur\ de\ soutènement)}$

$Q_{tot} = Q_{(superstructure)} + Q$ Stockage x S_{radier}

$G_{tot.r}$: Poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblai en TVO +Poids de la dalle flottante+Poids du voile périphérique.

Poids de la dalle : $S_{rd} \times \rho \times h_d = 437.40 \times 25 \times 0.45 = 4920.75KN$

Poids de nervure : $b_{nr} \times (h_{nr} - h_d) \times n \times \rho \times L = 0.55 \times (1 - 0.45) \times 25 \times (25.91 \times 5 + 14.54 \times 6) = 1639.474KN$

Poids du remblai en TVO : $(S_{rd} - S_{nr}) \times (h_{nr} - e_{df}) \times \rho = (437.40 - 119.23) \times (1 - 0.15) \times 17 = 4597.55KN$

Poids de la dalle flottante : $(S_{rd} - S_{nr}) \times e_p \times \rho = (437.40 - 119.23) \times 0.15 \times 25 = 1193.14KN$

Poids du mur de soutènement: P= 53.636KN

$G_{tot} = 12350.914 + 26905.68 + 53.636 = 39310.23\ KN$

Surcharge d'exploitation :

Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 7670.51KN$

Surcharge du radier : $Q_{rd} = 5 \times 437.40 = 2187KN$

$Q_{tot} = 7670.51 + 2187 = 9857.51KN$

6. Combinaison d'actions

A ELU: $N_u = 1.35\ G_{tot} + 1.5\ Q_{tot}$ $= 1.35 \times 39310.23 + 1.5 \times 9857.51 = 67855.075KN$

A ELS: $N_s = G_{tot} + Q_{tot}$ $= 39310.23 + 9857.51 = 49167.74KN$

X-3-2 : Vérification :

1. Vérification à la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\}$$

$b = 100\,cm$; $d = 0{,}9.h_d = 0{,}9 \times 45 = 40.5\,cm$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{67855.075 \times 1}{437.40} \times \frac{4.9}{2} = 380.075 KN$$

$$\tau_u = \frac{380.075}{1 \times 0{,}405} = 435.10 KN/m^2 = 0..938 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4MPa\right\} = 2{,}5\,MPa$$

0.938<2.5 donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifié

X-3-3 : Vérification de la stabilité du radier :

a. Calcul du centre de gravité du radier:

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \; ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : aire du panneau considéré ;

X_i , Y_i : centre de gravité du panneau considéré.

X_G = 12.955 m et Y_G = 7.27 m

b. Moment d'inertie :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.91x14.54^3}{12} = 6637.116 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14.54x25.91^3}{12} = 21075.864\ m^4$$

c. La stabilité du radier :

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal **N** du aux charges verticales ;
- Moment de renversement **M** dû au séisme : $M = M_0 + \tau_0 h$

  Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

  τ_0 : effort tranchant à la base du bâtiment ;

  h : profondeur de l'infrastructure

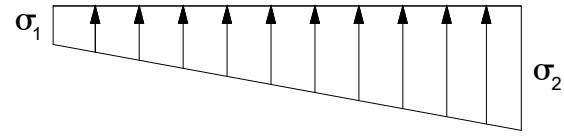
  I_X, I_Y : moments d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$ **ELU** : $$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1{,}33\,\sigma_{sol}$$

ELS: $$\sigma_M = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{sol}$$

$$M_j = M_{j\,(K=0)} + T_{j\,(K=0)} h$$



Avec : $M_{j(K=0)}$: moment sismique à la base du bâtiment
$T_{j\,(K=0)}$: effort tranchant à la base du bâtiment
h : profondeur de l'infrastructure

Senslongitudinale :
M_x= 3579.314+12467.946x1=16047.26KN.M

- **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y}.X_G = \frac{67855.075}{437.40} + \frac{16047.26}{21075.864} \times 12.955 = 164.997\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{Iy}.X_G = \frac{67855.075}{437.40} - \frac{16047.26}{21075.864} \times 12.955 = 145.269\,KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times 164.997 + 145.269}{4} = 160.1\,KN/m^2$$

$\sigma_m = 160.1\text{KN/m}^2 \leq 1.33 \times \sigma_{sol} = 266\text{KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y}.X_G = \frac{47167.74}{437.40} + \frac{16047.26}{21075.864} \times 12.955 = 117.70\,KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{Iy}.X_G = \frac{47167.74}{437.40} - \frac{16047.26}{21075.864} \times 12.955 = 97.973\,KN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\times 117.70 + 97.973}{4} = 112.768 KN/m^2$$

$\sigma_m = 112.768\text{KN/ m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sens transversale :
M_y=33385.648+21749.671x1= 55135.319KN.M

- **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x}.Y_G = \frac{67855.075}{437.40} + \frac{55135.319}{6637.116} \times 7.27 = 215.525\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x}.Y_G = \frac{67855.075}{437.40} - \frac{319.765}{6637.116} \times 7.27 = 94.740\,KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\times 215.525 + 94.740}{4} = 185.33\,KN/m^2$$

$\sigma_m = 185.33\text{KN/m}^2 \leq 1.33 \times \sigma_{sol} = 266\text{KN/m}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

- **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x}.Y_G = \frac{49167.74}{437.40} + \frac{55135.319}{6637.116} \times 7.27 = 172.80\,KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x}.Y_G = \frac{49167.74}{437.40} - \frac{55135.319}{6637.116} \times 7.27 = 52.02\,KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 172.80 + 52.02}{4} = 142.604\,KN/m^2$$

$\sigma_m = 142.605 KN/m^2 \leq \sigma_{sol} = 200 KN/m^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Calcul du périmètre utile μ_c

- **Poteaux**

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}45 + 0{,}45 + 2 \times 1) = 5.8\,m$

$N_u = 1799.14$ KN

$N_u < 0.045 x u_c x h x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4350 KN$ □ vérifié

- **Voile**

$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0{,}2 + 1 + 2 \times 1) = 6.4\,m$

$N_u = 4509.06 KN$

$N_u < 0.045 x u_c x h x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 4800 KN$ □ vérifié

X-4 : Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

X-4-1 : Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas :

1er Cas

Si $\alpha < 0{,}4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2eme Cas

Si $\alpha \leq 0{,}4 \leq 1$ 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 potée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande potée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y\right)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

X-4-2 : Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.21}{4.9} = 0{,}859 \quad \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0498 \\ \mu_y = 0{,}693 \end{cases}$$

$0{,}4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

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

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 185.330 - \frac{12350.914}{437.40} = 157.10 KN/m^2$$

- A l'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 142.605 - \frac{12350.914}{437.40} = 114.37 KN/m^2$$

X-4-3 : Calcul à l'ELU

1. Evaluation des moments M_x, M_y

On obtient :

$$M_x = 0{,}0498 \times 157.10 \times 4.21^2 = 138.66 KN.m$$

$$M_y = 0{,}693 \times 138.66 = 96.10 KN.m$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,3) aux appuis et (0,85) en travée.

2. Ferraillage dans le sens x-x

Moments aux appuis Moments en travée

$$M_{ua} = (-0,5)\cdot M_{u\max} \quad M_{ut} = (0,85)\cdot M_{u\max}$$
$$M_{ua} = (-0,5)\times 138.66 \quad M_{ut} = (0,85)\times 138.66$$
$$M_{ua} = -69.33KN.m \quad M_{ut} = 117.86KN.m$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b\cdot d^2\cdot f_{bc}} = \frac{69.33\times 10^6}{1000\times 420^2\times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u\cdot d\cdot \sigma_s} = \frac{69.33\times 10^3}{0,986\times 42\times 348} = 4.81cm^2/ml$$
$$A_{ua} = 4.81cm^2/ml$$

$Soit: 7HA14/ml = 10.77cm^2/ml \quad avec\ un\ espacement\ de\ 15cm$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b\cdot d^2\cdot f_{bc}} = \frac{117.86\times 10^6}{1000\times 420^2\times 14,20} = 0,047 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta_u = 0,975$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u\cdot d\cdot \sigma_s} = \frac{117.86\times 10^3}{0,975\times 42\times 348} = 8.270cm^2/ml$$
$$A_{ut} = 14.07m^2/ml$$

Soit :7HA16 /ml=14.07cm^2

3. Ferraillage dans le sens y-y

Moments aux appuis Moments en travée

$$M_{ua} = (-0,5) \cdot M_{u\max} \qquad M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u\max}$$
$$M_{ua} = (-0,5).96.10 \qquad M_{ut} = (0,85) \times 96.10$$
$$M_{ua} = -48.05\ KN.m \qquad M_{ut} = 81.685\ KN.m$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48.05 \times 10^6}{1000 \times 420^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,990$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48.05 \times 10^3}{0,990 \times 42 \times 348} = 3.32 cm^2/ml$$
$$A_{ua} = 10.77 m^2/ml$$

$Soit\ 7HA14/ml = 10.77\ cm^2/ml$ $\qquad$ $avec\ un\ espacement\ de 15cm$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{81.685 \times 10^6}{1000 \times 420^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta_u = 0,998$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{81.685 \times 10^3}{0,971 \times 42 \times 348} = 5.59 cm^2/ml$$
$$A_{ut} = 5.59 cm^2/ml$$

$Soit: 7\ HA16/ml = 14.07 cm^2/ml$ $\qquad$ $avec\ un\ espacement\ \ de 15cm$

b) Vérification à l'E.L.U :

X-4-4 : Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x / L_y}{2}$$ Avec $\delta_0 = 0,0008$ pour HA FeE400

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 \times \frac{3 - 0,86}{2} = 3.852 cm^2/ml$$

Aux appuis :
$$A_{ua}^x = 10.77 cm^2 > A_{\min} = 3.852 cm^2/ml \rightarrow condition\ vérifiée$$
$$A_{ua}^y = 10.77 cm^2 > A_{\min} = 3.852 cm^2/ml \rightarrow condition\ vérifiée$$

En travée :
$$A_{ua}^{x} = 14.07cm^2 > A_{\min} = 3.852cm^2/ml \rightarrow condition\,vérifiée$$
$$A_{ua}^{y} = 14.07cm^2 > A_{\min} = 3.852cm^2/ml \rightarrow condition\,vérifiée$$

X-5 : Vérification de l'espacement des barres :

Sens x-x :

St ≤ min {3h; 33cm} = St ≤ min {135 ; 33cm} =33cm.
St = 15 cm < 33cm **condition vérifiée.**

Sens y-y :
St ≤ min {4h; 45cm} = St ≤ min {180; 45cm} =45cm.
St = 15 cm < 45cm **Condition vérifiée**

X-6 : Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \le \overline{\tau_u} \qquad \text{Avec ;} \qquad V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{157.37 \times 4.9}{2} = 385.556KN$$

$$\tau_u = \frac{385.556 \times 10^{-3}}{1x0.42} = 0.92MPa$$

$$\overline{\tau_u} \le \min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{1{,}5}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

$$\tau_u = 0.92MPa < \overline{\tau}_u = 2{,}5 \Rightarrow OK$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

X-7 : Calcul à l'ELS :

- **Sens x-x :**

1- Evaluation des moments M_x, My

$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2$ et $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.72}{4.9} = 0{,}96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0{,}791 \end{cases}$$

On obtient :

$$M_x = 0{,}0569 \times 114.37 \times 4.21^2 = 115.342KN.m$$
$$M_y = 0{,}791 \times 115.342 = 91.236KN.m$$

Moments aux appuis Moments en travée

$$M_{sa} = (-0,5)\cdot M_{s\max} \quad M_{st} = (0,85)\cdot M_{s\max}$$
$$M_{sa} = (-0,5)\times 115.342 \quad M_{st} = (0,85)\times 115.342$$
$$M_{sa} = -57.671KN.m \quad M_{st} = 98.041KN.m$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b\cdot d^2\cdot f_{bc}} = \frac{57.671\times 10^6}{1000\times 420^2\times 14,2} = 0,023 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,023 \rightarrow \beta_u = 0,988$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u\cdot d\cdot \sigma_s} = \frac{57.671\times 10^3}{0,986\times 42\times 348} = 4.cm^2/ml$$
$$A_{ua} = 4cm^2/ml$$

$Soit: 7HA14/ml = 10.77cm^2/ml \quad avec\ un\ espacement\ \ de\ 15\,cm$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b\cdot d^2\cdot f_{bc}} = \frac{98.041\times 10^6}{1000\times 420^2\times 14,20} = 0,039 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,039 \rightarrow \beta_u = 0,980$

$$A_{ua} = \frac{M_{ut}}{\beta_u\cdot d\cdot \sigma_s} = \frac{98.041\times 10^3}{0,980\times 42\times 348} = 6.845cm^2/ml$$
$$A_{ut} = 14.07m^2/ml$$

Soit :7HA16 /ml=14.07cm^2

2- Ferraillage dans le sens y-y

Moments aux appuis Moments en travée

$$M_{ua} = (-0,5)\cdot M_{u\max} \quad M_{ut} = (0,85)\cdot M_{u\max}$$
$$M_{ua} = (-0,5).98.041 \quad M_{ut} = (0,85)\times 98.041$$
$$M_{ua} = -49.02\,KN.m \quad M_{ut} = 83.335\ KN.m$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b\cdot d^2\cdot f_{bc}} = \frac{49.02\times 10^6}{1000\times 420^2\times 14,2} = 0,019 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,019 \rightarrow \beta_u = 0,990$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49.02 \times 10^3}{0,990 \times 42 \times 348} = 3.39 cm^2 / ml$$

$$A_{ua} = 10.77 m^2 / ml$$

$Soit\ 7HA14 / ml = 10.77\ cm^2 / ml$ $avec\ un\ espacement\ de 15cm$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{83.335 \times 10^6}{1000 \times 420^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta_u = 0,998$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{83.335 \times 10^3}{0,971 \times 42 \times 348} = 5.87 cm^2 / ml$$

$$A_{ut} = 14.07 cm^2 / ml$$

$Soit : 7\ HA16 / ml = 14.07 cm^2 / ml$ $avec\ un\ espacement\ \ de 15cm$

X-8 : Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie Figure(X-3) Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

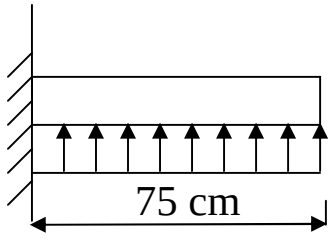


Figure X-3 : Schéma statique du débord

1- Sollicitation de calcul

- A l'ELU en fonction contrant m

$P_u = 157.10 KN/ml$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-157.10 \times 0,75^2}{2} = -44.184 KN.m$$

- A l'ELS

P_s = 114.37 KN/ml

$$Ms = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-114.37 \times 0{,}75^2}{2} = -32.166 KN.m$$

2- Calcul des armatures

a) Armatures principales :

b= 1 m ; d = 42 cm ; f_{bc} = 14,20 MPa ; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44.184 \times 10^6}{1000 \times 420^2 \times 14{,}20} = 0{,}018 < \mu_r = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}018 \rightarrow \beta_u = 0{,}991$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44.184 \times 10^3}{0{,}995 \times 42 \times 348} = 3.05 cm^2 / ml$$ 1

$$A_u = 3.05 cm^2 / ml$$

Soit : A_u = 5HA12/ml = 5.65 cm2/ml avec St=b /5 = 100 /5 = 20cm

3- Vérification à l'ELU

$$A_{\min} = \frac{0{,}23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 42 \times 2{,}1}{400} = 5.07 cm^2$$

On adopte 5 HA12= 5.65cm^2/ml

4- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 cm^2$$

Soit : A_r = 4 HA10 /ml = 3.14cm2/ml avec St=b /4 = 100 /4 = 25cm

5- Vérification à l'ELS

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{157.10}{114.37} = 1.37$$

$$\alpha = 0{,}0126 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.46$$

$\Rightarrow$il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{radier} > A_{debord} \Rightarrow$ Le ferraillage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis)

X-9 : Ferraillage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

- **Sens longitudinal (X-X) :**

ELU :

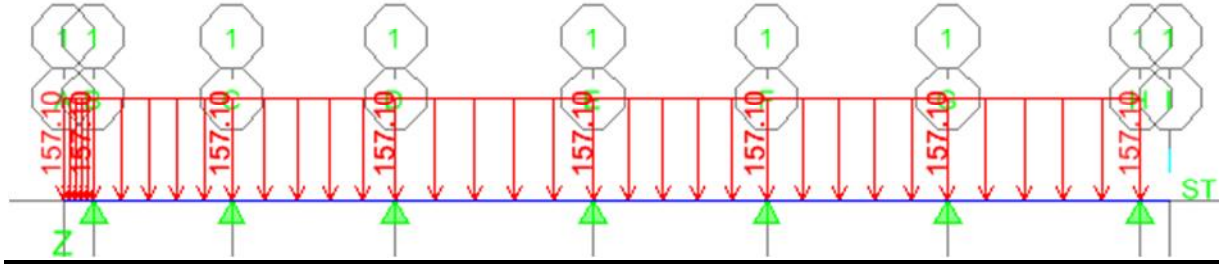


Figure X-4: Schéma statique de la nervure a l'ELU (sens longitudinal).

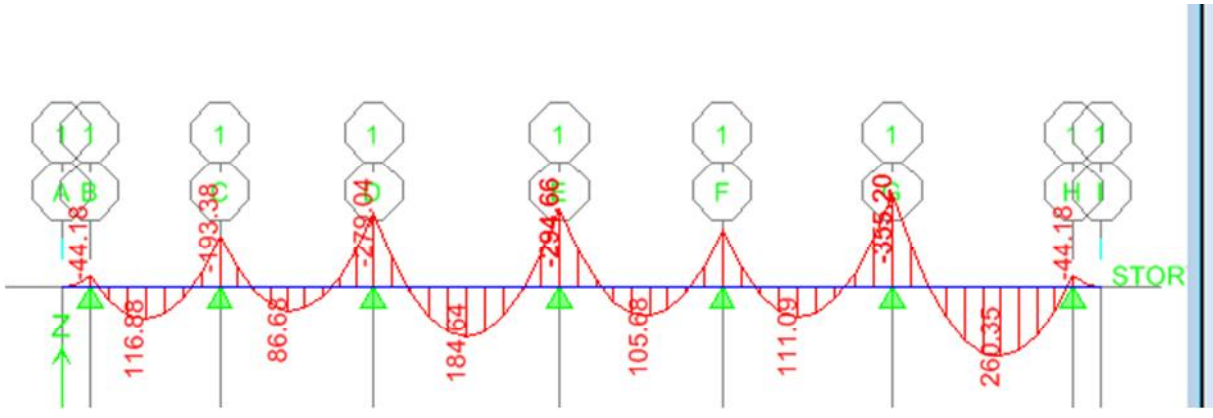


Figure X-5 : Diagramme des moments a l'ELU (sens longitudinal)

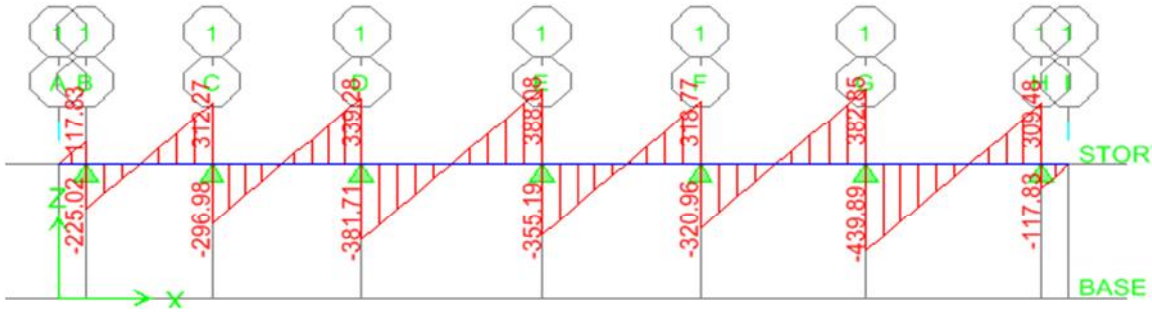


Figure X-6 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU (sens longitudinal)

ELS :

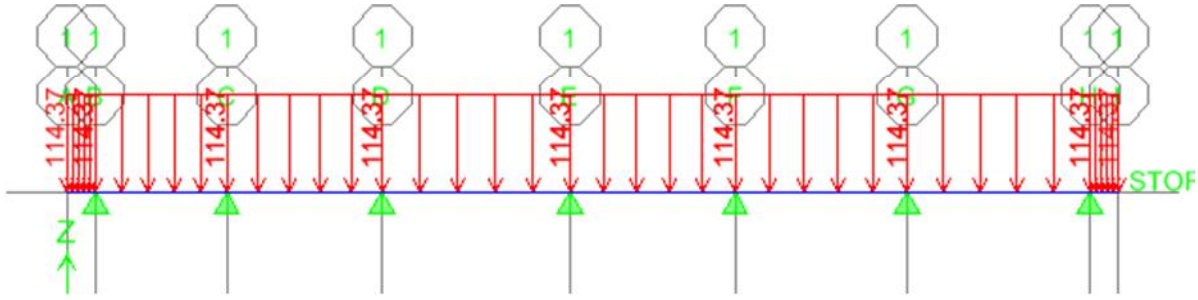


Figure X-7: Schéma statique de la nervure a l'ELS (sens longitudinal).

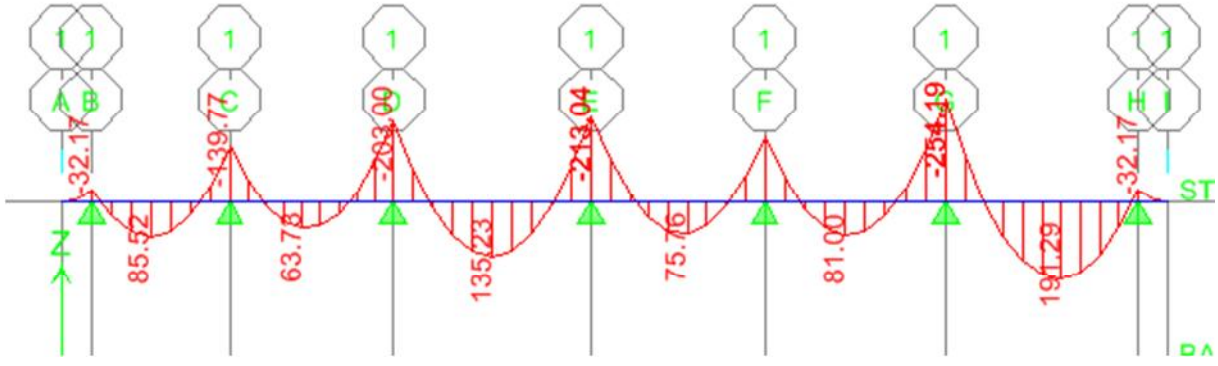


Figure X-8: Diagramme des moments a l'ELS (sens longitudinal)

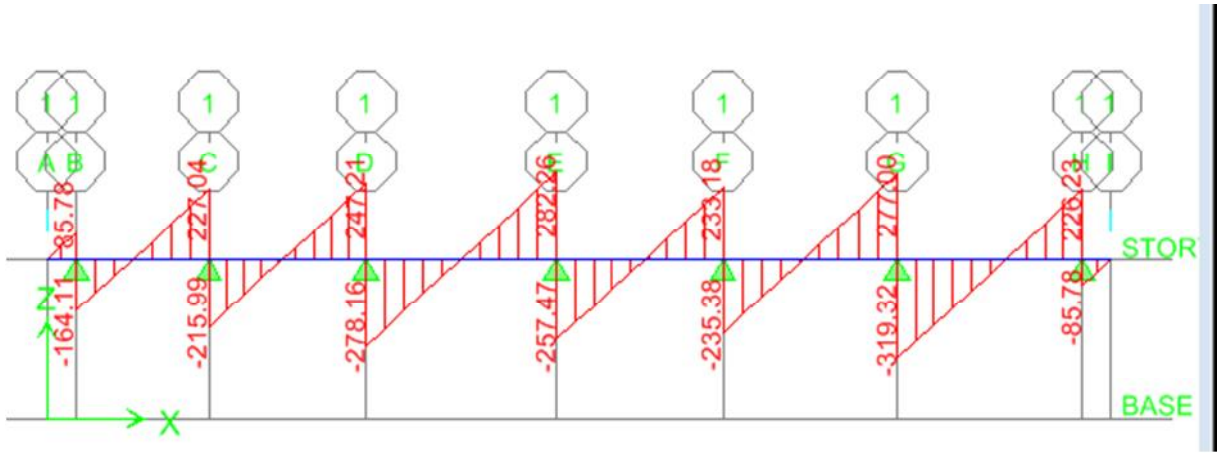


Figure X-9 :Diagramme des efforts tranchant a l'ELS (sens longitudinal).

- **Sens transversal (Y-Y) :**

ELU

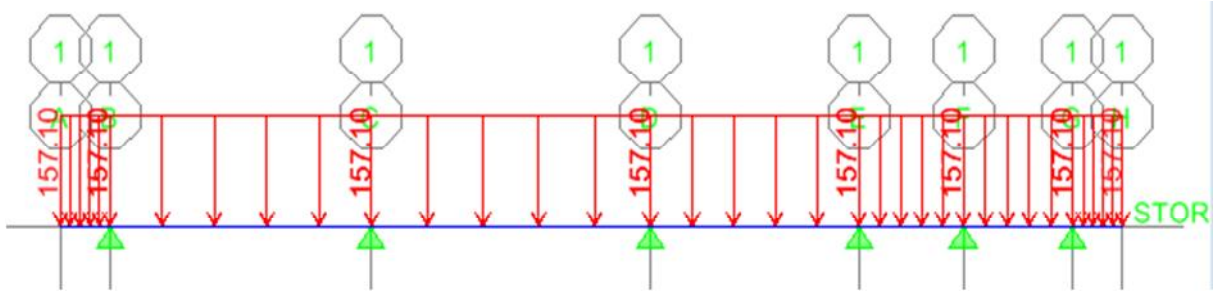


Figure X-10 : Schéma statique de la nervure a l'ELU (sens transversal).

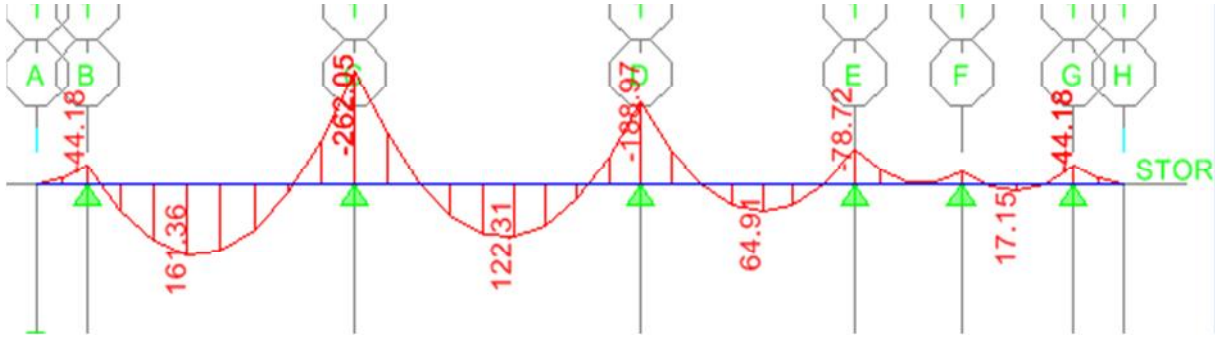


Figure X-11: Diagramme des moments a l'ELU (sens transversal)

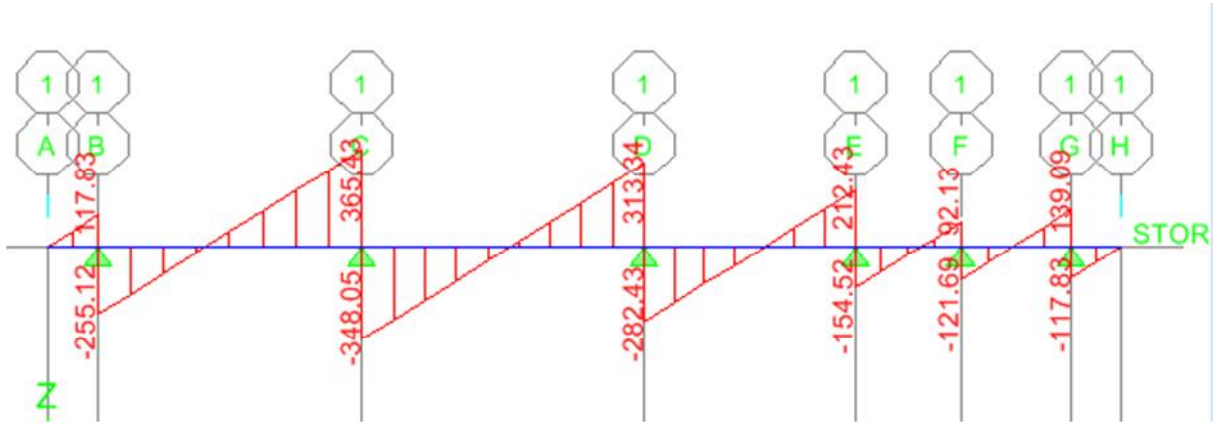


Figure X-12: Diagramme des efforts tranchant a l'ELU (sens transversal)

ELS

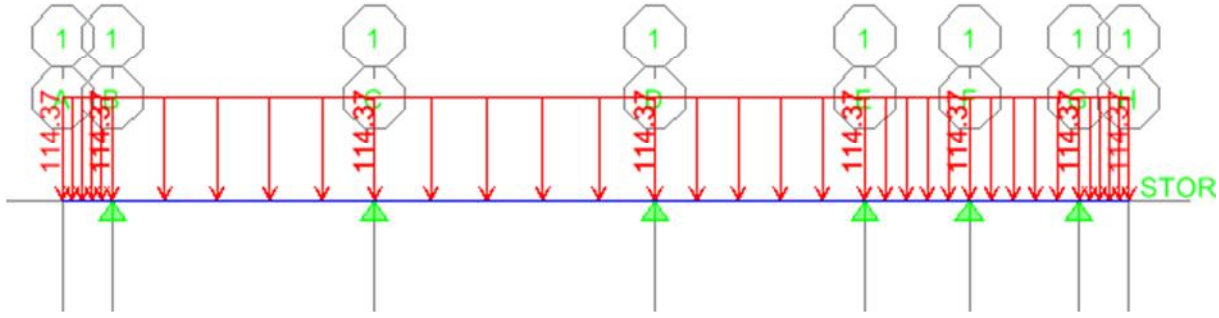


Figure X-13: Schéma statique de la nervure a l'ELS (sens transversal).

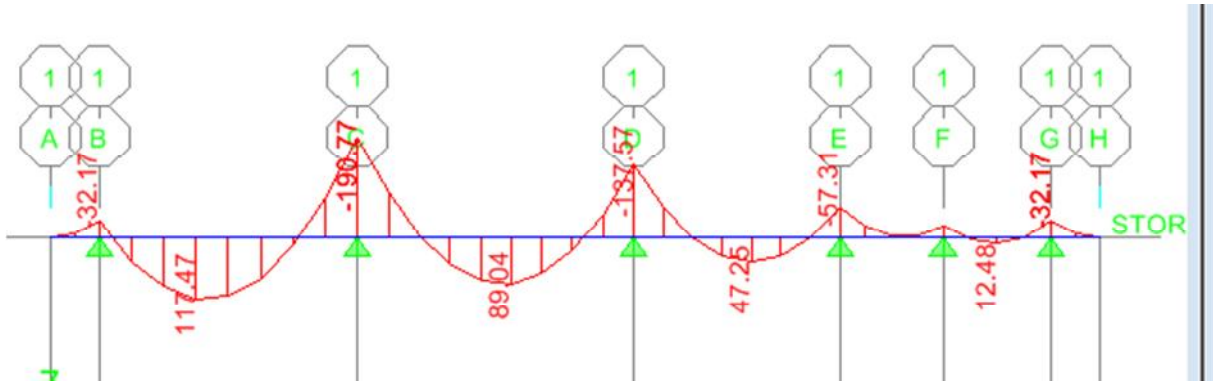


Figure X-14: Diagramme des moments a l'ELS (sens transversal)

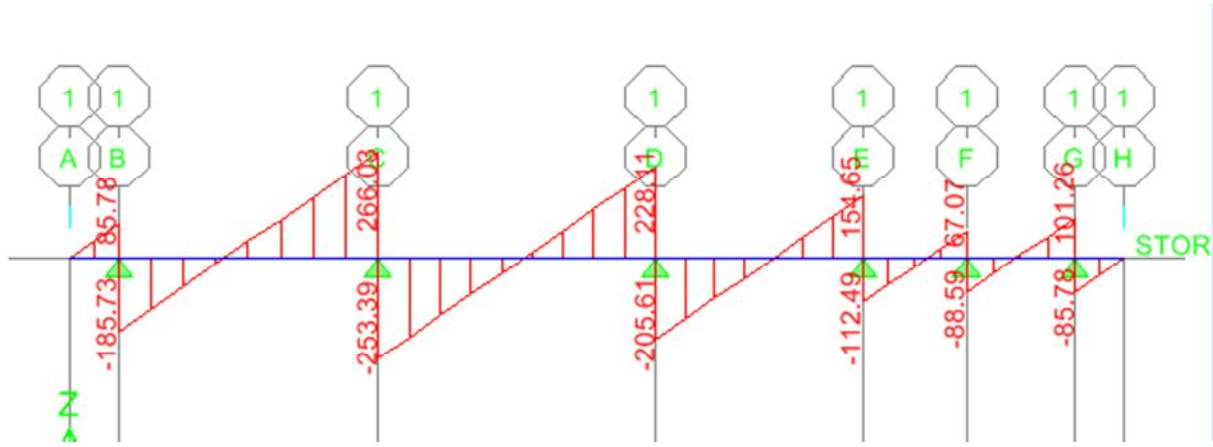


Figure X-14: Diagramme des efforts tranchant a l'ELS (sens transversal)

- **Sens longitudinal :**

1- Calcul des armatures :

M_t^{max} = 260.35KN. m
M_a^{max} = 355.20$KN.m$
b=55cm, h=50cm, d=95cm, f_{bc} = 14.2Mpa, σ_{st} = 348Mpa

- **aux appuis:**

M_a^{max} = 355.20$KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{355.20 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.20} = 0{,}05 < \mu_r = 0.392$$

$\mu_u = 0.05 \rightarrow \beta_u = 0.998$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{355.2 \times 10^3}{0.998 \times 95 \times 348} = 10.76 cm^2$$

$$A_u = 10.76 cm^2$$

Soit: 8HA16=16.08cm^2/ml

- **En travée**

M_{ut}^{max} = 260.35$KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{260.35 \times 10^3}{55 \times (95)^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

La section est simplement armée

$\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta_u = 0.982$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{260.35 \times 10^3}{0.982 \times 95 \times 348} = 8.02 cm^2 / ml$$

$$A_{ut} = 8.02 cm^2 / ml$$

$$Soit: 4HA20 + 4HA16 / ml = 20.60 cm^2 / ml$$

2- Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\ mm$$

Soit ϕ = 8 mm.

3- Espacement des armatures :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = \min\{25;12x2 = 24cm\}$$

Soit St =10cm.

-En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 47.5$cm.

Soit St = 20cm.

4-Armatures transversales minimales :

Amin = 0.003 x St x b = 0.003 x 10 x 55 = 1.65 cm2.

Soit : At=4HA8=2.01cm2 (un cadre et un étrier)

X-10:Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t21}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.31 cm^2$ Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\, f_{c28}}{\gamma_b}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2.5 MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ =365.43KN

$$\tau_u = \frac{365.43 \times 10^3}{550 \times 950} = 0..69 MPa \Rightarrow Condition vérifiée$$

X-11 : Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{355.20}{254.19} = 1.397 \text{ et} \mu = 0.05 \rightarrow \alpha = 0.0062$$

$$\alpha = 0.0062 < \frac{1.397 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4485$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier contraintes dans le béton à l'ELS.

- **En travée**

$$\gamma = \frac{260.35}{191.29} = 1..361 \text{et} \mu = 0.037 \rightarrow \alpha = 0.0472$$

$$\alpha = 0.0472 < \frac{1.361 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.4305$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier contraintes dans le béton à l'ELS.

- **Sens transversales :**

1- Calcul des armatures :

M_t^{max} = 161.36KN. m
M_a^{max} = 262.05$KN.m$
b=55cm, h=50cm, d=95cm, f_{bc} = 14.2Mpa, σ_{st} = 348Mpa

- **Aux appuis**

M_a^{max} = 262.05$KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{262.05 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14.20} = 0{,}037 < \mu_r = 0.392$$

$\mu_u = 0.037 \rightarrow \beta_u = 0.981$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{262.05 \times 10^3}{0.981 \times 95 \times 348} = 8.08 cm^2$$

$$A_u = 8.08 cm^2$$

Soit: 8HA16=16.08cm^2/ml

- **En travée**

$M_{ut}^{max} = 161.36 KN.m$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{161.36 \times 10^3}{55 \times (95)^2 \times 14.2} = 0.023 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

2-La section est simplement armée

$\mu_u = 0.023 \rightarrow \beta_u = 0.989$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{161.36 \times 10^3}{0.989 \times 95 \times 348} = 4.93 cm^2 / ml$$

$$A_{ut} = 4.93 cm^2 / ml$$

$$Soit: 6HA16 / ml = 12.06 cm^2 / ml$$

3-Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \ mm$$

Soit ϕ = 8 mm.

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} \ ; \ 12\phi_1\right\} = \min\{25; 12x2 = 24cm\}$$

Soit St =10cm.

-En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 47.5$cm.

Soit St = 20cm.

- **Armatures transversales minimales :**

Amin = 0.003 x St x b = 0.003 x 10 x 55 = 1.65 cm2.

Soit : At=4HA8=2.01cm2 (un cadre et un étrier)

X-12 : Vérification à l'ELU :

1- Condition de non fragilité :

$A_{min} = \frac{0.23bdf_{t21}}{f_e} = \frac{0.23\times55\times95\times2.1}{400} = 6.31cm^2$ Condition vérifiée

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

2-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \le \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15\,f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right\} = 2.5MPa$$

Avec : $T_{u\,max}$ =439.89KN

$$\tau_u = \frac{439.89\times10^3}{550\times950} = 0.84MPa \Rightarrow Condition vérifiée$$

X-13 :Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad avec : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{262.05}{190.77} = 1.37 \text{ et} \mu = 0.037 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier contraintes dans le béton à l'ELS.

- **En travée**

$$\gamma = \frac{161.36}{117.47} = 1.37 \text{ et} \mu = 0.023 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier contraintes dans le béton à l'ELS.

CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage multiple, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

Ce dernier nous à permis aussi de connaître les différents systèmes de contreventement et les joindre aux genres de constructions qui lui sont adéquat (sécurité, et économie), et les précautions à prendre pour éviter l'effondrement immédiat de la construction, chose qui est déduit du RPA 99 modifié 2003.

En fin, nous espérons avoir fait de notre mieux et que notre travail apportera un plus pour les futures promotions.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé Edition DUNOD.**
- **Béton armé « BAEL 91 modifié 99 et DTU associés Jean- Pierre Mougin.**
- **Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).**
- **Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.**
- **DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.**
- **Cour et TD des années de spécialité.**
- **Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.**