

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 Master en génie civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles

THEME

**Etude d'un bâtiment (R+5+2 Sous-sols) à usage
d'habitation et commercial**

Modélisé avec ETABS

Etudié par: BERKANE Dalila

BERKANE Wahiba

Dirigé par : M^r DERRADJ.M

Année 2018/2019

REMERCIEMENT

Merci dieu avant toute chose, le tout puissant qui nous a donné la force nécessaire pour mener ce projet a terme.

Nos chers parents, qui se sont sacrifiés tant pour nous et notre famille entière, a nos amis qui ont su nous soutenir au bon moment et toute personne qui a contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Nous exprimons notre reconnaissance a notre promoteur Mr DERRADJ pour son suivi et ses conseils avisés durant l'élaboration de ce projet.

Nous tenons à remercier profondément l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.

Enfin, nos sincère salutations aux membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

Nos remerciements à notre famille et tous les amis(es), Sans oublier tous nos camarades de la promotion 2018/2019 pour leur aide, patience, compréhension et encouragement.

Dédicaces

On dédie ce modeste travail à:

*Nos chers parents qui nous ont aidé et soutenu
durant toutes ces longues années d'étude, que dieu les
garde en bonne santé.*

*Nos grand-mères, que dieu les garde en bonne
santé.*

Nos chers frères: Hakim et Mustapha (Bosfor)

*Nos chères sœurs : Malika(Tita), Nadia et son
mari Samir et leur petit Kiyane Yastène(Kiki)*

Tous nos amis(es)

*Tous ceux qui nous connaissent et nous sont chers
.....que vous trouviez ici*

Toutes nos gratitude.....

Hiba et Lila

Liste des figures

Figure I.1 : schéma descriptif du mur extérieur

Figure I.2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELU)

Figure I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

Figure I.4 : Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

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

Figure II.3 : Coupe de voile en plan

Figure II.4 : Coupe verticale de l'acrotère

Figure II.5 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Figure II.6 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère

Figure III.2 : Schémas statique

Figure III.3: Diagrammes des efforts internes.

Figure III.4: Dimensions de la section à ferrailer [cm].

Figure.III.5 Ferrailage de l'acrotère

Figure.III.6 Schéma du treillis soudé.

Figure.III.7 Construction de la section en T

Figure.III.8 Schéma statique de la travée poutrelle.

Figure.III.9 Schéma statique

Figure.III.10 : diagramme des moments

Figure.III.11 : diagramme des efforts tranchants

Figure.III.12 : diagramme des moments

Figure.III.13 : diagramme des efforts tranchants.

Figure.III.14 Schéma statique

Figure.III.4.1 Schéma Statique du balcon

Figure.III.4.2:schéma de l'escalier.

Figure.III.4.3:Coupe verticale de la volée

Figure.III.4.4 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

Figure.III.4.5 : Diagramme des efforts interne a l'ELU

Figure.III.4.6:Schéma statique d'escalier à l'ELS.

Figure.III.4.7:Diagramme des sollicitations à L'ELS.

Figure.III.4.8: la section de la paillasse

Figure III-5-1 : Schéma de la poutre palière

Figure.III.5.2:Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

Figure.III.5.3: Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU

Figure.III.5.4: Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

Figure.III.5.5: Diagramme des efforts interne à l'ELS

Figure.III.5.6: Ferrailage de la poutre palière

Figure III-6-1: Schéma statique de la poutre de chainage l'ELU

Figure III.6.2 Diagramme des efforts internes à l'ELU

Figure III.6.3 Diagramme des efforts internes à l'ELS

Figure IV-1 : Interface d'initialisation du modèle

Figure IV-2 : Interface d'introduction des données générales.

Figure IV-3 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers

Figure IV-4 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires

Figure IV-5 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

Figure IV-6: Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Figure IV-7 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

Figure IV-8 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

Figure IV-9 : Interface d'introduction du spectre

Figure IV-10 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

Figure IV-11 : Interface d'introduction des types d'appuis

Figure IV-12 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

Figure IV-13 : Interface d'introduction des diaphragmes

Figure. IV-14 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action

Figure V.1 : Section rectangulaire doublement armée

Figure .V.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Figure. V.3:Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

Figure. V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure.VI.1: dimensionnement d'une fondation

Figure.VI.2 : schéma statique des semelles sous poteaux

Figure.VI.3 : diagramme des moments fléchissant.

Figure. VII.1 : Schéma du mur plaque

Figure. VII.2.diagramme des contraintes

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau II.1 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse inaccessible

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) Plancher étage

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) dalles pleines

Tableau II.4: Charges permanentes (G) murs extérieurs

Tableau II.5: Charges permanentes (G) murs intérieurs

Tableau II.6: Surcharges d'exploitation

Tableau II.7 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges

Tableau III.1: Rapport de charges

Tableau.III.11 : récapitulatif des résultats obtenus

Tableau.III.13 : récapitulatif des résultats obtenus

Tableau III.4.1: la charge revenant à la volée.

Tableau III.4.2: la charge revenant au palier.

Tableau III.4.3: Les efforts internes à l'ELU

Tableau III.4.4:Les moments corrigés à l'ELU

Tableau III.4.5: Les efforts internes à l'ELS.

Tableau III.4.6:Les moments corrigés à l'ELS

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

Tableau IV.2:Résultats de la masse participante donnée par ETABS

Tableau IV.3:résultat de poids propre de la structure

Tableau IV.4 : vérification de l'excentricité

Tableau IV.5 : Justification du système de contreventement

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Tableau V.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

Tableau V.2 : la section minimal et maximal d'armature.

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

Tableau V.4 : Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau. V.5:vérifications à l'ELS.

Tableau V.6 : la section minimal et maximal d'armature.

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres principales

Tableau V.7 : Ferrailage des poutres principales

Tableau V.3.1 : Ferrailage adopté.

Tableau V.3.2 : Ferrailage du voile VL1.

Tableau V.3.3 : Ferrailage du voile VT1.

Tableau VI-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Tableau VI-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Tableau VI.3 : Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

Tableau VI.4 : Ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis.

Tableau VI.5 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée

Tableau. VI.6.armature adopté en travées

Tableau. VI.5.armature adopté aux appuis

Tableau. VI.7 : vérifications à l'ELS aux appuis

Tableau. VII.8 : Vérifications à l'ELS en travée

Tableau. VII.1:ferrailage du mur plaque.

Tab. VII.2.Vérification des contraintes à l'ELS.

SOMMAIRE

Introduction générale

Plans d'architecture

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 1-10

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... 11-23

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1 Acrotère..... 24-30

III-2 Plancher..... 32-48

III-3 Balcon 48-52

III-4 Escalier..... 53-68

III-5 poutre palière 68-76

III-6 poutre de chaînage 77-84

Chapitre IV : Modélisation et vérifications RPA 86-106

Chapitre V : Ferrailage des éléments

V-1- Ferrailage des poteaux..... 107-118

V-2- Ferrailage des poutres..... 119-125

V-2- Ferrailage des voiles 126-135

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure..... 136-145

Chapitre VII : Etude du mur plaque..... 146-150

Conclusion

Plans d'exécution

Bibliographie

Introduction générale

De toutes les catastrophes naturelles, les secousses sismiques ont les effets les plus destructeurs ; Le séisme l'est donc, en tant que chargement dynamique, la plus importante et la plus dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et le calcul des structures.

Le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003) donne une ligne de conduite à respecter pour obtenir un niveau de sécurité satisfaisant, les calculs seront donc conformes à ses règles ainsi qu'aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage, la sécurité des usagers, tout en minimisant le coût, et ce, en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés, du terrain d'implantation de l'ouvrage.

Après avoir présenté l'ouvrage à étudier et les différents matériaux utilisés (notamment l'acier et le béton), un pré-dimensionnement des éléments et une descente de charges s'impose afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier.

Par la suite, vient le calcul et le ferrailage des éléments secondaires de la structure (escaliers, planchers, ...) après avoir défini leurs différentes sections ainsi que leurs charges et surcharges.

Une modélisation par le logiciel ETABS à été menée, on fait pour notre structure, l'exploitation des résultats obtenus, nous a permis de procéder aux différentes vérifications réglementaires avant de déterminer le ferrailage nécessaire des éléments structuraux (les poutres, les poteaux et les voiles).

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage, à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment).
- Ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

I.2.Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste l'étude d'un bâtiment (R+5+2Sous-sols) à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage sera implanté à DRAA EL MIZAN qui est classée selon le RPA99/Version 2003 comme zone de moyenne sismicité (II_a). Cet ouvrage est composé de:

- Deux (02) sous sols.
- Un RDC.
- Cinq (05) étages.
- Deux (02) cages d'escalier.
- Une terrasse inaccessible

I.3.Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectures du projet. Ces caractéristiques sont données comme suit :

- Hauteur totale.....26, 86 m
- Hauteur de l'étage courant3, 06 m
- Hauteur du RDC.....4,08 m
- Hauteur du 1^{er} Sous-sol.....4,08 m
- Hauteur du 2^{eme} Sous-sol.....3, 40 m
- Longueur totale du bâtiment.....10, 90 m
- Largeur totale du bâtiment.....23,78 m

I.4.Les éléments de l'ouvrage :

I-4-1- La superstructure :

C'est la partie de la construction située au dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

❖ L'ossature :

L'ossature est composée de portiques longitudinaux et transversaux (ensemble poteaux – poutres) ainsi qu'un ensemble de voiles en béton armé coulés sur place disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

❖ les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui séparent deux étages consécutifs d'un bâtiment. Ils sont réalisés en corps creux (hourdis + une dalle de compression), qui reposent sur des poutrelles préfabriquées, des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

❖ Les escaliers :

Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier ; composées de paliers, de paliasses réalisées en béton armé coulées sur place.

❖ Les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher ; ils seront réalisés en dalles pleines.

❖ Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

- **les murs extérieurs** : murs de 25 cm d'épaisseur, réalisés en double cloison de briques creuses séparées par une lame d'air d'une épaisseur de 5 cm (10+5+10).

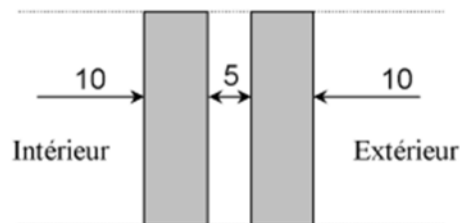


Fig. I.1 : schéma descriptif du mur extérieur

- **les murs intérieurs** : murs de séparation réalisés en simple cloison de briques creuses d'une épaisseur de 10 cm.

❖ Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les murs extérieures et façades.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Enduit pour les plafonds salles d'eau et cuisines.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les murs des cuisines et les salles d'eau.

❖ Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place .Ils sont destinés à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

❖ Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles a fin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

❖ Terrasse :

La terrasse de notre bâtiment est inaccessible.

❖ L'acrotère :

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse.

I-4-2- L'infrastructure : C'est la partie de la construction située au dessous du sol, elle contient :

❖ Les fondations:

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol. Le choix de types de fondation dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Introduction :

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I.5.2. Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (permanentes, d'exploitations, climatiques, ...etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

Les actions permanentes(G) : s'appliquant pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportant :

- Le poids propre de la structure
- Les charges de la superstructure (équipements fixes)
- **Les actions variables (Qi):** actions dont l'intensité est plus ou moins constante
- **Les actions accidentelles :** séisme, action du feu, chocs...etc.

I.5.3. Le béton :

Le béton est un mélange de granulats (sable + gravier), eau de gâchage et d'un liant hydraulique qui est le ciment. Mais de point de vue mécanique, ce dernier est défini par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et l'âge du béton. Dans le cas général, la composition est :

- Sable propre.....380 à 450 cm³
- Gravier750 à 850 cm³
- Dosage de ciment CPJ 450.....450 Kg/m³
- Eau de gâchage.....150 à 200 l/m³

❖ Résistance caractéristique du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} (à j jours d'âge) est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

La valeur de la résistance à la compression à 28 jours d'âge (f_{c28}) est utilisée le plus souvent,

Selon l'article **A.2.1-1-1 du BAEL 91**, lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours est inférieur à 28 jours (en cours d'exécution), on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré, tel que :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour ce projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ Résistance caractéristique du béton à la traction :

Selon l'article **(A.2.1-1-2 du BAEL 91)**, la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours (f_{tj}) est conventionnellement définie par ces relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $j = 28$ j, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1$ MPa.

❖ Contrainte limite ultime de résistance à la compression:

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par (art A.4.3-4-1 BAEL91) :

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

γ_b : Coefficient de sécurité.

- pour $\gamma_b = 1,50$ (en situation courante) → $f_{bc} = 14,20$ MPa.
- pour $\gamma_b = 1,15$ (en situation accidentelle) → $f_{bc} = 21,74$ MPa.

θ : coefficient tenant compte de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.
- $\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit "parabole – rectangle"

Ce diagramme est constitué :

– D'un tronç de courbe parabolique (état élastique) où la déformation relative :

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$$

– D'un rectangle (état plastique) où la déformation relative :

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$$

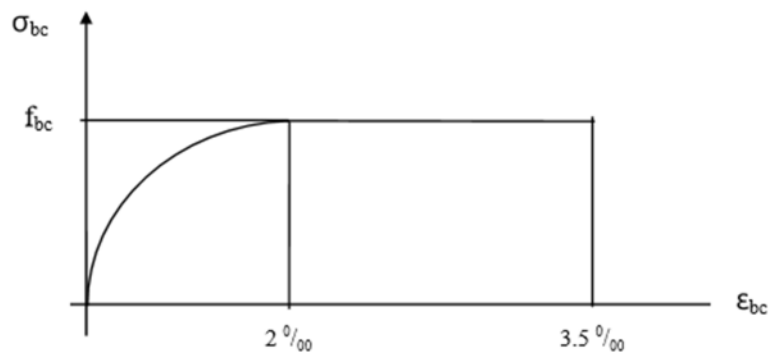


Fig. I.2 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELU)

❖ Contrainte limite de service de résistance à la compression:

La contrainte limite de service à la compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

Les déformations nécessaires pour atteindre l'état limite de service sont relativement faibles, on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique ce qui donne un diagramme de

« contrainte – déformation » linéaire :

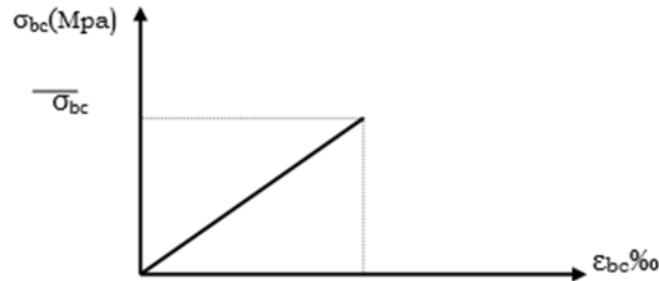


Fig. I.3 : Diagramme « contrainte – déformation » du béton (à l'ELS)

❖ Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement du béton est donnée par **l'article (A.5.1-2-1 du BAEL91)** :

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

$\tau_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est peu nuisible.

$\tau_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est défini comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. On distingue :

-Module d'élasticité instantané (art A-2.1.21 BAEL 91) : Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures il résulte un module égale à

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \Rightarrow $E_{ij} = 32164 \text{ MPa}$

-Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91) Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton on prend un module égal :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819\text{Mpa}$

-Module d'élasticité transversale:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad [\text{MPa}]$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

-Coefficient de poisson : (art A-213 BAEL).

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta_d/d}{\Delta_l/l} \right)$$

Il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I.5.4. Les aciers :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Etant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).

- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone).

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA).

Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis soudés (TS).

Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement $[\psi_s]$
--------------	------------	---------	------------------------------	-------------------------	----------------------------------	----------------------------	--------------------------------------

					[‰]	[η]	
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau. I.1 : Caractéristiques des aciers utilisés

- Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa (article A.2.2-1 du BAEL 91)}$$

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

- Coefficient de POISSON :

Le coefficient de POISSON des aciers est pris égal à : $\nu = 0,3$.

- Contraintes limite :

• **Contrainte limite ultime :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91).} \end{array} \right.$$

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

Pour les treillis soudés TL520 : $\sigma_s = 452,17 \text{ MPa}$.

• **Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissurations sont possibles :

- **Fissuration peu nuisible :** Cas des éléments situés dans des locaux couverts, aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\sigma_s \leq f_e \text{ MPa} \quad \text{(Art A4.5.32BAEL91 modifiées99)}$$

- **Fissurations préjudiciable** : Cas des éléments exposés aux intempéries où il y a un risque d'infiltration, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ MPa} \quad (\text{Art A4.5.33BAEL91 modifiées99})$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences (HA)

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,3$ pour les treillis soudés.

- **Fissurations très préjudiciables** : Cas d'un milieu agressif où l'étanchéité doit être assurée, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ MPa} \quad (\text{Art A4.5.34BAEL91 modifiées99})$$

-Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

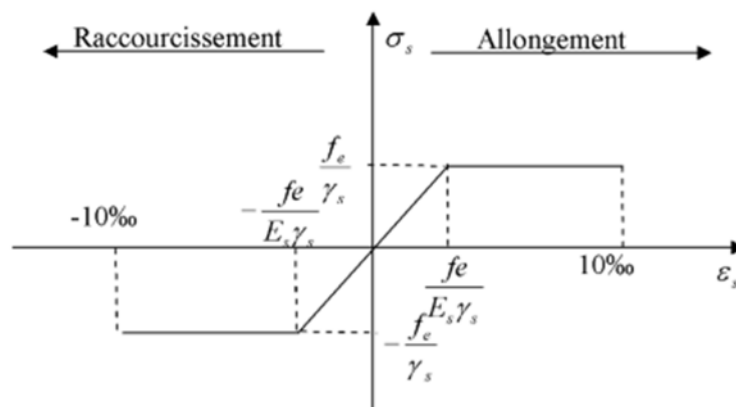


Fig. I.4 : Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

-Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur ; l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

- **c ≥ 5cm**: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

- $c \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $c \geq 1\text{cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.6. Réglementation utilisée :

L'étude de ce projet sera menée selon les règles suivantes :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 VERSION 2003** (Règles Parasismiques Algériennes).
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).
- **DTR-BC-2.2** (Document Technique Réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage à court et à long terme. Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien «RPA 99/Version 2003» et les bases du «BAEL91/modifié99», «CBA 93» ainsi que le «DTR-B.C.2.2» (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.2. Pré-dimensionnement des éléments:

II.2.1 Pré-dimensionnement des planchers :

❖ Plancher en corps creux :

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{(B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :}$$

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

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = 340 - 35 = 305 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{305}{22,5} \quad h_t \geq 13,55 \text{ cm}$$

Epaisseur adoptée : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).

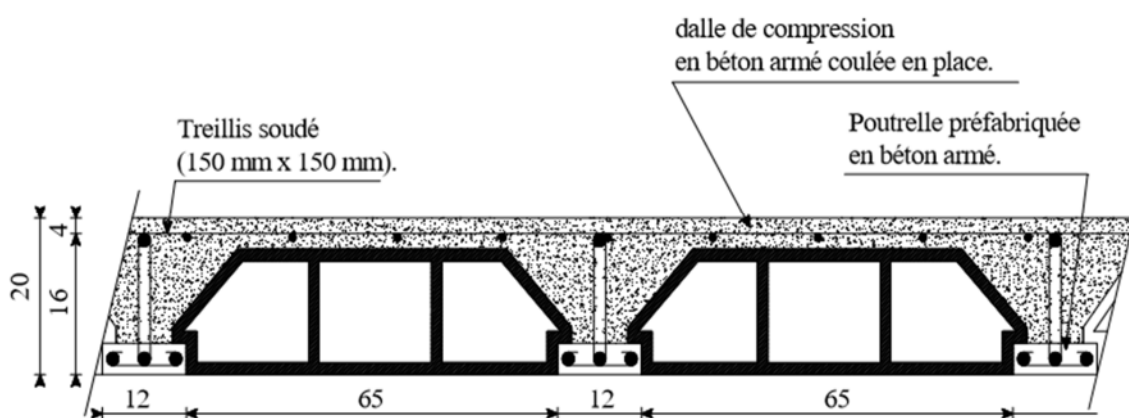


Fig. II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

❖ **Plancher en dalle pleine :**

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

-Condition de résistance au feu :

$e = 7$ cm pour une heure de résistance au feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5$ cm pour quatre heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :

$$e_p = 15 \text{ cm.}$$

-Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m^2 .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

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

On opte pour une épaisseur de $e=15$ cm

II.2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

D'après les prescriptions préconisées par le RPA99 (**modifié 2003**), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Hauteur de la poutre :** $\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$

✓ **Largeur de la poutre :** $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$

Avec :

h_p : Hauteur de la poutre

b_p : Largeur de la poutre

L_{max} : Longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

D'après le (**RPA 99 Art 7.5.1**), les dimensions des poutres en zone IIa.

Doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b_p \geq 20$ cm
2. Hauteur : $h_p \geq 30$ cm
3. Rapport : $\frac{h_p}{b_p} \leq 4$

❖ **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Dans notre cas $L = 350 - 40 = 310$ cm (R.P.A99 révisé en 2003)

Donc :

$$\frac{310}{15} \leq h_p \leq \frac{310}{10} \quad \Rightarrow \quad 20,66 \leq h_p \leq 31 \text{ (cm)}$$

Pour plus de sécurité on prend : $h_p = 35$ cm

$$0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 35 \leq b_p \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b_p \leq 24,5$$

Pour plus de sécurité on prend : $b_p = 25$ cm

La section des poutres principales est : $b_p \times h_p = 25 \times 35$ (cm²)

Vérification des conditions sur RPA [1]

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 35/25 = 1.4 < 4$$

- **Les poutres secondaires : (sens longitudinal)**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

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

Avec $L = 340 - 35 = 305$ cm

$$\frac{305}{15} \leq h_p \leq \frac{305}{10} \quad 20,33 \leq h_p \leq 30,5 \quad \Rightarrow \quad h_p = 30 \text{ cm}$$

$$0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 30 \leq b_p \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b_p \leq 21$$

Pour plus de sécurité on prend : $b_p = 25$ cm

-Vérification des conditions sur RPA

$$h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h/b = 30/25 = 1.2 < 4$$

Les conditions sont vérifiées.

Conclusion : les sections à adopter sont :

- Poutres principales : $(25 \times 35) \text{ cm}^2$

- Poutres secondaires : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

II.2.3 Pré-dimensionnement des voiles :

Leur dimensionnement sera conforme au **RPA 99(Art 7.7.1)**. Les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4a$ seront considérés comme des voiles et dans le cas contraire, seront considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur du voile « a » sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités telle que l'épaisseur minimale des voiles $a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$

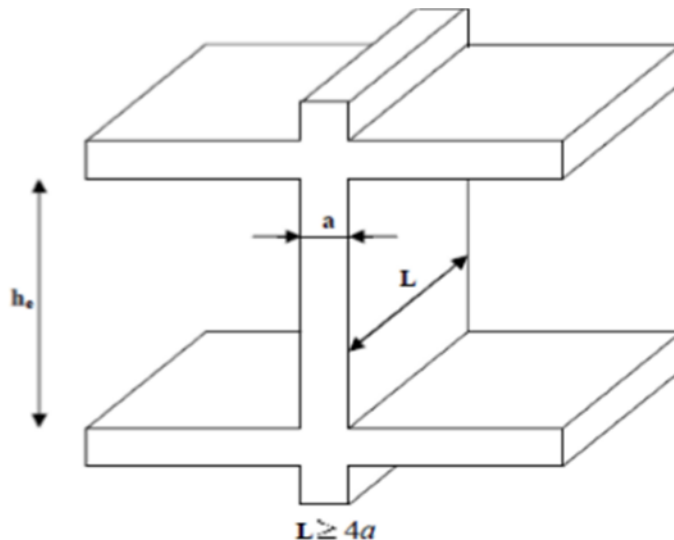


Fig. II.2 : Coupe d'un voile en élévation

L : longueur du voile

a : épaisseur du voile

h_e : Hauteur de l'étage

✓ **Epaisseur des voiles :**

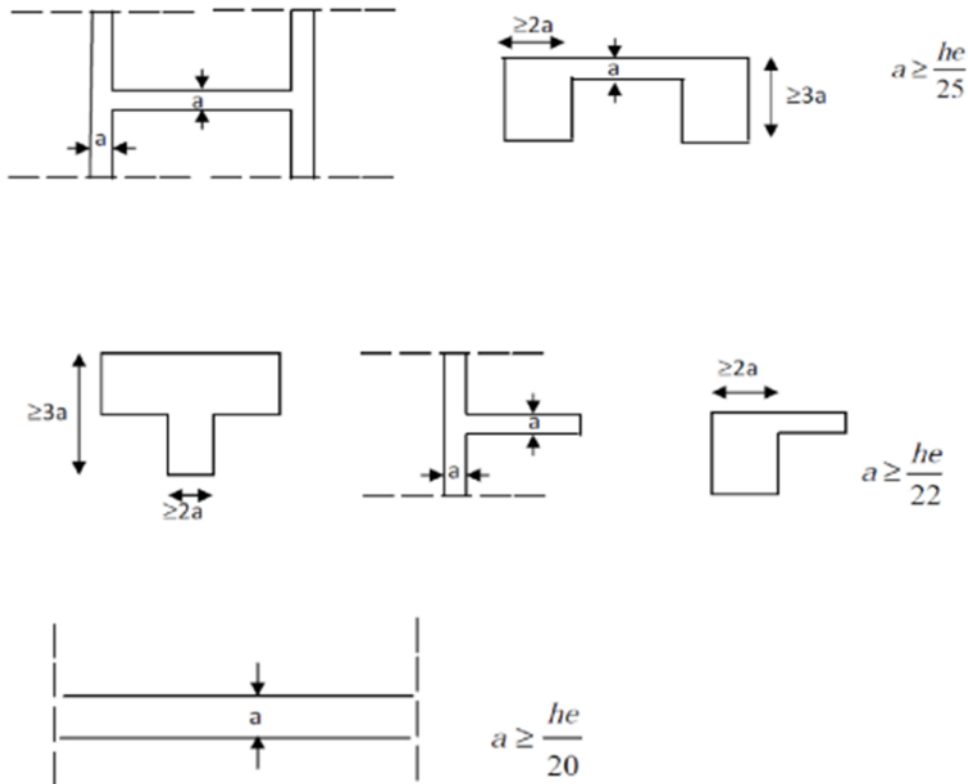


Fig. II.3 : Coupe de voile en plan

1. Au niveau du 1^{er} sous sol et RDC:

$$h_e = 408 - 40 = 368 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{368}{20} = 18,4 \text{ cm}$$

Soit **a = 20 cm**

$$L_{\min} = 408 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

2. Au niveau du 2^{eme} sous sol :

$$h_e = 340 - 40 = 300 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

Soit **a = 20 cm**

$$L_{\min} = 340 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

3. Au niveau de l'étage courant :

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a \geq \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$$

Soit **a = 20 cm**

$$L_{\min} = 306 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \text{ vérifié.}$$

II.2.4. Pré-dimensionnement de l'acrotère:

On a $h_t = 50$ cm

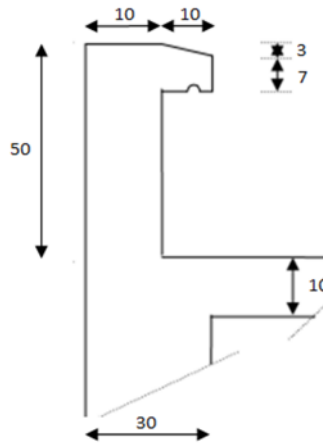


Fig. II.4: Coupe verticale de l'acrotère

Charge permanente G :

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \times [(0,5 \times 0,10) + (0,1 \times 0,1) - (0,03 \times 0,10)/2]$$

$$G_{acr} = 1,46 \text{KN/ml}$$

II.2.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section rectangulaire ou carré.....

Leur pré dimensionnement se fait à l'ELS et en compression simple, en supposant que le béton lui seul reprend l'effort normale en calculant la descente des charges sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression des charges d'exploitation.

$$N_s = G + Q$$

La section transversale du poteau est déterminée par la relation suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N_s : Effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente des charges donnée par le **BAEL91**.

G : charge permanent

Q : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges

σ_{bc} : Contrainte limite à la compression du béton.

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone I et II_a.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$ en zone III et II_b.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq h_1 / b_1 \leq 4$.

L'effort «N » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.3.détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q, nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

a) Charges permanentes :

a.1.Plancher terrasse (inaccessible) :

	Eléments	Epaisseurs e (m)	Poids volumique ρ [KN/m3]	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravier roulé	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Pare vapeur (feuille polyane)	Feuille	0,1	0,01
5	Isolation thermique	0,04	04	0,16
6	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
7	Enduit sous plafond	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				5,83

Tableau II.1 : Charges permanentes (G) Plancher terrasse inaccessible

a.2. Plancher d'étage courant :

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m3]	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons	0,10	/	0,90
Charge permanente total (G)				5,14

Tableau II.2 : Charges permanentes (G) Plancher étage

a.3. Dalles pleines :

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	22	0,66
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	/	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				5,59

Tableau II.3 : Charges permanentes (G) dalles pleines

a.4.Murs extérieures :

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses extérieures	0,10	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Briques creuses intérieures	0,10	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				2,36

Tableau II.4: Charges permanentes (G) murs extérieurs

a.5.Murs intérieures :

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
4	Briques creuses intérieures	0,10	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				1,30

Tableau II.5: Charges permanentes (G) murs intérieurs

b) Surcharges d'exploitation :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant (habitation)	1,5
Plancher RDC (bureaux)	2,5
Plancher sous-sol (commercial)	3,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5

Tableau II.6: Surcharges d'exploitation

II.3 : Descente de charge :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité:

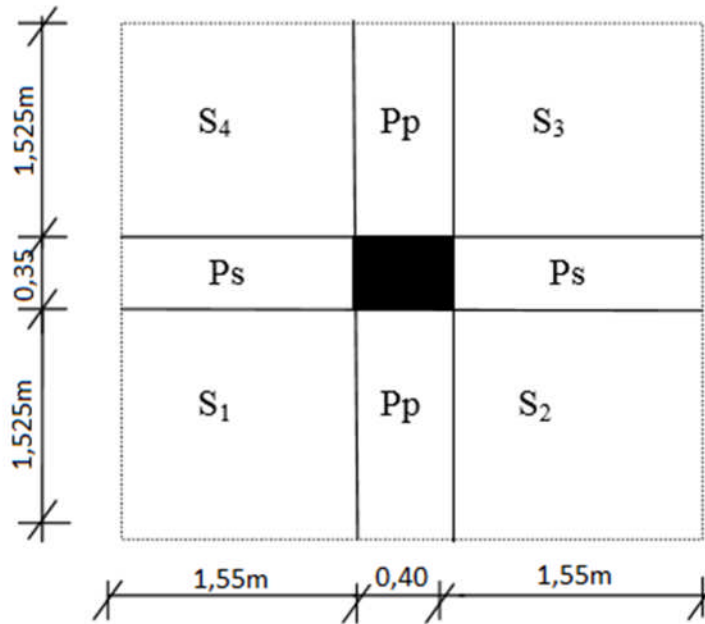


Fig II.5:surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Surface d'influence :

$$S_{\text{nette}}=S1+S2+S3+S4$$

$$S1 =S2=S3=S4=1,525 \times 1,55=2,36 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{nette}}=2,36 \times 4 = 9,44 \text{ m}^2$$

La surface brute est:

$$S= 3,5 \times 3,4= 11,90 \text{ m}^2$$

II.3.1 Poids propre des éléments :

Plancher terrasse: $G \times S =5,83 \times 9,44=55,04 \text{ KN}.$

Plancher étage courant: $G \times S =5,14 \times 9,44=48,52 \text{ KN}.$

-Poutres:

-Poutres principales : $\rho \times b \times h \times (1,525+1,525) =25 \times 0,25 \times 0,35 \times 3,25= 6,67 \text{ KN}.$

-Poutres secondaires : $\rho \times b \times h \times (1,55+1,55) =25 \times 0,25 \times 0,3 \times 3,15= 5,81 \text{ KN}.$

-Poids poutres principales + poids poutres secondaires =**12,48 KN.**

-Poteaux:

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on calcul leurs poids, après avoir fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$b = 25\text{cm}.$

$h = 30\text{cm}$

-poteaux RDC et poteaux 1^{er} sous sol : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 4,08 = 7,65\text{KN}.$

-poteaux 2^{eme} sous sol : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 3,40 = 6,37\text{KN}.$

-poteaux étage courant : $\rho \times S \times h = 25 \times 0,25 \times 0,30 \times 3,06 = 5,74\text{KN}.$

II.3.2 Surcharge d'exploitation :

Sous sols: $Q \times S = 2,5 \times 9,44 = 23,6 \text{ KN}.$

Etage courant : $Q \times S = 1,50 \times 9,44 = 14,16 \text{ KN}.$

Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1,00 \times 9,44 = 9,44 \text{ KN}$

II.3.3 Loi de dégression des surcharges :

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9(Q_1 + S_2)$

$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

\vdots
 \vdots
 $\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$

Pour $n \geq 5$

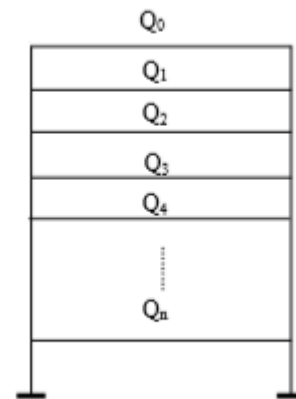


Fig II.6. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

• Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	Sous sol
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,69	0,66	0,65	0,63

• Les surcharges cumulées :

$$Q_0 = 9,44 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 9,44 + 14,16 = 23,6 \text{ KN.}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 9,44 + 0,95 (14,16 \times 2) = 36,34 \text{ KN.}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 9,44 + 0,90 (14,16 \times 3) = 47,67 \text{ KN.}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 9,44 + 0,85 (14,16 \times 4) = 67,58 \text{ KN.}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 9,44 + 0,80 (14,16 \times 5) = 66,08 \text{ KN.}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 9,44 + 0,75 (14,16 \times 5 + 23,6) = 80,24 \text{ KN.}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 9,44 + 0,714 (14,16 \times 5 + 56,64) = 100,43 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0,69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 9,44 + 0,69 (14,16 \times 5 + 56,64 + 23,6) = 113,65 \text{ KN}$$

NIV	charges permanentes KN					charges exploitations KN		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	G plancher	G poutre	G poteau	G totale	G cum	Q plancher	Q cum	N=G _c +Q _c	S trouvée	S adoptée
5	55,04	12,48	0,00	67,52	67,52	9,44	9,44	76,96	51,30	30× 35
4	48,52	12,48	5,74	66,74	134,26	14,16	23,6	157,86	105,24	30× 35
3	48,52	12,48	5,74	66,74	201	14,16	37,76	238,76	159,17	30× 35
2	48,52	12,48	5,74	66,74	267,74	14,16	51,92	319,66	213,10	30× 35
1	48,52	12,48	5,74	66,74	334,48	14,16	66,08	400,56	267,04	35× 40
RDC	48,52	12,48	7,65	68,65	403,13	23,6	89,68	492,81	328,54	35× 40
SS1	48,52	12,48	7,65	68,65	471,78	23,6	113,28	585,06	390,04	35× 40
SS2	48,52	12,48	6,37	67,37	539,15	23,6	136,88	676,03	450,68	35× 40

Tableau II.7 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

• **Vérfications relatives aux exigences du RPA :(Art7.4.1du RPA99)**

-Pour les étages courant :

Min (b, h) =30 ≥25cmCondition vérifiée.

Min (b, h) ≥ h_e/20 ⇒ 30 ≥ 306/20=15,3 cmCondition vérifiée.

-Pour le 1^{er} sous sol et RDC:

Min (b, h) =35 ≥ 25cmCondition vérifiée.

Min (b, h) =35 ≥ h_e/20 = 408/20 =20,4cm..... Condition vérifiée.

-Pour le 2^{ème} sous sol:

Min (b, h) =35 ≥25cmCondition vérifiée.

Min (b, h) =35 ≥ h_e/20 =340/20 =17cm..... Condition vérifiée.

• **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.

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

Avec:

λ : Elancement du poteau.

L_f : Langueur de flambement ($l_f = 0.7 L_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

L_0 : hauteur libre du poteau

B : section transversale du poteau ($B = b \times h$)

I : Moment d'inertie du poteau

Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}L_f}{b}$$

-Poteaux du 1^{er} sous sol et RDC :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 408}{35} = \mathbf{28,26} \quad \lambda < 50 \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

-Poteaux du 2^{ème} sous sol :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 340}{35} = \mathbf{23,55} \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \mathbf{condition\ vérifiée.}$$

-Poteaux de l'étage courant :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = \mathbf{24,73} \quad \lambda < 50 \dots\dots\dots \mathbf{condition\ vérifiée.}$$

II.4 conclusion :

- Pré dimensionnement des planchers : ht= 20cm.
- Pré dimensionnement de la dalle pleine (balcons) : ht= 15 cm.
- Pré dimensionnement des poutres :
Poutres principal :(25x35) cm²
Poutres secondaire :(25x30) cm²
- Pré dimensionnement des voiles : ht = 20cm.
- Pré dimensionnement des poteaux :
Poteaux niveau SS2, SS1, RDC, 1^{er} étage: (35x40) cm²
Poteaux 2^{ème} au dernier étage : (30x35) cm²

Chapitre III

Calcul des éléments

III. Calcul des éléments:

III.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, elles doivent être vérifiées sous l'action de la charge sismique. Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les planchers à corps creux.
- Les balcons en dalle pleine.
- Les escaliers et la poutre palière.
- La poutre de chaînage.

III.2 Calcul de l'acrotère :

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 [m] de largeur.

III-2.1 Schéma statique de l'Acrotère :

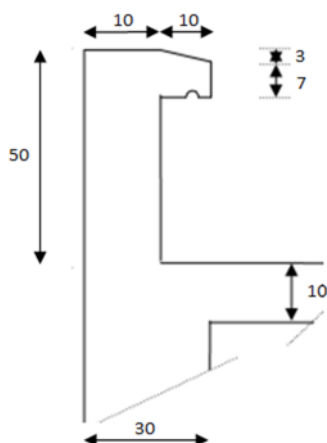


Fig.III.1: Coupe transversale de l'acrotère

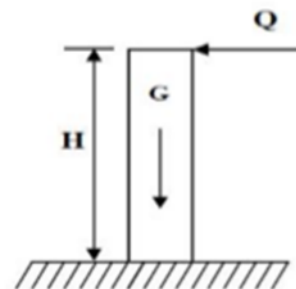


Fig.III.2: Schémas statique.

III-2.2 Détermination des sollicitations :**III-2.2.1 Inventaire des charges :**

- **Poids propre de l'acrotère:**

$$G = \rho \cdot S \cdot 1m$$

Avec:

ρ : masse volumique du béton.

S: section longitudinale de l'acrotère.

$$G_{acr} = 25 \times [(0,5 \times 0,10) + (0,1 \times 0,1) - (0,03 \times 0,10)/2] \times 1$$

$$G_{acr} = 1,46 \text{KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : Q = 1KN

III-2.2.2 Les efforts internes :

- a) **Effort normal dû au poids propre «G» :**

$$N_G = G \times 1m = 1,46 \text{KN}$$

- b) **Effort normal dû à la main courante « Q » :**

$$N_Q = 0 \text{ KN.}$$

- c) **Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :**

$$M_G = 0 \text{ kg.m}$$

- d) **Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q »**

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,5 = 0,5 \text{KN.m}$$

- e) **Effort tranchant dû au poids propre «G» :**

$$T_G = 0 \text{ KN.}$$

- f) **Effort tranchant dû à la main courante « Q » :**

$$T_Q = Q \times 1m = 1,00 \text{ KN.}$$

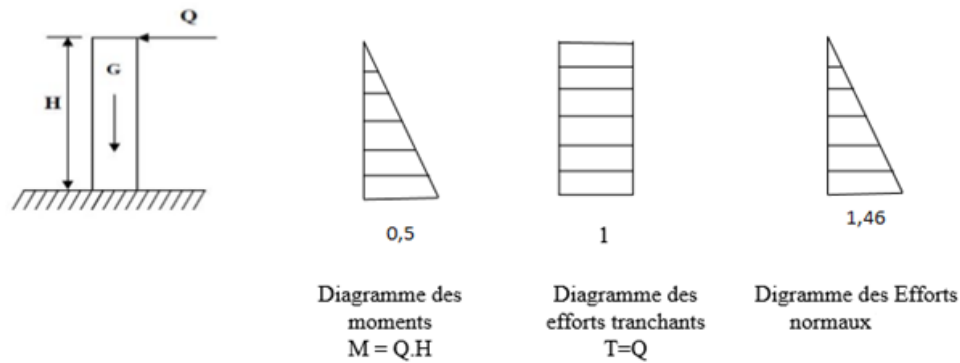


Fig.III.3:Diagrammes des efforts internes.

III-2.3 Combinaisons des charges: (art A.3.2.2, BAEL)

➤ A l'ELU:

La combinaison de charges est : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

-l'effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,46 + 0$
 $= 1,971\text{KN}.$

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,5 + 0$
 $= 0,75\text{KNm}.$

➤ A l'ELS :

La combinaison de charges est : $N_s = N_G + N_Q$

-l'effort normal de compression : $N_s = G = 1,46 = 1,46\text{KN}$

-Moment de renversement: $M_s = M_Q = 0,5 = 0,5\text{KNm}.$

III-2.4 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », soumise à un effort normal « N » et un moment de renversement « M ».

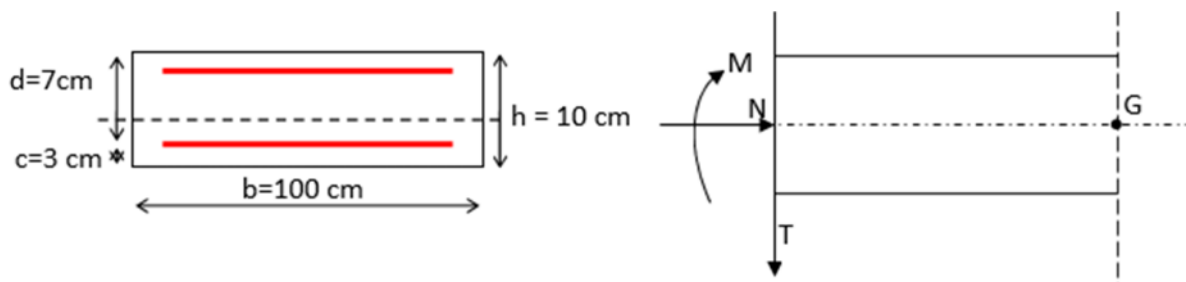


Fig.III.4: Dimensions de la section à ferrailer [cm].

Avec :

- h : Epaisseur de la section.
- c et c' : Enrobage.
- d = h - c : Hauteur utile.
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III-2.4.1 Calcul a l'ELU

III-2.4.2 Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,971} = 0,38\text{m} \approx 40\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} = 2\text{cm} \quad \longrightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression neutre à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

III-2.4.3 Calcul en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = 0,75 + 1,971 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 + 0,4 \right) = 1,502\text{KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}} = \frac{1,502 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,021 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow \beta = 0,993$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{1,502 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,62\text{cm}^2$$

III-2.4.4 Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec: } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0,62 - \frac{1,971}{34,8} = 0,563 \text{ cm}^2$$

III-2.4.5 Vérifications à l'ELU :

➤ **Armatures principales:**

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

$$A_{\min} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 > A = 0,563 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera:

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Soit **As =4HA8=2,01cm²** avec un espacement de **S_t=25cm**.

$$S_t \leq \text{Min} [(3h ; 33\text{cm})] = 30 \text{ cm}$$

On a : 25cm ≤ 30 cm Condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA8=2,01 cm²** avec un espacement **S_t=15cm**.

Vérification des espacements : $S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm})$

On a : 15cmcondition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.2.1) :

Nous avons une fissuration préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa})$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \sum u_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times \pi \times 1 = 12,56$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 125,6} = 0,19 < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Longueur de scellement droit : (BAEL 91 Art 6.1.221)

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III-2.4.6 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

-La contrainte dans les aciers.

-La contrainte dans le béton.

• Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [266,67 ; 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_l d A_s}$$

$$\rho_l = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \quad \beta_l = 0,915 \quad \Rightarrow K_1 = 44,17$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,5 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 38,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 38,83 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_{st}}{K_1} = \frac{201,63}{44,17} = 4,565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,565 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-2.4.7 Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA99.Art6.2.3)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

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

A : Coefficient de zone. (Zone II_a groupe d'usage2)

$$A = 0,15 \quad (\text{ART 4 .2.3tab4-1})$$

C_p: Facteur de force horizontale

$$C_p = 0,8 \quad \text{Tableau (6,1) [RPA99 version 2003]}$$

W_p: Poids de l'acrotère = 1,46 KN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,46 = 0,700 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

Acrotère :

On opte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : 4HA8 avec un espacement St=25cm.

Armatures de répartitions : 4HA8 avec un espacement St=15cm.

III-3. Calcul des planchers :

III-3.1 introduction :

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher; à savoir le plancher à corps creux associé à des poutrelles préfabriquées, avec une dalle de compression. Les poutrelles sont disposées dans le sens de la petite portée. Le plancher en corps creux est constitué de:

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage, et comme isolant, d'épaisseur de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier.

III-3.2 Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}):**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{fe}$$

Avec $L = 65$ cm : distance entre axes des poutrelles ($50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$).

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 5t_4 = 0,63 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

- **Armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$) :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 5t_4 = 0,63 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm

Conclusion :

On adoptera donc un treillis soudé (TLE520) de $(4 \times 4 \times 200 \times 200) \text{ mm}^4$.

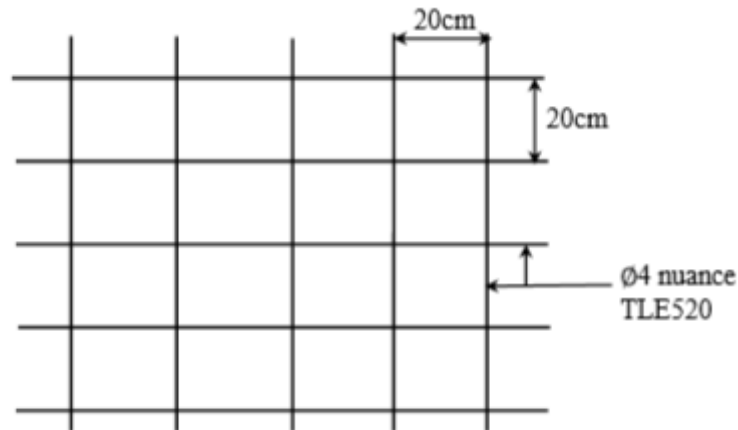


Fig.III.6 Schéma du treillis soudé.

III-3.3 Dimensionnement de la section en Te :

Hauteur de la section..... $h=16+4=20$ cm.

L'épaisseur de la table de compression..... $h_0 =4$ cm

. L'enrobage $c=2$ cm.

La hauteur utile $d=17$ cm.

b_1 : La largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous:

L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

L_1 : Longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L=65-12 =53 \text{ cm.}$$

$$L_1 = 340 \text{ cm}$$

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{340}{10}; \frac{53}{2}; 8 \times 4 \right\} = 26,5 \text{ cm}$$

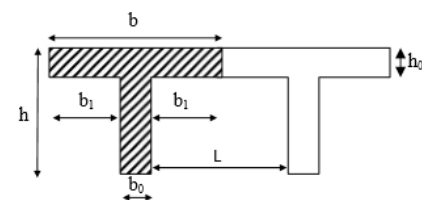


Fig.III.7 construction de la section en Té

b : largeur de la table de compression.

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

III-3.4 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes: avant et après le coulage de la dalle de compression.

III-3.5 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les poutres principales, soumise aux charges suivantes :

- **Charges permanentes :**

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- **Charges d'exploitation (surcharge) :**

- Poids de l'ouvrier (1KN/ml) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

- **Combinaison de charges à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,40^2)}{8} = 3,61 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,40}{2} = 4,25 \text{ KN}$$

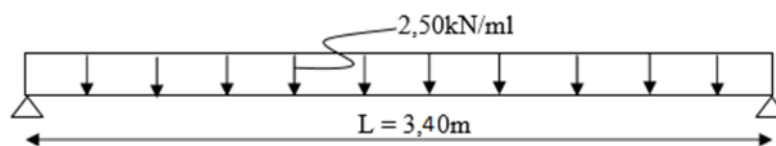


Fig.III.8 Schéma statique de la travée poutrelle.

- **Calcul des armatures :**

Avec : $b = 12 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$ et $d = h - c = 2 \text{ cm}$ (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,61 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 5,29$$

$\mu_b = 5,29 > 0,39 \Rightarrow$ Donc notre Section est doublement armée (SDA)

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges aux quelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 190 cm).

III-3.6 Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

- **Détermination des charges revenant à la poutre (P) :**

-Charges permanentes G :

$$G = G_p \times b = 5.20 \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

-Charges exploitation Q:

$$Q = Q_p \times b = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

La combinaison de charge:

-ELU: $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,03 \text{ KN/ml}$.

-ELS : $q_s = G + Q = 4,36 \text{ KN/ml}$.

III-3.2. Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher; à l'aide des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthodes trois moments.

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

- ✓ **Méthode de calcul :** 1^{er} choix

Méthode forfaitaire

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies [Art B.6.2,210/BAEL91 modifié]

Hypothèse 01: $q \leq (2G; 5KN)$.

Hypothèse 02: Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

Hypothèse 03: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Hypothèse 04: La fissuration est non préjudiciable.

- **Vérification :**

$$Q = 0.98 \text{ KN/ml}$$

$$G = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$Q = 0.98 \leq \max(6,76 ; 5)$ (Hypothèse01 vérifiée).

L'épaisseur est la même pour les différentes travées..... (Hypothèse02 vérifiée).

Le rapport $(L_{2-3}/L_{1-2}) = 3,40/3,40 = 1,00$(Hypothèse03 vérifiée).

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

-Principe de la méthode :

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

-Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

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

- M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;
- M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;
- M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $M_t \geq \max \{1,05M_0; (1+0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w+M_e}{2}$
- $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

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

- ✓ 0,6 M_0 pour une poutre à deux travées
- ✓ 0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ 0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.
- ✓ 0,3 M_0 pour les appuis de rives semi encastés.

Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α $1 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$

$\alpha = \frac{0,98}{0,98+3,38} = 0,22$ $1 \leq 0,22 \leq \frac{2}{3}$ Condition vérifiée.

α	$1+0,3 \alpha$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$
0,22	1,066	0,533	0,633

Tableau III.1: Rapport de charges

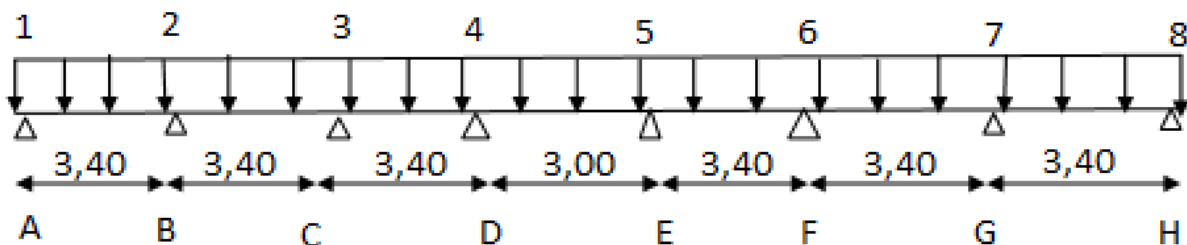


Fig.III.9 Schéma statique.

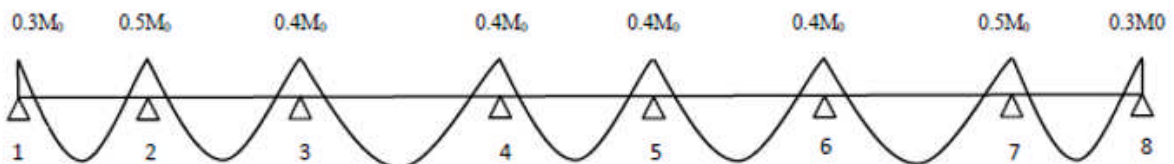
1. Calcul à L'ELU :

Moments isostatiques :

$M_{12}=M_{23}=M_{34}=M_{56}=M_{67}=M_{78} = 6,03 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 8,71 \text{KN.m}$

$M_{45} = 6,03 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 6,78 \text{KN.m}$

Moments aux appuis ;



$M_A = M_H = 0,3 M_1 = 2,61 \text{ KN.m}$

$M_B = M_G = 0,5 \max (M_{12}; M_{23}) = 4,35 \text{ KN.m.}$

$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_{34} = 3,48 \text{ KN.m.}$

Calcul des coefficients :

Pour $\alpha = 0,22$

On a donc :

$$1 + 0,3\alpha = 1,066$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,633$$

Moments en travées :

Les valeurs prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - [M_w + M_e]/2]$$

$$M_t \geq \max[1,2 + 0,3\alpha)/2]M_0$$

$$\text{Travée AB} \quad \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 8,71 - \frac{2,61+4,35}{2} = 5,80 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,633 \times 8,71 = 5,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} \quad \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 8,71 - \frac{4,35+3,48}{2} = 5,37 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,533 \times 8,71 = 4,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD} \quad \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 8,71 - \frac{3,48+3,48}{2} = 5,80 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,533 \times 8,71 = 4,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tCD} = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE} \quad \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 6,78 - \frac{3,48+3,48}{2} = 3,74 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,533 \times 6,78 = 3,61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tDE} = 3,74 \text{ KN.m}$$

Par symétrie :

$$M_{iAB} = M_{iGH} = 5,80 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = 5,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = M_{tEF} = 5,80 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w + M_e}{L} + \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	2,61	4,35	3,48	3,48	3,48	3,48	4,35
M_e	4,35	3,48	3,48	3,48	3,48	4,35	2,61
T_w	12,29	12,55	12,29	11,36	12,29	12,55	12,29
T_e	-8,21	-7,95	-8,21	-6,73	-8,21	-7,95	-8,21

Travée	L(m)	2. ELU					
		M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	3,40	8,71	5,80	2,61	4,35	12,29	-8,21
2-3	3,40	8,71	5,37	4,35	3,48	12,55	-7,95
3-4	3,40	8,71	5,80	3,48	3,48	12,29	-8,21
4-5	3,00	6,78	3,74	3,48	3,48	11,36	-6,73
5-6	3,40	8,71	5,80	3,48	3,48	12,29	-8,21
6-7	3,40	8,71	5,37	3,48	4,35	12,55	-7,95
7-8	3,40	8,71	5,80	4,35	2,61	12,29	-8,21

Tableau.III.11 : tableau récapitulatif des résultats obtenus

Les diagrammes des moments et efforts tranchants calculés à l'ELU

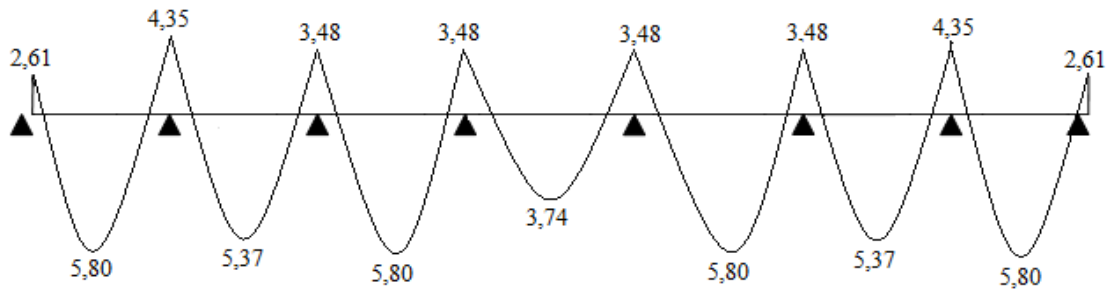


Fig.III.10 : diagramme des moments

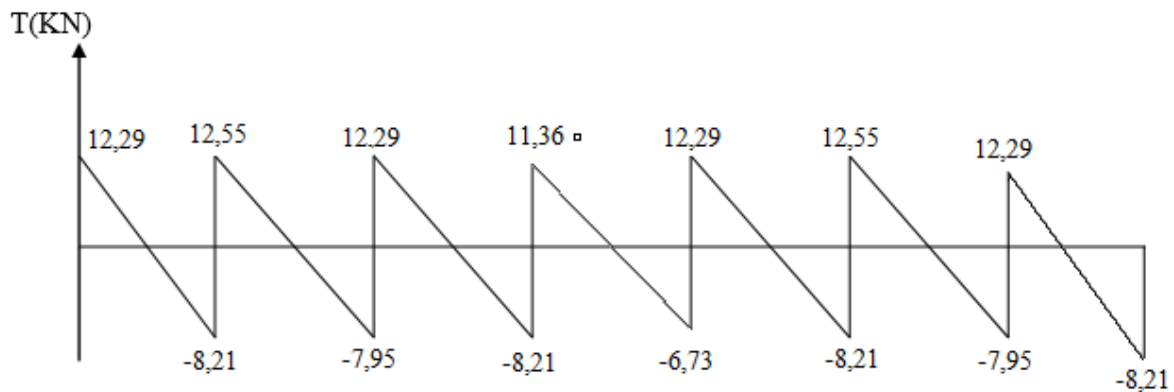


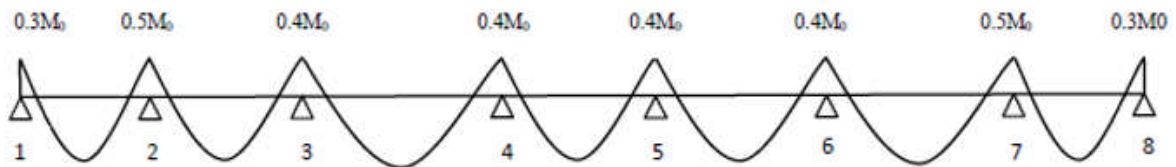
Fig.III.11 : diagramme des efforts tranchants.

3. Calcul à L'ELS :

Moments isostatiques :

$$M_{01} = 4,36 \times \frac{(3,40)^2}{8} = 6,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{45} = 4,36 \times \frac{(3,00)^2}{8} = 4,91 \text{ KN.m}$$



$$M_A = M_H = 0,3 M_1 = 1,89 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max (M_{12} ; M_{23}) = 3,15 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = M_D = M_E = M_F = 0,4 M_{34} = 2,52 \text{ KN.m.}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w + M_e}{L} + \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
M_w	1,89	3,15	2,52	2,52	2,52	2,52	1,89
M_e	3,15	2,52	2,52	2,52	2,52	3,15	3,15
T_w	8,89	9,07	8,89	9,06	8,89	9,07	8,89
T_e	-8,21	-7,95	-8,21	-6,73	-8,21	-7,95	-8,21

Calcul des moments en travées :

Les valeurs prises pour M_t , M_w , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max[1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - [(M_w + M_e)/2]$$

$$M_t \geq \max[(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_0$$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 6,3 - \frac{1,89+3,15}{2} = 4,19 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,633 \times 6,3 = 3,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tAB} = 4,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 6,3 - \frac{3,15+2,52}{2} = 3,88 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,633 \times 6,3 = 3,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tBC} = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée CD} \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 6,3 - \frac{2,52+2,52}{2} = 4,19 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,633 \times 6,3 = 3,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tCD} = 4,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée DE} \begin{cases} M_t \geq 1,066 \times 4,91 - \frac{2,52+2,52}{2} = 2,71 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0,633 \times 6,3 = 3,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Soit } M_{tDE} = 3,99 \text{ KN.m}$$

Par symétrie :

$$M_{tAB} = M_{tGH} = 4,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = M_{tEF} = 4,19 \text{ KN.m}$$

Travée	L(m)	ELS					
		M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	T_w (KN)	T_e (KN)
1-2	3,40	6,3	4,19	1,89	3,15	8,89	-5,93
2-3	3,40	6,3	3,99	3,15	2,52	11,30	-3,52
3-4	3,40	6,3	4,19	2,52	2,52	8,89	-5,93
4-5	3,00	4,91	3,99	2,52	2,52	8,02	-5,05
5-6	3,40	6,3	4,19	2,52	2,52	8,89	-5,93
6-7	3,40	6,3	3,99	2,52	3,15	11,30	-3,52
7-8	3,40	6,3	4,19	2,52	2,52	8,89	-5,93

tableau.III.13 : récapitulatif des résultats obtenus

Les diagrammes des moments et efforts tranchants calculés à l'ELS :

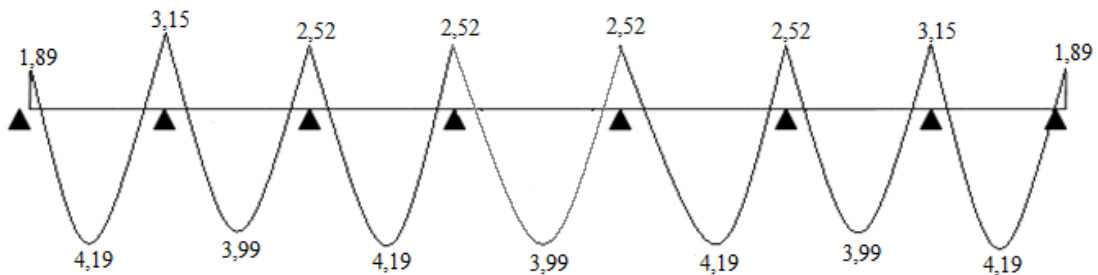


Fig.III.12 : diagramme des moments

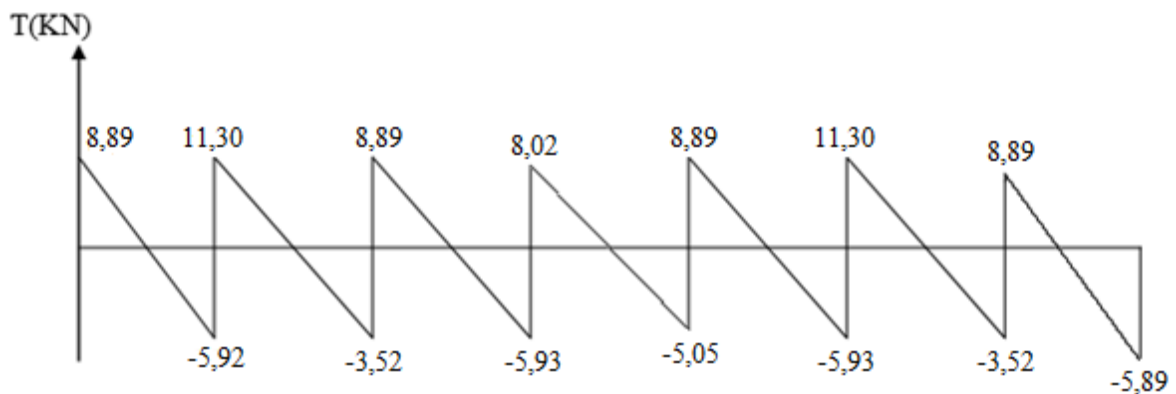


Fig.III.13 : diagramme des efforts tranchants.

III-3.3. Calcul des armatures :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

III-3.3.1. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage sera calculé à l'E.L.U avec les moments max en travées et sur appuis.

- **Armatures en travée :**

$$M_t^{\max} = 5,80 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_{table} = bh_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 0,04 \times 0,65 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,07 \text{ KN.m}$$

$M_{table} = 59,07 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 5,80 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (65x20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,80 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392$$

Donc la section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,019 \Rightarrow \text{ Du tableau on tire } \beta = 0,991$$

$$\text{D'où la section d'armatures sera donnée par : } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,80 \times 10^3}{0,991 \times 18 \times 400 / 1,15} = 0,934 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Armature aux appuis :

$$M_t^{\max} = 5,80 \text{ KN.m}$$

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire $(b \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,80 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,105 < 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0,105 \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,80 \times 10^3}{0,945 \times 18 \times 400/1,15} = 0,980 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre des armatures transversales (article : A.7.2, 2 B.A.E.L 91):**

Les armatures transversales doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right).$$

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,0\right) = 0,57 \text{ cm. On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte : 2HA8 $\Rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

- **Calcul des espacements : (article : A.5.1.22 B.A.E.L 91)**

L'espacement St des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire la condition suivante : $St \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$

On adopte un espacement : St= 15 cm

- ❖ **Vérifications à l'ELU :**

- a) **Condition de non fragilité : (art A 4.2.1/BAEL 99)**

- **En travée :**

On doit vérifier que :

$$A \geq A_{min} = 0,23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 < A = 2,35 \text{ cm}^2 \quad CV$$

- **aux appuis :**

$$A_{min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2 < A = 1,57 \text{ cm}^2 \quad CV.$$

- b) **Vérification de l'effort tranchant (Art 51.211/BAEL91 modifié 99) :**

- **Appuis de rives:**

Il faut que : $V_u \leq \bar{V}_u = 0,267b_0 \times 0,9df_{c28} = 129,762 \text{ KN}$

$$V_u = 12,29 \text{ KN} < 129,762 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires:**

$$V_u = 12,55 \text{ KN} < 129,762 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- c) **Vérification au cisaillement : (art. A.5,1.1/BAEL.91)**

$$Vu_{max} = 12,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{12,55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,581 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,581 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \text{condition vérifiée}$$

- d) **Vérification de l'adhérence et l'entraînement :(BAEL91/ Art 6.1,3):**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par:

$$\bar{\tau}_u = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \Psi_s = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma U_i} = \frac{12,55 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3,14 \times 2 \times 10} = 1,233 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,233 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- e) **Encrage des barres :(BAEL91modifiée99/Art A.6.1.23)**

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \cdot \Psi_{se}^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de (Art.6.1.253 BAEL91modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A. $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,108 \text{ cm}$

❖ **Vérfications à l'ELS :**

- a) **Etat limite de résistance de béton en compression :**

- **En travée :**

$$M_t^{\max} = 4,19 \text{ KN.m}$$

- **La contrainte dans les aciers :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3HA10=2,35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,19 \times 10^{-3}}{0,856 \times 0,18 \times 2,35 \times 10^{-4}} = 115,72 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s = 115,72 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{115,72}{19,72} = 5,86 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Les vérifications étant satisfaites, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25,32$$

• **La contrainte dans les aciers :**

$$M_a^{\max} = 3,15 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{3,15 \times 10^{-3}}{0,876 \times 0,18 \times 1,57 \times 10^{-4}} = 127,24$$

$\sigma_s = 127,24 \text{ MPa} < \sigma_s = 348 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

• **La contrainte dans le béton :**

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{127,24}{25,32} = 5,025 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 5,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

b) Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{4,2}{f_e}$$

- Avec:
- h** : hauteur total (20cm)
 - L**: portée entre nus d'appuis (L=3,40m)
 - M_t**: Moment max en travée (Mt=4,19KN.m)
 - M₀**: Moment max de la travée isostatique
 - A**: section des armatures.
 - b₀**: Largeur de la section
 - d**: hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{340} = 0,058 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

⇒ Vu que la première condition n'est pas vérifiée donc calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche !**

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500}$$

f: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

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

I_{fv}: inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

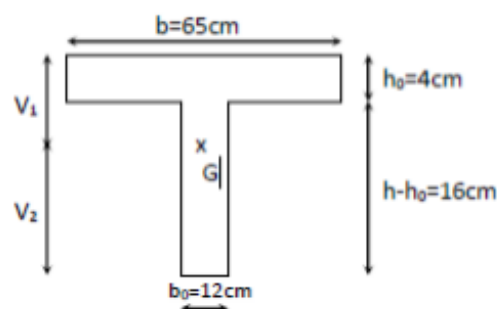


Fig.III.14 Schéma statique.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{S_{XX}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + h_0 (b - b_0) \left[\frac{h_0^3}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_t (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,09^3 + 12,91^3) + 4(65 - 12) \left[\frac{4^3}{12} + (7,09 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,91 - 2)^2$$

$$I_0 = 27307,68 \text{ cm}^4$$

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,01 (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,64$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 115,72 + 2,1}; 0 \right) = 0,45$$

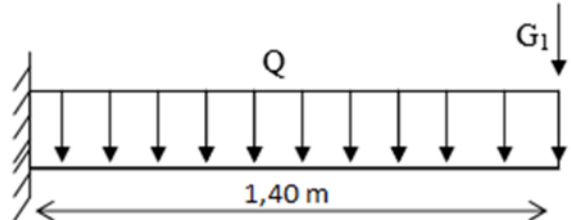
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 27307,68}{1 + (0,45 \times 1,64)} = 17282,91$$

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,19 \times 3,40^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 17282,91} = 0,25 \text{ m} < \frac{L}{500} = 0,68 \text{ m} \quad \text{vérifiée}$$

III.4. BALCONS :

III.4.1 Calcul des balcons :

Le balcon se calcul comme un consol encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher soumise a une charge horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_Q dans la section d'encastrement. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, dont la section est soumise à la flexion simple sous les sollicitations suivantes:



Q: charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G: charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en briques creuses, d'une hauteur de 1m, et d'une épaisseur de 10cm.

Fig.III.4.1 Schéma Statique du balcon

III.4.1.1 Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{1,40}{10} = 14 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.1.2 Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

	compositions	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,03	22	0,66
3	Couche de sable	0,03	18	0,54
4	Dalle pleine en béton armé	0,15	/	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	10	0,20
Charge permanente total (G)				5,59

- La charge concentrée :(poids propre de garde corps)

$P_{mur} =$ Poids de brique creuse + 2 (poids de l'enduit en ciment, $e_p = 2\text{cm}$).

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/ml)
1	Poids de brique creuse	10	/	0,9
2	Poids de l'enduit en ciment	04	0,18	0,72
$G_{total} = 1,62$				

$$P_{\text{mur}} = 1,62 \text{ KN.}$$

- **Surcharge d'exploitation :**

-La surcharge d'exploitation des balcons: $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

-Surcharges revenant au garde corps: $Q_1 = 1 \text{ KN/ml.}$

III.4.1.3 Ferrailage :

- **A L'ELU :**

- a) **Combinaison des charges :**

$$\text{Dalle pleine : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 1,35 \times 5,59 + 1,5 \times 3,5 = 12,79 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde corps : } g_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,62 = 2,187 \text{ KN}$$

-Le moment provoquer par la charge q_u est:

$$M_{qu} = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{12,79 \times 1,4^2}{2} = 12,53 \text{ KN.m}$$

-Le moment provoquer par la charge g_u est:

$$M_{gu} = g_u \times l = 2,187 \times 1,4 = 3,06 \text{ KN.m}$$

-Le moment total :

$$M_u = 12,53 + 3,06 = 15,59 \text{ KN.m}$$

- a) **Armatures principales :**

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

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,064 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,59 \times 10^3}{0,967 \times 13 \times 348} = 3,59 \text{ cm}$$

On adopte 4HA12 = $4,52 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm.}$

- b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \quad \text{On adopte 4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérifications :**

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.2, 1/BAEL 91)**

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A = 4,52 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres : (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)**

$$V_u = q_u \cdot l + G_1 = 12,79 \times 1,4 + 1,62 = 19,52 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \sum U_i = 3,14 \times 4 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = \frac{19,52 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,072} = 1,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec :} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19,52 \times 10}{100 \times 13} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

- **Ancrage rectiligne des barres :**

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec :} \quad \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad \text{On prend } L_s = 45 \text{ cm}$$

Soit la longueur de crochet égale à :

$$0,4 \times L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

Soit : $L_s = 18$ cm.

Les armatures calculées sont suffisantes. (BAEL 99 ; A.6.1.22)

L'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5,59 + 3,5 = 9,09 \text{ KN/ml}$$

$$g_s = 1,62 \times 1\text{m} = 1,62 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul du moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{9,09 \times 1,4^2}{2} + 1,62 \times 1,4 = 11,17 \text{ KN.m}$$

c) Vérification des contraintes :

a) la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \beta_l = 0,908 \\ K_l = 39,35 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{11,17 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,52} = 209,36 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{209,36}{39,35} = 5,32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a) Vérification de la flèche :

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

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

$$\frac{15}{150} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{11,17}{10 \times 11,17} = 0,1 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{4,52}{100 \times 13} = 0,0035 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4 Les escaliers :

L'escalier est un ouvrage réalisé en béton armé coulé sur place qui permet la circulation entre les différents étages du bâtiment. Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

-Escalier de Sous-sol ; ce type comporte une volée.

-Escalier de l'étage courant ; ce type comporte deux volées et un palier intermédiaire.

III-4.1 Terminologie :

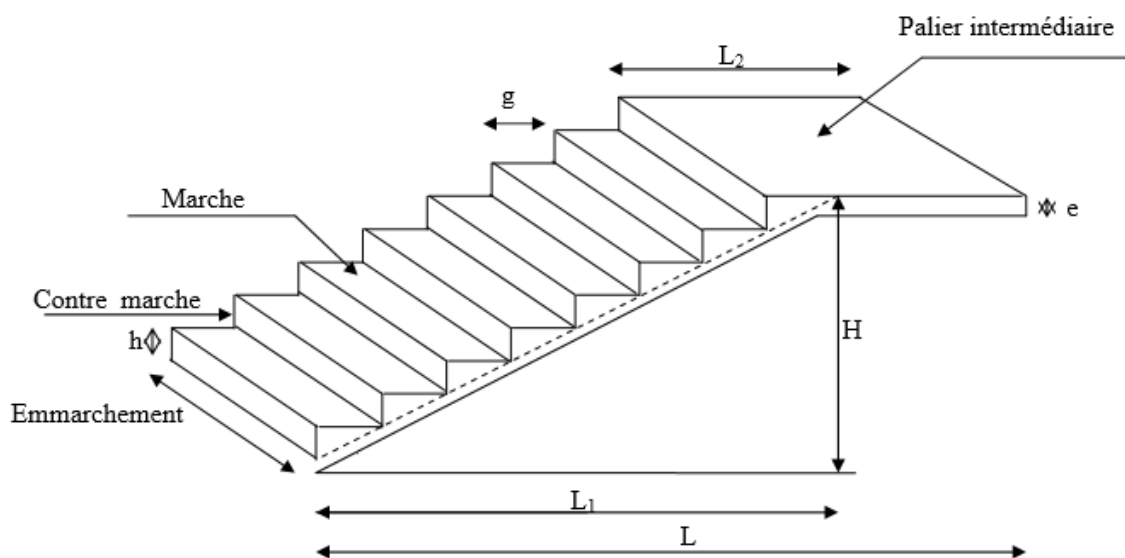


Fig.III.4.2:schéma de l'escalier.

Notations utilisées:

g : Largeur des marches ;

h : Hauteur des contre marches ;

H : Hauteur de la volée ;

L_1 : Longueur de la paillasse projetée;

L_2 : Largeur du palier;

e : Epaisseur de la paillasse et du palier.

III-4.2 Pré dimensionnement de l'escalier à calculer :

Dans cette partie, on a étudié les escaliers d'étage courant qui comporte deux volées et un palier intermédiaire.

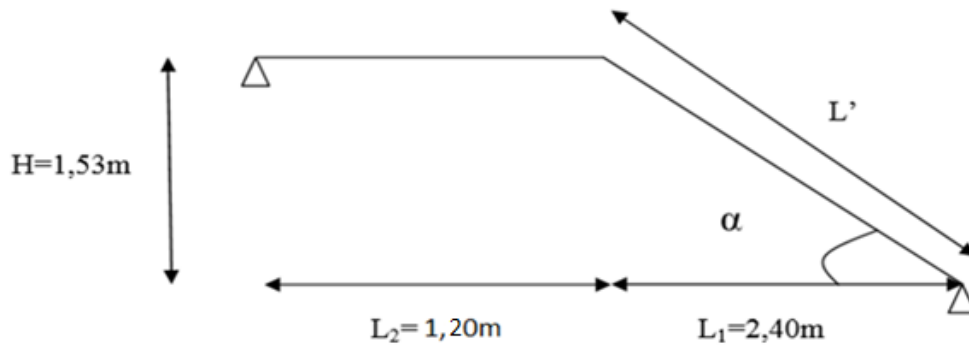


Fig.III.4.3: Coupe verticale de la volée

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités :

a) **Formule de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \geq g + 2h \geq 66\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : $14\text{cm} \geq h \geq 18\text{cm}$

On prend : **h = 17cm**

En utilisant l'équation (1), on obtient : **g = 30cm**

b) **Calcul du nombre de contre marches et de marches :**

n: Nombres de contre marche.

$m = n - 1$: Nombre de marche pour une volée.

Soit une volée de 1,53 m de hauteur $H = 1,53\text{m}$

• **Le nombre de contre marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{Soit: } n = 09 \text{ contre marches}$$

• **Nombre de marches m :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \quad \text{Soit : } m = 08 \text{ marches}$$

c) **Le giron g:**

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \quad \text{Soit : } g = 30\text{cm}$$

d) **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{cm}$$

On remarque bien que : $59\text{cm} \geq 64\text{cm} \geq 66\text{cm} \rightarrow$ **condition vérifiée**

e) Détermination de l'épaisseur de la paillasse : D'après le (BAEL91, modifiée99)

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L = L' + L_2$

• **Calcul de α :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,52^\circ*$$

$$L_0 = \frac{240}{\cos \alpha} + 100 = 384,63$$

Epaisseur de la paillasse : $12,82\text{cm} \leq e_p \leq 19,23\text{cm}$

On opte pour : $e_p = 17\text{cm}$

III-4.3 Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

a) Charges permanentes :

• **La volée :**

$$\text{Poids de la marche : } 1 \times 25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125\text{KN/ml}$$

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m^3)	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2. mortier de pose	0,02	22	0,44
3. couche de sable	0,03	18	0,54
4. enduit ciment	0,02	18	0,36
4. palliasse	$\frac{0,17}{\cos 32,52}$	25	5,04
6. Gard corps		0,2	0,2
$G_{\text{paillasse}} = 7,02 + 2,125 = 9,15\text{KN}/\text{m}^2$			

Tableau III.4.1: la charge revenant à la volée.

- Le palier :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m^3)	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2. mortier de pose	0,02	22	0,44
3. couche de sable	0,03	18	0,54
4. enduit ciment	0,02	18	0,36
5. palier	0,17	25	4,25
			$G_{palier} = 6,03KN/m^2$

Tableau III.4.2: la charge revenant au palier.

- b) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donné par le DTR, qui est la même pour la volée et le palier :

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2.$$

III-4.4 Combinaison des charges :

- ELU : $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1m$

-Palier : $q_u = (1,35 \times 6,03 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 11,89KN/ml$

-Volée : $q_u = (1,35 \times 9,15 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 16,10KN/ml$

- ELS : $q_s = (G + Q) \times 1m$

- Palier : $q_s = (6,03 + 2,5) \times 1m = 8,63 \text{ KN/ml}$

-Volée : $q_s = (9,15 + 2,5) \times 1m = 11,65 \text{ KN/ml}$

III-4.5 Calcul à l'ELU :

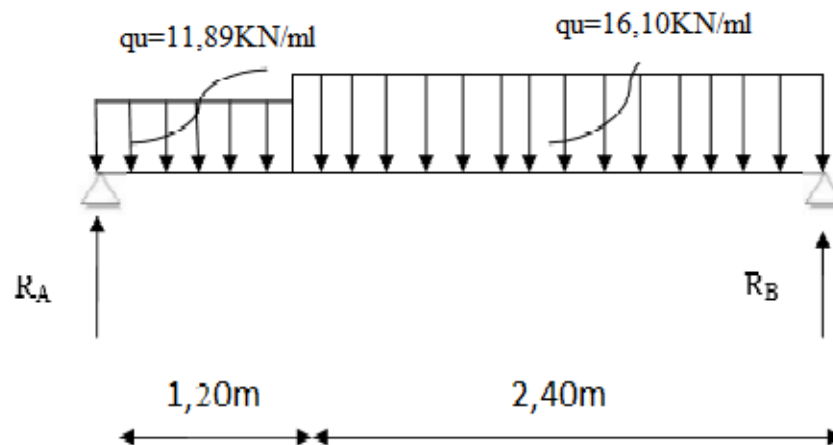


Fig.III.4.4 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

• Réactions d'appuis :

➤ $\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 11,89 \times 1,20 + 16,10 \times 2,40$

$$R_A + R_B = 52,91$$

➤ $\sum M/B = 0 \rightarrow 3,6R_A - q_{u1} \times 1,20 \times \left(\frac{1}{2} + 2,40\right) - q_{u2} \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}$

$$R_A = \frac{11,89 \times 1,2 \times 3 + 16,10 \times 2,4 \times 1,2}{3,6} = 24,77 \text{ KN}$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} R_A = 24,77 \text{ KN} \\ R_B = 28,14 \text{ KN} \end{cases}$$

• Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants

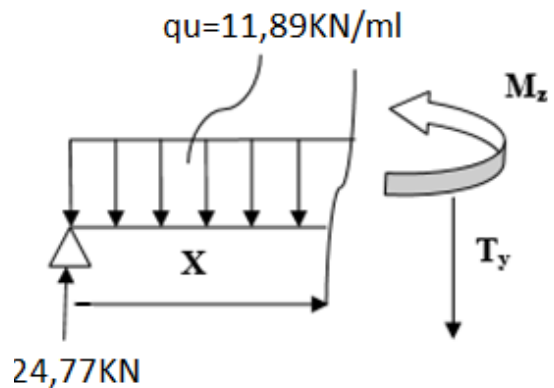
- Tronçon: $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

$$T_y = -11,89x + 24,77$$

$$\begin{cases} T_y = +24,77 \text{ KN} \text{ pour } x = 0 \\ T_y = +10,50 \text{ KN} \text{ pour } x = 1,20\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -5,94x^2 + 24,77x$$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ pour } x = 0 \\ M_z = +21,16 \text{ KN.m} \text{ pour } x = 1,20\text{m} \end{cases}$$

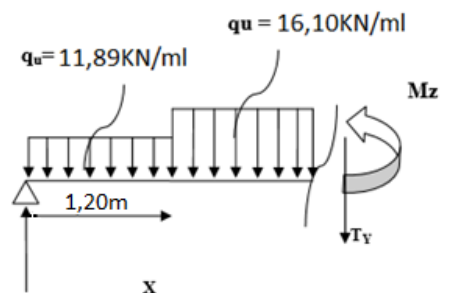


- Tronçon: $1,20\text{m} \leq x \leq 3,6\text{m}$

$$T_y = 24,77 - 11,89 \times 1,20 - 16,10 \times (x - 1,20)$$

$$T_y = 29,82 - 16,1x$$

$$\begin{cases} T_y = +10,50 \text{ KN} \text{ pour } x = 1,20\text{m} \\ T_y = -28,14 \text{ KN} \text{ pour } x = 3,6\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = 24,77x - [11,89 \times 1,20 \times (x - 0,6)] - 16,10 \times \frac{(x - 1,20)^2}{2}$$

$$M_z = -8,05x^2 + 29,83x - 3,03$$

$$\begin{cases} M_z = 21,17 \text{ KN.M} \text{ pour } x = 1,20\text{m} \\ M_z = 0 \text{ pour } x = 3,60\text{m} \end{cases}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T_y (KN)	M_Z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,20m$	$T_y = -11,89x + 24,77$	$M_Z = 5,94x^2 + 24,77x$	0	24,77	0
			1,2	10,50	21,17
$1,20m \leq x \leq 3,6m$	$T_y = 29,82 - 16,1x$	$M_Z = -8,05x^2 + 29,83x - 3,03$	1,2	10,50	21,17
			3,6	-28,14	0

Tableau III.4.3: Les efforts internes à l'ELU

Calcul de M_{max} :

$$dM_Z(x)/dx = T_y \text{ donc } T_y = 0 \rightarrow M_Z = M_{max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = -16,1x + 29,82 = 0 \rightarrow x = 1,85m$$

$$M_Z^{max} = M_Z(1,85) = 24,60KN.m$$

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_Z^{max} au niveau des appuis et en travée.

Moment aux appuis (M_a)	$(-0,3) \times 24,60$	-7,38
Moment en travée (M_t)	$(0,85) \times 24,60$	20,91

Tableau III.4.4: Les moments corrigés à l'ELU

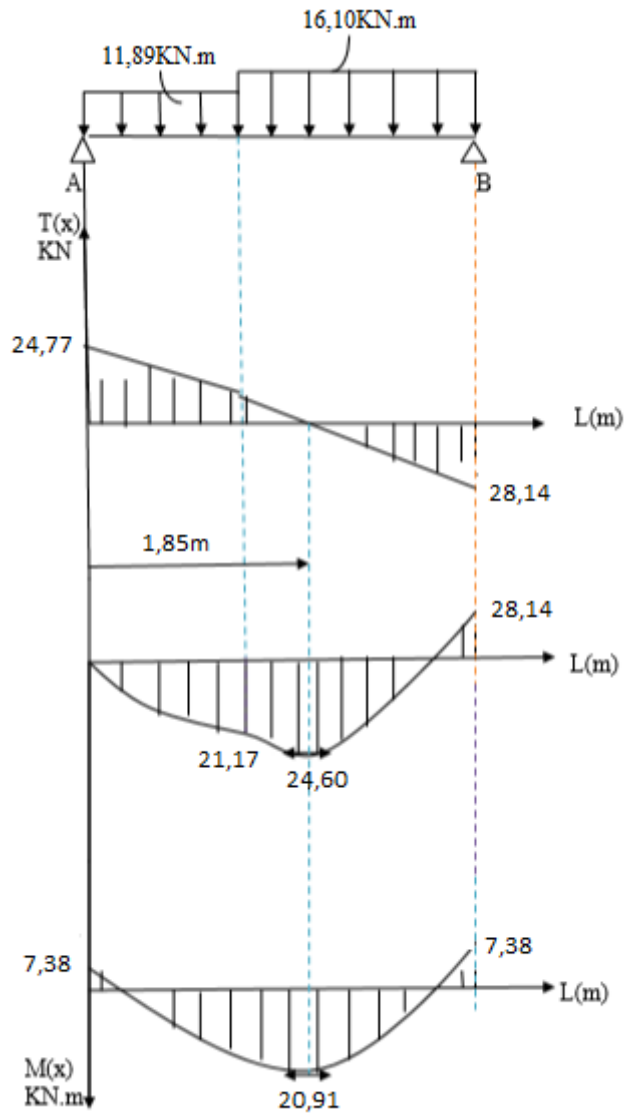
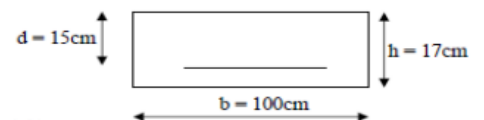


Figure.III.4.5 : Diagramme des efforts interne a l'ELU

III-4.5. Ferrailage à l'ELU :

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100\text{cm}$; $h = 17\text{cm}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 15\text{cm}$.



- **Armatures aux appuis :**

-Armatures principales :

$$M_a = -7,38\text{KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,38 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,024$$

$\mu_a = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

Remarque: La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$. Donc on a uniquement des armatures tendues.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$$\mu_a = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_a = \frac{7,38 \times 10^2}{0,988 \times 15 \times 34,8} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,92 cm² avec: S_t = 20cm

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec: S_t = 25 cm

- **Armatures en travée :**

- Armatures principales :

$$M_t = 20,91 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,91 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,066$$

$\mu_t = 0,066 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante :

$$\mu_t = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,91 \times 10^2}{0,966 \times 15 \times 34,8} = 4,14 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5,65 cm² avec: S_t = 20cm

- Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² avec: S_t = 25 cm

III-4.6 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BEAL91modifie99 /Art. A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$= 2,1 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travées :**

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres :

• **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } S_t = 20 \text{ cm} \\ \text{-En travées : } S_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \min 3h.33 \text{ cm} = 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Aux appuis : } S_t = 25 \text{ cm} \\ \text{-En travées : } S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \quad \min 4h.45 \text{ cm} = 45 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{La fissuration est préjudiciable}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} \quad \text{Avec: } V_{max} = 28,14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,14 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,187 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL99, Art 5-1-3)

• **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que : $V_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$ Avec: $a = 0,9 \times d$

$$V_{max} \leq 0,4 \times \frac{25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,15 \times 1}{1,5} = 900KN$$

$$V_{max} = 28,14KN \leq 900KN \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **Influence sur Les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[V_{max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} \times \left[28,14 + \frac{7,38}{0,9 \times 0,15} \right] = 2,38 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,38 \text{ cm}^2 < 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (ART A.6.1, 3 BAEL91 modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$ Avec Ψ_s : coefficient de sellement; $\Psi_s = 1,5$ (pour les aciers HA)

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Avec $\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

• **Aux appuis : 5HA10**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times \pi \times 10 = 157mm$$

$$\tau_u = \frac{28,14 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 1,32MPa$$

$$\tau_u = 1,32MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travée : 5HA12**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times \pi \times 12 = 188,4mm$$

$$\tau_u = \frac{28,14 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,10MPa$$

$$\tau_u = 1,10\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

→ Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres aux appuis :(BAEL91 modifié99, Art A6.1.2.1)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s} \quad \text{Avec: } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\phi$$

Soit : $L_s = 35,27\phi \text{ cm}$

Pour $f_e = 400\text{MPa}$ le BAEL limite $L_s = 40\phi \rightarrow L_s = 40\phi$

III-4.7 Calculs à l'ELS:

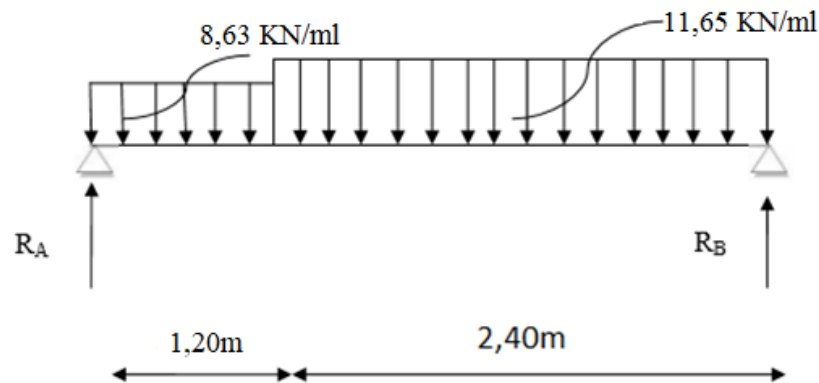


Fig.III.4.6:Schéma statique d'escalier à l'ELS.

• **Réactions d'appuis :**

➤ $\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = 8,63 \times 1,20 + 11,65 \times 2,40$

$$R_A + R_B = 38,32$$

➤ $\sum M/B = 0 \rightarrow 3,6R_A - 8,63 \times 1,20 \times \left(\frac{1,2}{2} + 2,40\right) - 11,65 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}$

$$R_A = \frac{64,62}{3,6} = 17,95 \text{ KN}$$

De (1) et (2), après les calculs on obtient les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} R_A = 17,95\text{KN} \\ R_B = 20,37\text{KN} \end{cases}$$

• **Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

- **Tronçon: $0 \leq x \leq 1,20 \text{ m}$**

$$T_y = -8,63x + 17,95$$

$$M_z = \frac{-8,63 \times x^2}{2} + 17,95x$$

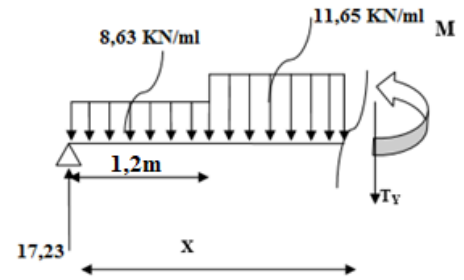
$$M_z = -4,315x^2 + 17,95x$$

- **Tronçon: 1,20m ≤ x ≤ 3,60m**

$$T_y = 17,95 - (8,63 \times 1,2) - 11,65 \times (x - 1,2)$$

$$T_y = 21,57 - 11,65x$$

$$M_z = -5,825x^2 + 21,58x - 2,178$$



Tronçon (m)	Effort tranchant	Moment fléchissant	X (m)	T _y (KN)	M _Z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,20m	T _y = -8,63x + 17,95	M _Z = -4,315x ² + 17,95x	0	17,95	0
			1,2	7,59	15,33
1,20m ≤ x ≤ 3,60m	T _y = 21,57 - 11,65x	M _Z = -5,825x ² + 21,58x - 2,178	1,2	7,59	15,33
			3,6	-21,57	0

Tableau III.4.5: Les efforts internes à l'ELS.

- **Calcul du moment maximum en travée :**

$$T_y = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow -8,63x + 17,95 \rightarrow x = 2,08m$$

$$M_z^{max} = -4,315 \times (2,08)^2 + 17,95 \times (2,08) \rightarrow M_z^{max} = 18,66KN.m$$

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

	Expression	Moment (KN.m)
Moment aux appuis (M _a)	(-0,3) × 18,66	-5,6
Moment en travée (M _t)	(0,85) × 18,66	15,86

Tableau III.4.6: Les moments corrigés à l'ELS

D'où:

$$M_t \text{ travée} = 15,86 KN.m$$

$$M_a \text{ appui} = -5,60 KN.m$$

$$M_b \text{ appui} = -5,60KN.m$$

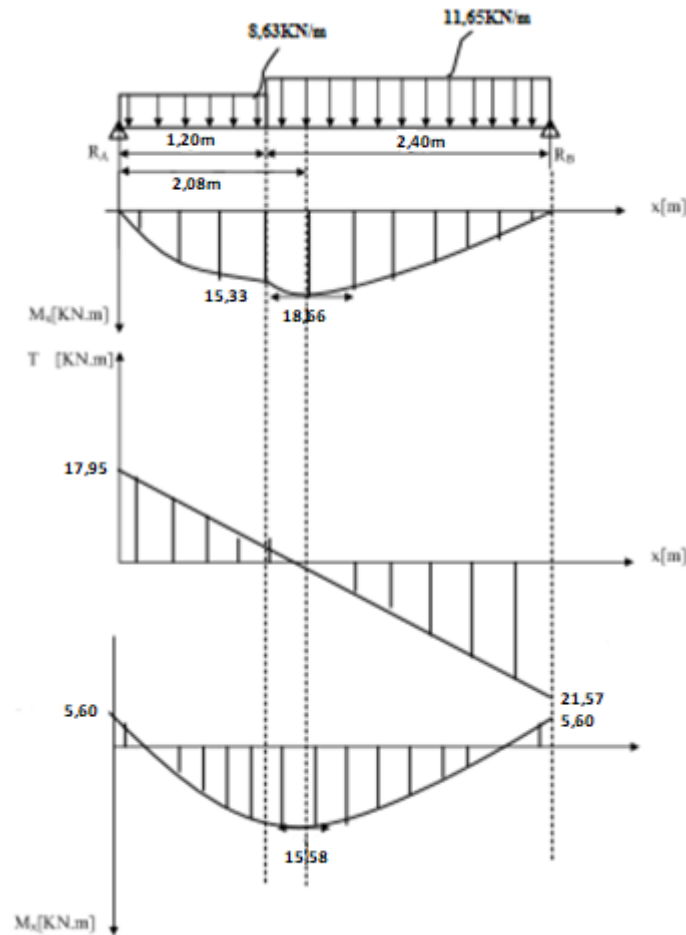


Fig.III.4.7: Diagramme des sollicitations à L'ELS.

III-4.1.9 Vérification à l'ELS :

a) En travées :

- Vérification des Contraintes dans le béton et les aciers : (BAEL91/ A.4.5.2) :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

En travées :

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \rho_1 = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{5,65 \times 100}{100 \times 15} = 0,376$$

$$\rho_1 = 0,376 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,905 \quad \rightarrow \alpha_1 = 0,285 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,285}{15(1 - 0,285)} = 0,026$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,026 \frac{M_t}{A_s \beta_1 d} = 0,026 \frac{15,58 \times 10^3}{5,65 \times 0,905 \times 15} = 5,28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \rho_1 = \frac{A_a}{b \times d} \times 100 = \frac{3,92 \times 100}{100 \times 15} = 0,261$$

$$\rho_1 = 0,261 \rightarrow \beta_1 = 0,919 \rightarrow \alpha_1 = 0,243 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,243}{15(1 - 0,243)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,021 \frac{M_t}{A_s \beta_1 d} = 0,021 \frac{5,60 \times 10^3}{3,92 \times 0,919 \times 15} = 10,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation (BAEL91/ART B.6.5.2):**

Les règles (**Art B.6.5, 2/ BAEL 91 modifié 99**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{17}{340} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ condition non vérifiée}$$

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$* \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

- **Calcul de la flèche:**

$$F = \frac{5q_s l^4}{384E_V I_0} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_V : Module de déformation différée

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86$$

$$q_s = \max\{11,65 \text{ KN/m} ; 8,63 \text{ KN/m}\} = 11,65 \text{ KN/m}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

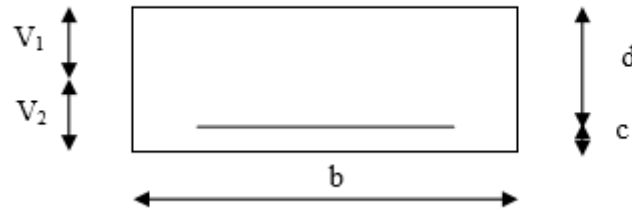


Fig.III.4.8: la section de la paillasse

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 = 15721,25 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 100 \times 17 + 15 \times 5,65 = 1784,75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15721,25}{1784,75} = 8,80 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 8,20 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène est :

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,20^3 + 8,80^3) + 15 \times 5,65 (8,20 - 2)^2$$

$$I_0 = 44352,45 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 11,65 \times 3,40^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44352,45 \times 10^{-8}} = 0,0042 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68$$

$$F = 0,0042 \text{ m} < \bar{f} = 0,0068$$

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion :

Après toutes vérifications, l'escalier de RDC sera ferrailé comme suit :

- **Aux Appuis :**

Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement $st=25\text{cm}$.

Armatures de répartitions: 4HA8/ml avec un espacement $st=25\text{ cm}$.

- **En travée**

Armatures principales: 5HA12/ml avec un espacement $st=25\text{ cm}$.

Armatures de répartitions: 4 HA8/ml avec un espacement $st=25\text{ cm}$.

III-5- La poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3.20 m (entre nu d'appuis).

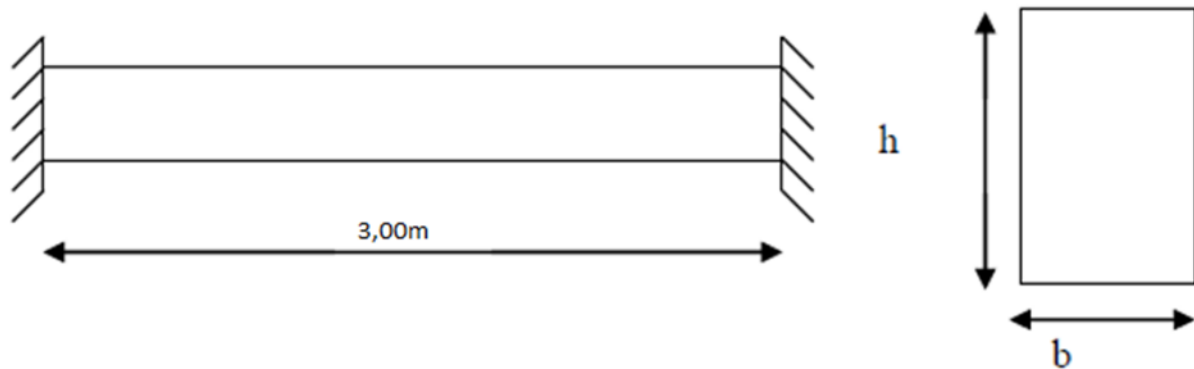


Figure III-5-1 : Schéma de la poutre palière

III-5-1- Pré dimensionnement :

a) Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante:

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

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre
- L_{max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \text{ cm} \leq h_t \leq 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

On opte pour : $h_t = 30 \text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$\text{D'où : } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

Selon le RPA99/ version 2003

- $b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t/b \leq 4 \dots\dots\dots 30/25 = 1,2 < 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Donc la poutre palière a pour dimensions: $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$.

III-5.2 détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- L'effort tranchant à l'appui A :

$$ELU: T_u = 24,77 \text{ KN}$$

$$ELS: T_s = 20,37 \text{ KN}$$

III-5.3 Combinaison de charges :

- ELU : $q_u = 1,35G + T_u = 1,35 \times 1,875 + 24,77 = 27,30 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_s = G + T_s = 1,875 + 20,37 = 22,24 \text{ KN/m}$

III-5.4 Calcul des efforts internes à L'ELU :

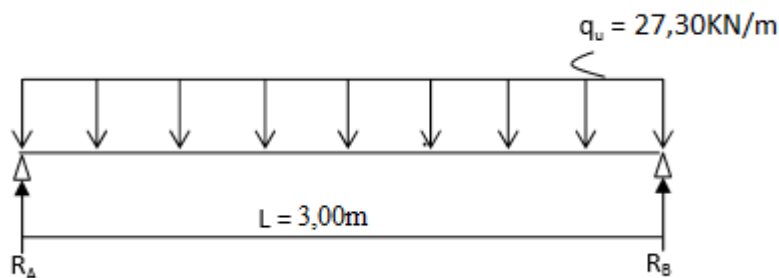


Fig.III.5.2:Schéma statique de la poutre palière a l'ELU.

- Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{27,30 \times 3}{2} = 40,95 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{27,30 \times 3^2}{8} = 30,71 \text{KN.m}$$

- **Moment corrigé :**

$$\text{En travée: } M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 30,71 = 26,10 \text{KN.m}$$

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 30,71 = -9,21 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_{max} = R_A = R_B = 40,95 \text{KN}$$

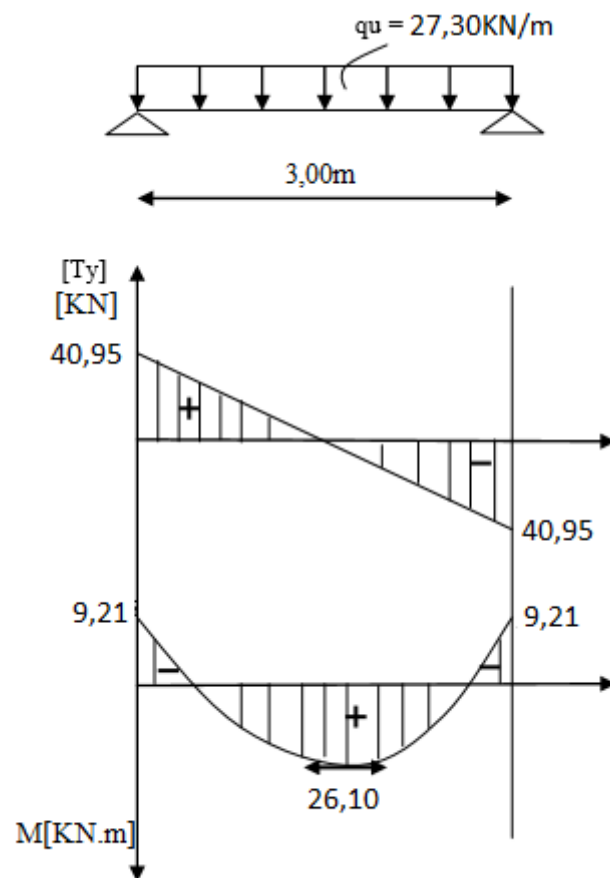


Fig.III.5.3: Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU

III-5.5 ferrailage à ELU :

- **Aux appuis :**

$$M_a = 9,21 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,21 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{9,21 \times 10^3}{0,984 \times 28 \times 348} = 0,960 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = \mathbf{3HA10} = 2,35 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 8 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$M_t = 26,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,10 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_l = 0,392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,09 \rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_e / \gamma_s} = \frac{26,10 \times 10^3}{0,951 \times 28 \times 348} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = \mathbf{3HA12} = 3,39 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 10 \text{ cm}$

III-5.6 Vérification à l'ELU :

- a) **Condition de non fragilité : (A.4.2.1/BAEL91 modifier99)**

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 28 \times 25 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- b) **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1.211/BAEL91/modifiée99)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{40,95 \times 10}{25 \times 28} = 0,585 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,585 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$$
 Condition vérifiée

- c) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art A.5.1.313 /BAEL91/modifiée99)**

- **Influence sur le béton :**

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \cdot b \quad \text{Avec: } a = 0,9 \times d$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 28 \times 25 \times 10^{-1} = 420KN$$

$$T_{max} = 40,95KN \leq 420KN \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence de l'acier :**

$$\left(T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d}\right) \frac{\gamma_s}{f_e} < A$$

$$\text{Avec: } M_a = 9,21KN.m ; T_{max} = 40,95KN$$

$$\left(40,95 - \frac{9,21}{0,9 \times 28}\right) \times \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 1,16cm^2 < A_a = 2,35cm^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement, $\psi = 1,5$ (Pour les Aciers HA).

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{Avec: } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times \pi \times 1,2 = 11,30cm$$

$$\tau_u = \frac{40,95}{0,9 \times 28 \times 11,30} \times 10 = 1,44MPa$$

$$\tau_u = 1,44MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (Art A.7.2.1BAEL91).

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Avec:

- ϕ_t : diamètre des armatures transversal.
- ϕ_l : diamètre des armatures longitudinal.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,6; \frac{25}{10} \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

En prend un cadre et un étrier de HA8.

f) **Espacement des armatures transversales :**

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2.2) :

• **Zone nodal:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 0,8; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm}; 9,6 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \} = 7,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit:}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

III-5.7 Calcul des efforts internes à L'ELS:

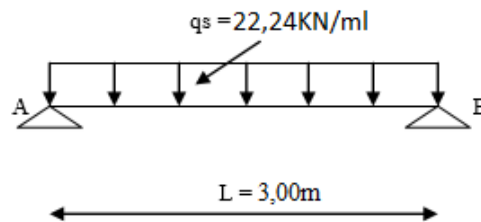


Fig.III.5.4: Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

a) **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{22,24 \times 3}{2} = 33,36 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{22,24 \times 3^2}{8} = 25,02 \text{KN.m}$$

c) Moment corrigé :

- En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 25,02 = 21,27 \text{KN.m}$
- Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 25,02 = -7,51 \text{KN.m}$

d) Effort tranchant

$$T_{max} = R_A = R_B = 33,36 \text{KN}$$

e) Diagramme des efforts interne :

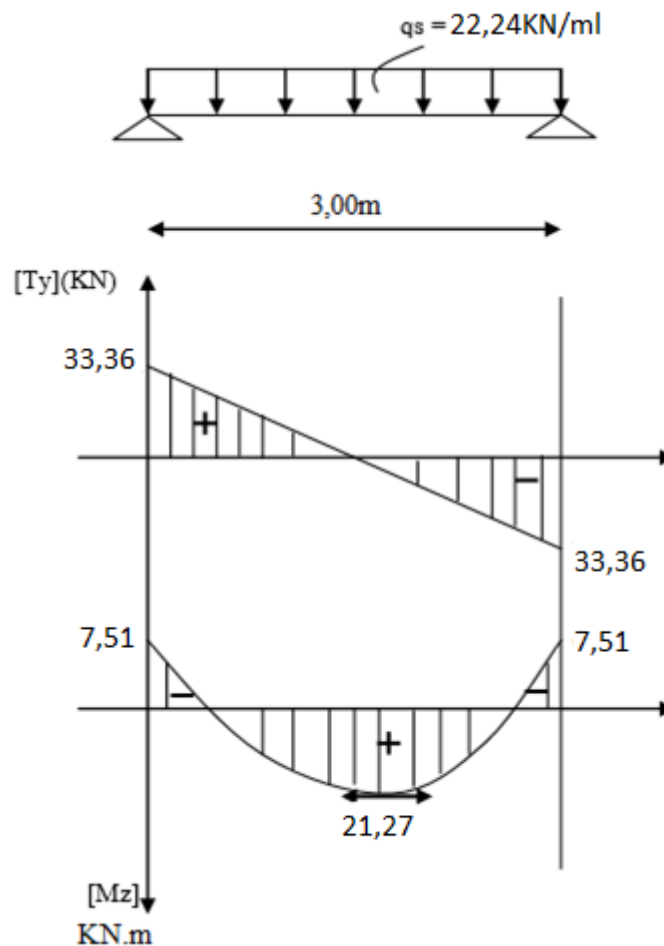


Fig.III.5.5: Diagramme des efforts interne à l'ELS

III-5.7 Vérification à ELS:

a) Etat limite d'ouverture des fissurations :(Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 BAEL91)

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

• **Aux appuis :**

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

$$\rho_l = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,335$$

$$\rho_l = 0,335 \rightarrow \beta_l = 0,910 \rightarrow K_1 = 40,56$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_l \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{40,56} \times \frac{7,51 \times 10^3}{0,910 \times 28 \times 2,35} = 3,09\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,09\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée :**

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

$$\rho_l = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484$$

$$\rho_l = 0,484 \rightarrow \beta_l = 0,895 \rightarrow K_1 = 32,62$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_l \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{32,62} \times \frac{21,27 \times 10^3}{0,895 \times 28 \times 3,39} = 8,17\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,17\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :(Art B.6.5,2 BAEL91 modifiée99):

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées:

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{21,27}{10 \times 25,02} = 0,085 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,004 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III-6 La poutre de chaînage :

III.6.1 Introduction :

Son rôle est de chaîner entre deux poutres principales, elle est destinée à supporter son poids propre et celui du plancher.

III.6.2 Pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

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

L=3,40 m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : **h=30 cm**

- **Largeur de la poutre :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$14\text{cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 25 cm**

Remarque : On choisi h et b selon les exigences de l'article (7.5.1 RPA2003).

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4 \text{ cm}$$

Donc notre poutre a pour dimension **(b × h) = (25 × 30)cm²**

III.6.3 Calcul à l'ELU :

- ✓ **Charges et surcharges :**

Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{KN.m}$

Poids du plancher : $6,03 \times (0,65/2) = 1,95 \text{KN/m}$

$$G_t = 3,82 \text{KN/ml}$$

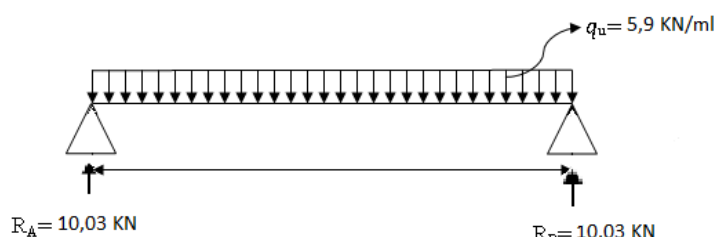
$$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,49 \text{KN/ml}$$

- ✓ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1,35 \times 3,82 + 1,5 \times 0,49 = 5,9 \text{KN/ml}$$

- ✓ **Détermination des efforts internes :**

- Calcul des réactions d'appuis :



$$R_A = R_B = (q_u \times l)/2$$
$$= (5,9 \times 3,4)/2 = 10,03 \text{KN}$$

$$R_A = R_B = 10,03 \text{KN}$$

- Calcul des efforts internes :

Effort tranchant :

$$T(x) = -q_u x + R_A = -5,9x + 10,03$$

Pour : $x = 0 \rightarrow T(x) = 10,03 \text{ KN}$

$$x = 3,40 \text{m} \rightarrow T(x) = -10,03 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_{\max} = M_0 = (q_u \times l^2)/8 = (5,90 \times 3,4^2)/8 = 8,52 \text{KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 8,52 = 7,24 \text{KN.m}$
- Moments aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 8,52 = -2,56 \text{KN.m}$

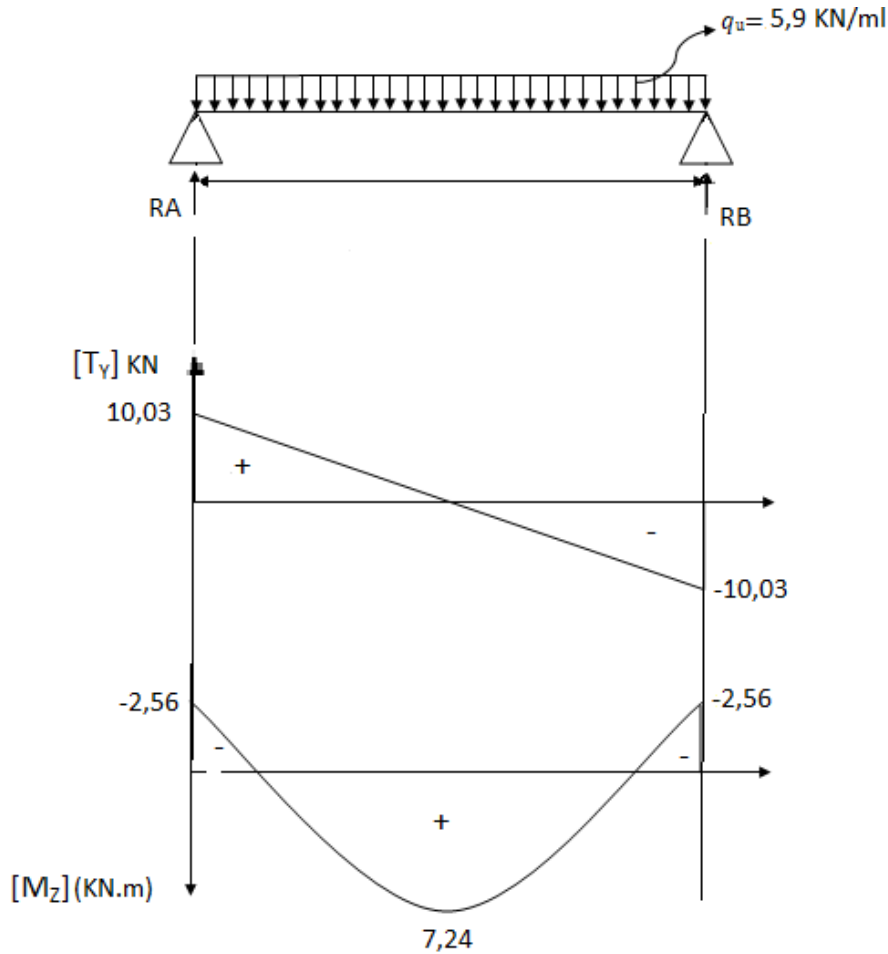


Figure III.6.2 Diagramme des efforts internes à l'ELU

Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	2,56	7,24
Moment réduit (μ)	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,56 \times 100}{25 \times 28^2 \times 1,42}$ $\mu = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,24 \times 100}{25 \times 28^2 \times 1,42}$ $\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$
$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0,0113	0,0329
$\beta = 1 - 0,4\alpha$	0,995	0,986
Armatures principales $A_t (cm^2)$	$A_a = \frac{M}{\beta b \sigma_{st}} = \frac{2,56 \times 100}{0,995 \times 28 \times 34,8}$ $= 0264$	$A_t = \frac{M}{\beta b \sigma_{st}} = \frac{7,24 \times 100}{0,995 \times 28 \times 34,8}$ $= 0746$
$A_{adop} (cm^2)$	3HA12=3,39	3HA12+2HA12= 5,65

b) Armatures transversales (Article .A.7.2,2 BAEL99) :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; \phi_l ; b/10) = \min(8,57 ; 12 ; 25)$$

$$\phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

On adoptera : 1 cadre et 1 étrier en **HA8**

✓ **Espacement des barres (art A.1, 22 BAEL 99) :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm}) = \min(25,2 ; 40) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Suivant (l'article **7.5.2 RPA2003**) :

L'espacement est donné selon deux zones :

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi) = \min(7,5 ; 14,4) \Rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12 \text{ cm}$

III.6.4 Vérification à l'ELU :

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 < A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

En travée :

$$A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 < A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \tau_{adm}$$

Avec : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{10,03 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,143 \text{ MPa}$

$$\tau_{adm} = \min[(0,2 \cdot f_{c28}) / \gamma_b ; 5\text{MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,143 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

✓ **Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)**

On doit vérifier que : $\tau_s < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

Avec $\sum u_i = n \times \phi \times \pi = (3 \times 12 + 2 \times 12) \times 3,14 = 188,4 \text{ mm}$

n : nombre de barres

\emptyset : diamètre des barres

$$\tau_s = \frac{10,03 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 188,4} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1,5$ pour HA

D'où : $\tau_s = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ condition vérifiée

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

✓ Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 45 \text{ cm}$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Soit les crochets de longueur : (Art .A.6.1, 253 BAEL99)

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

✓ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0,4 \cdot f_{c28} \cdot 0,9d \cdot b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25000 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 10,03 \text{ KN} < V_u = 420 \text{ KN} \Rightarrow$$
 condition vérifiée

III.6.5 Calcul à l'ELS :

✓ Charges et surcharges :

$$G_t = 3,82 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0,49 \text{ KN/ml}$$

✓ Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q = 3,82 + 0,49 = 4,31 \text{ KN/ml}$$

✓ **Détermination des efforts internes :**- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = (q_s \times l)/2$$

$$= (4,31 \times 3,4)/2 = 7,33 \text{KN}$$

$$R_A = R_B = 7,33 \text{KN}$$

- Calcul des efforts internes :**Effort tranchant :**

$$T(x) = -q_s x + R_A = -4,31x + 7,33$$

$$\text{Pour : } x = 0 \rightarrow T(x) = 7,33 \text{ KN}$$

$$x = 3,40 \text{m} \rightarrow T(x) = -7,33 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_{\max} = M_0 = (q_s \times l^2)/8 = (4,31 \times 3,4^2)/8 = 6,23 \text{KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

- Moment en travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 6,23 = 5,29 \text{KN.m}$
- Moments aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 6,23 = -2,18 \text{KN.m}$

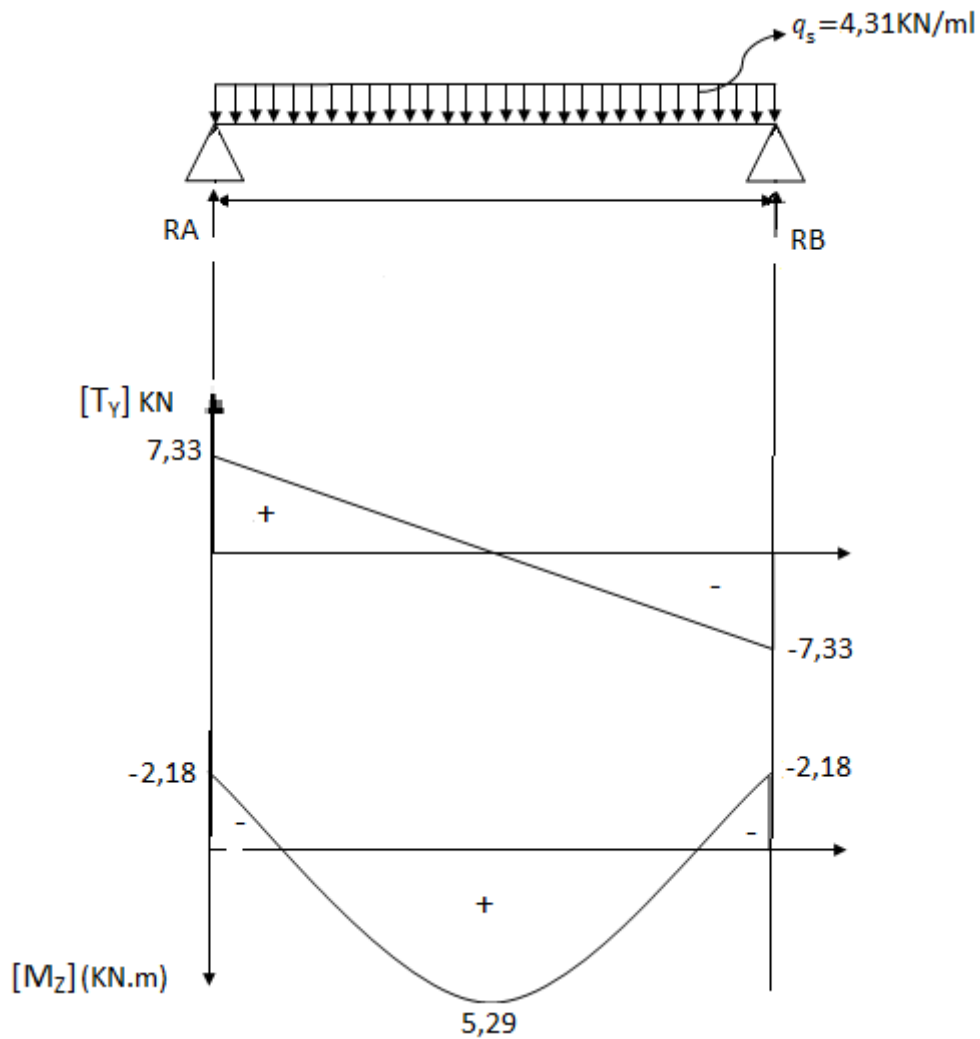


Figure III.6.3 Diagramme des efforts internes à l'ELS

III.6.6 Vérifications a l'ELS :

✓ Vérification des contraintes dans l'acier et le béton :

La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_l \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_l = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d}$$

La contrainte dans le béton :

Il faut s'assurer que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_l}$$

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

	Appui	Travée
$M_s(MPa)$	2,18	5,29
$A_{st}(cm^2)$	3,39	5,65
ρ_l	0,483	0,807
β_l	0,895	0,871
K_l	32,62	23,76
$\sigma_s(MPa)$	22,08	38,39
$\bar{\sigma}_s(MPa)$	348	348
$\sigma_{bc}(MPa)$	0,67	1,61
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15
Condition	Vérifiée	Vérifiée

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures (Art .B.6.3 BAEL99) :**

La fissuration est peu préjudiciable don aucune vérification à effectuer.

✓ **Vérification de la flèche (Art B.6.5,1 BAEL99) :**

Nous devons vérifier que :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,062 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{5,29}{6,23 \times 10} = 0,0084 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{25 \times 28} = 0,0088 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV :

Modélisation et vérifications RPA

IV-Présentation de l'Etabs et modélisation :

IV-1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux et nous augmentons la précision des résultats.

IV-2 Description de logiciel Etabs :

Etabs est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- la modélisation de tous types de structure.
- la prise en compte des propriétés des matériaux.
- le calcul et le dimensionnement des éléments.
- l'analyse des effets dynamique et statique.
- la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

IV-3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4- Définition des charges statiques (G, Q).
- 5- Chargement des éléments.
- 6- Introduction du spectre de réponse(E) selon le RPA99/version2003.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.


➤ **Manuel d'utilisation d'ETABS :**

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.
 Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



IV-4 Étapes d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suit, nous présenterons les différentes interfaces et raccourcis utilisés.

- Choisir les unités. 

On choisi l'unité KN.m

Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

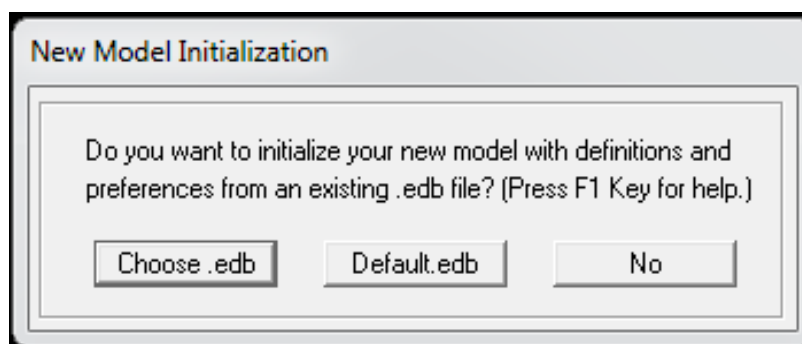


Figure IV-1 : Interface d'initialisation du modèle

La boite de dialogue suivante apparait :

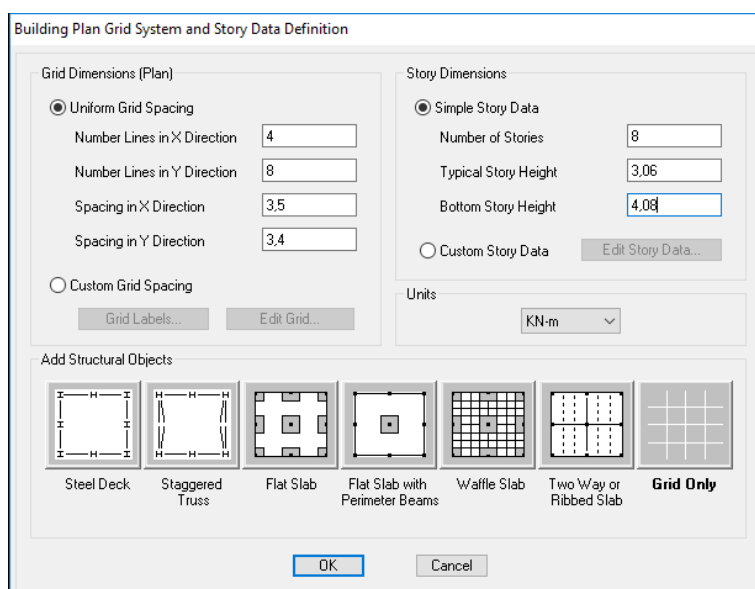


Figure IV-2 : Interface d'introduction des données générales.

Cette opération permet d'introduire :

- ✓ le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ les hauteurs des différents étages (hauteur du sous sol et hauteur d'étage courant).
- ✓ le nombre d'étages.
- ✓ les longueurs des travées.

Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

Figure IV-3 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

Ensuite on introduit les dimensions des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant :



Figure IV-4 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires

Les dimensions des éléments plans (dalles et voiles) sont introduites en utilisant le raccourci suivant :

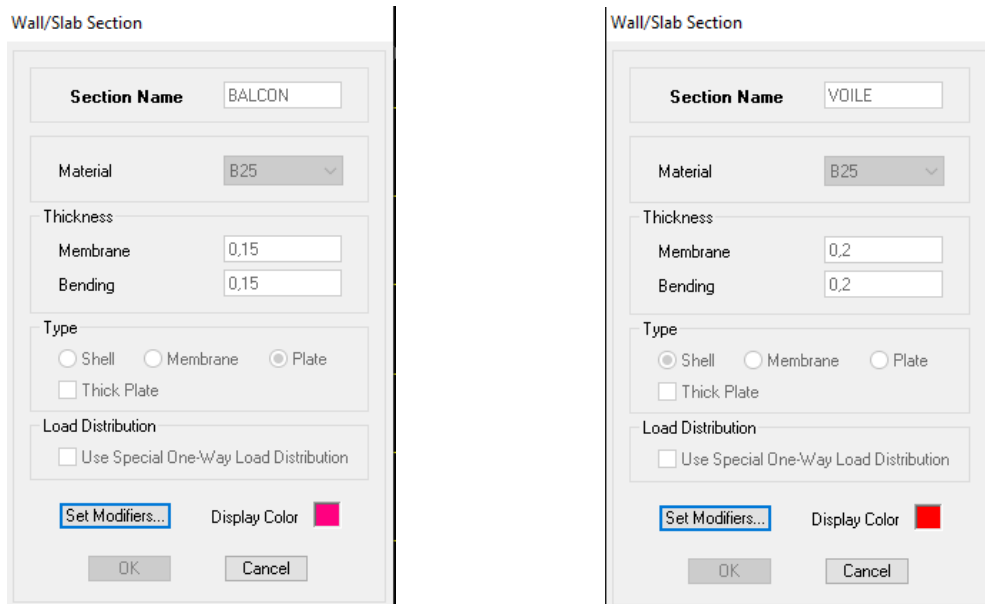


Figure IV-5 : Interfaces d'introduction des données des voiles et des dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :
- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

- Pour les poteaux :
- Pour les poutres :
- Pour les dalles et les voiles :

IV-5 Etapes de chargement :

Pour charger les poutrelles on utilise le raccourci suivant :

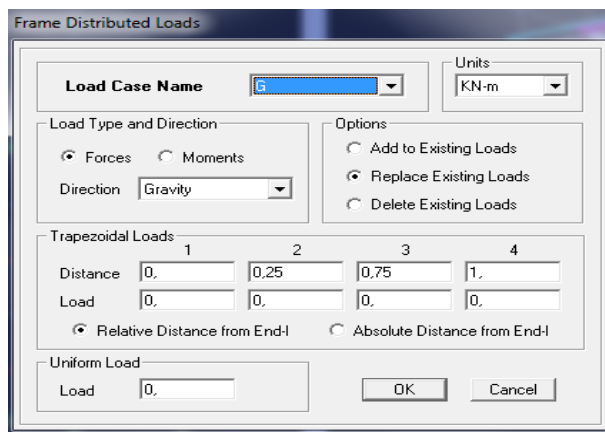


Figure IV-6: Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines, on utilise le raccourci suivant :

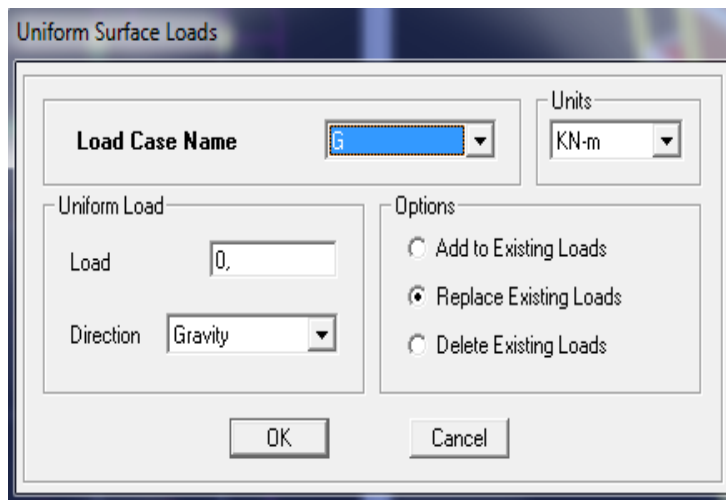


Figure IV-7 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

➤ On définit le spectre du RPA à partir du logiciel **RPA99** ci-dessous :
Ce logiciel permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- La zone : II_a
- Le groupe d'usage : 2 (bâtiments à usage d'habitations).
- Le coefficient de comportement R : contreventement voile porteur (R = 5).
- Le coefficient d'amortissement A : A = 0,15 (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).
- Site : S3. (site meuble)
- Facteur de qualité (Q): $Q=1+\sum P_q$: Q=1,20

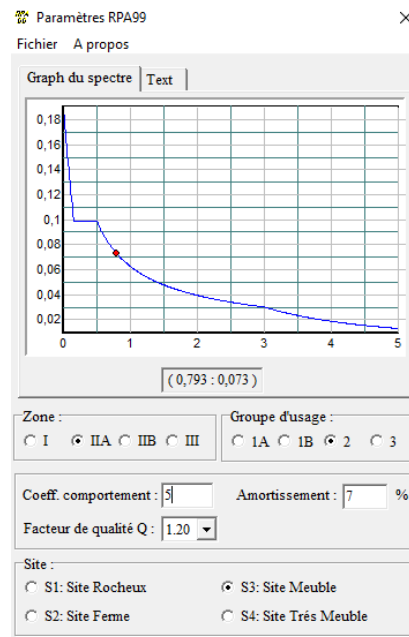


Figure IV-8 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant :

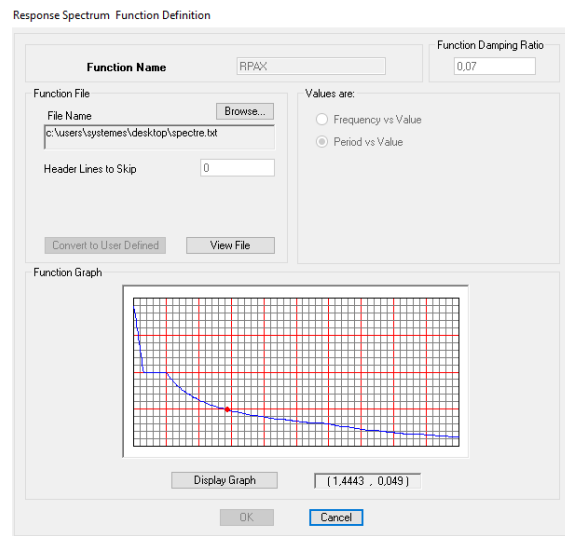


Figure IV-9 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :

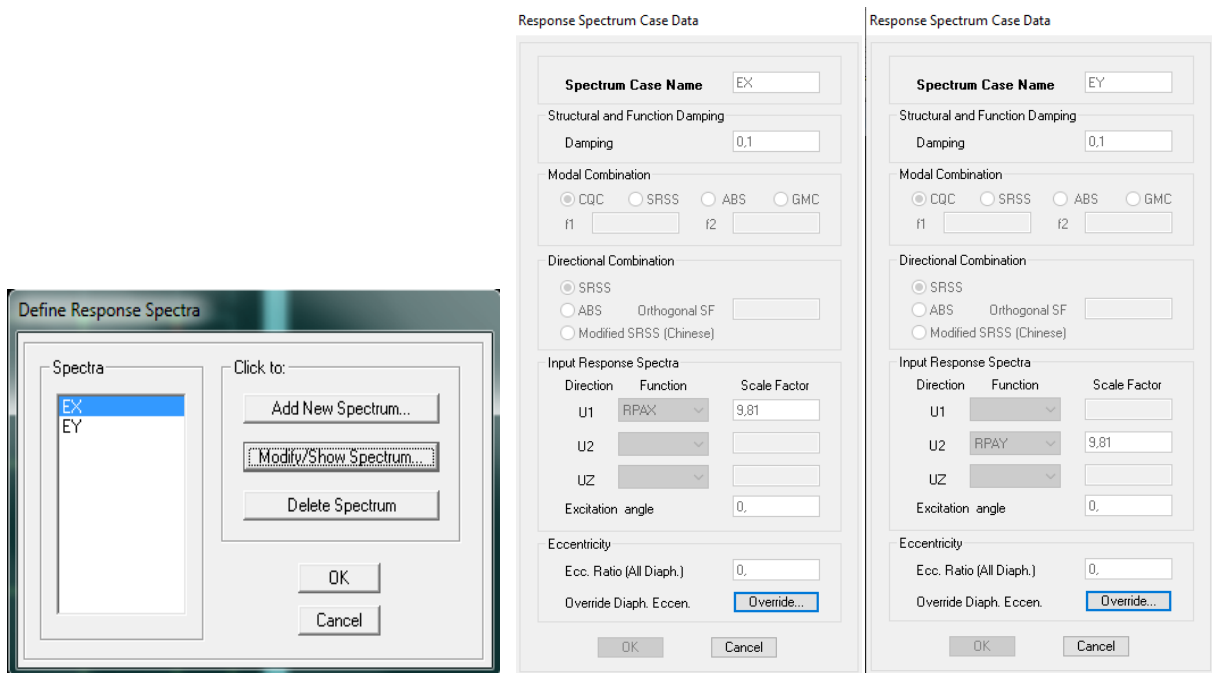


Figure IV-10 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure en utilisant le

raccourci suivant : 

Pour notre structure, on a un encastrement, donc on clic sur la fenêtre : 

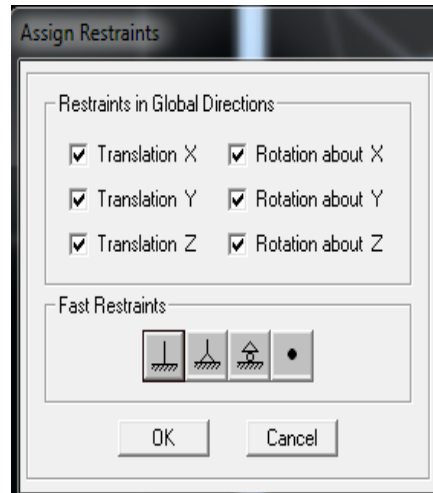



Figure IV-11 : Interface d'introduction des types d'appuis.

➤ Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le

raccourci suivant : 

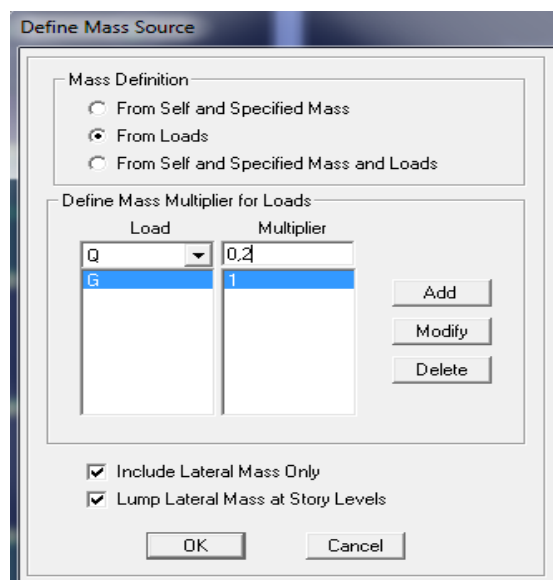


Figure IV-12 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

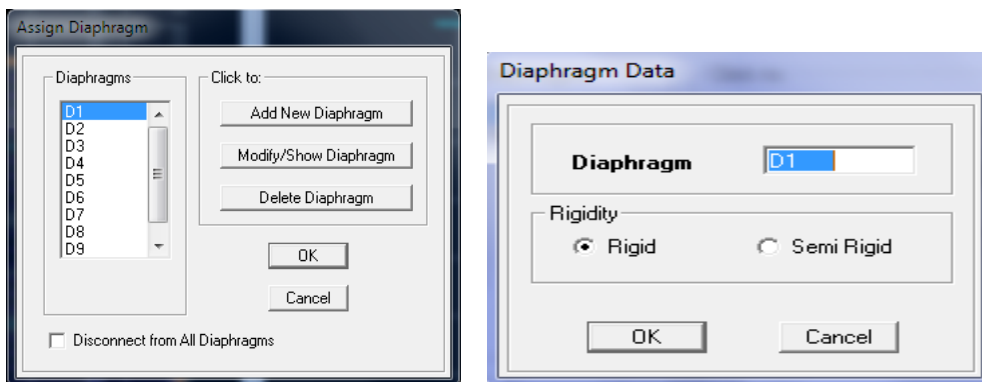


Figure IV-13 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :

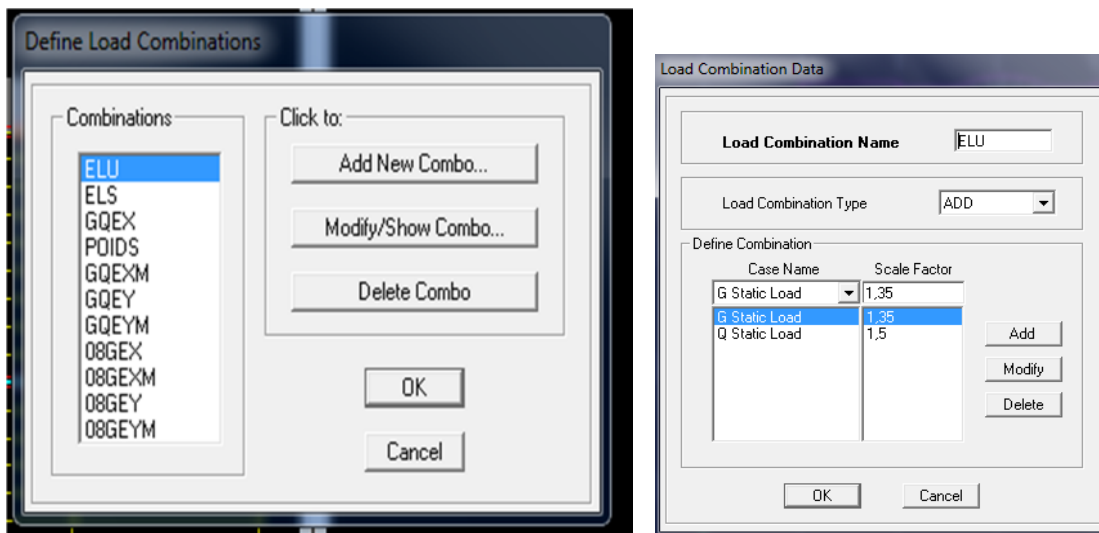
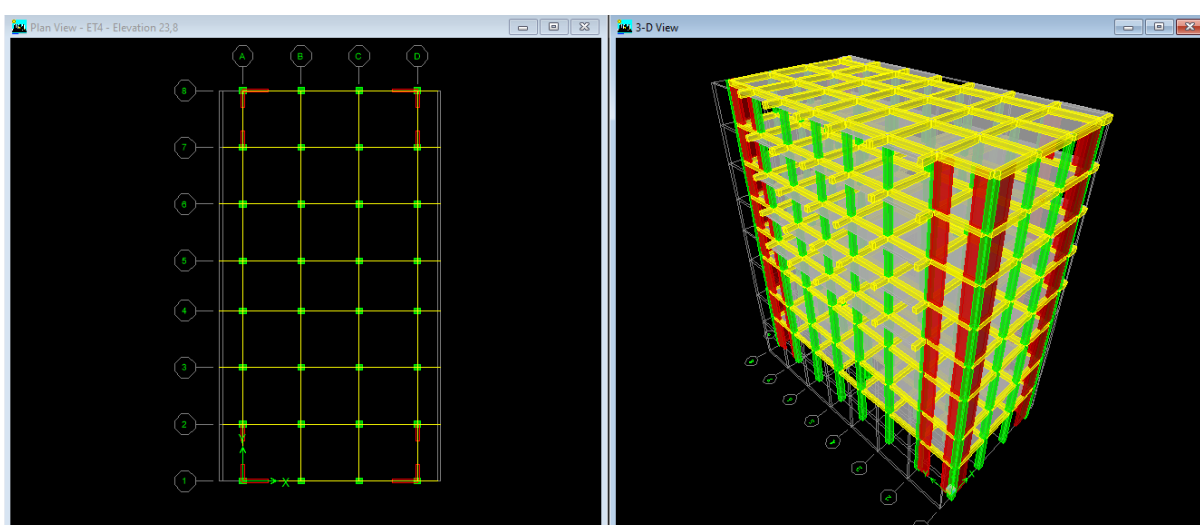


Figure. IV-14 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.



IV-Les vérifications exigées par RPA:

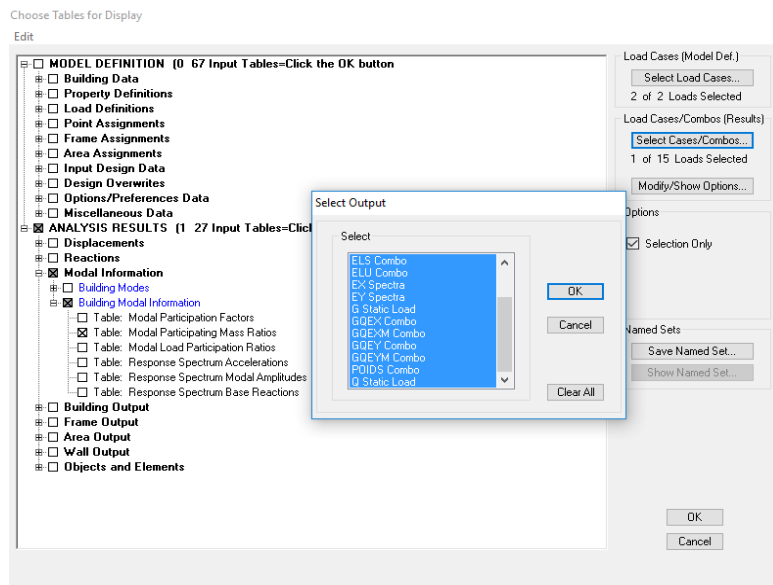
Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'excentricité.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs
7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

IV-1.Vérification de la période empirique T :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display →show tables→ ANALYSIS RESULTS →modal information→Building Modal Information



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos...→OK →OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,831554	78,6330	0,0000	0,0000	78,6330	0,0000	0,0000	0,000
	2	0,773686	0,0000	79,4974	0,0000	78,6330	79,4974	0,0000	99,678
	3	0,604800	0,0000	0,0040	0,0000	78,6330	79,5014	0,0000	0,003
	4	0,235314	10,7094	0,0000	0,0000	89,3424	79,5014	0,0000	0,000
	5	0,220711	0,0000	10,5752	0,0000	89,3424	90,0767	0,0000	0,000
	6	0,165213	0,0000	0,0000	0,0000	89,3424	90,0767	0,0000	0,000
	7	0,113507	5,3614	0,0000	0,0000	94,7037	90,0767	0,0000	0,000
	8	0,110006	0,0000	4,9316	0,0000	94,7037	95,0083	0,0000	0,254
	9	0,076870	0,0000	0,0002	0,0000	94,7037	95,0086	0,0000	0,000
	10	0,070047	0,0000	2,3752	0,0000	94,7037	97,3838	0,0000	0,022
	11	0,069989	2,7512	0,0000	0,0000	97,4549	97,3838	0,0000	0,000
	12	0,046511	0,0000	0,0003	0,0000	97,4549	97,3841	0,0000	0,000
	13	0,045321	0,0000	1,0190	0,0000	97,4549	98,4031	0,0000	0,024
	14	0,044991	1,0924	0,0000	0,0000	98,5473	98,4031	0,0000	0,000
	15	0,032005	0,8644	0,0000	0,0000	99,4117	98,4031	0,0000	0,000
	16	0,031539	0,0000	0,8591	0,0000	99,4117	99,2622	0,0000	0,008
	17	0,029807	0,0000	0,0000	0,0000	99,4117	99,2622	0,0000	0,000
	18	0,025725	0,4815	0,0000	0,0000	99,9033	99,2622	0,0000	0,000

OK

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Modes	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
Periodes	0,831	0,773	0,604	0,235	0,220	0,165	0,113	0,110	0,076	0,070	0,069	0,046

Tableau IV.1 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

IV-2. Le pourcentage de participation de la masse modale :

Sens X-X : 94,7037 % au 7^{ème} mode.

Sens Y-Y : 90,0767 % au 7^{ème} mode.

La somme de la masse modale au 7^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc vérifiée.

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

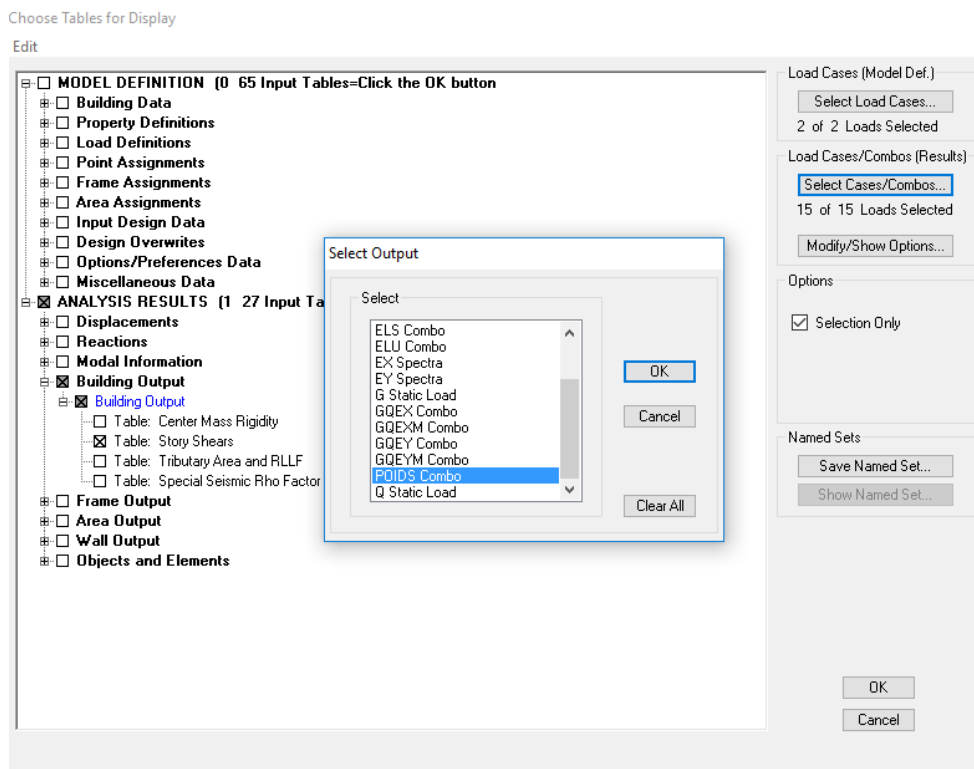
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,831554	78,6330	0,0000	0,0000	78,6330	0,0000	0,0000	0,000
	2	0,773686	0,0000	79,4974	0,0000	78,6330	79,4974	0,0000	99,678
	3	0,604800	0,0000	0,0040	0,0000	78,6330	79,5014	0,0000	0,003
	4	0,235314	10,7094	0,0000	0,0000	89,3424	79,5014	0,0000	0,000
	5	0,220711	0,0000	10,5752	0,0000	89,3424	90,0767	0,0000	0,000
	6	0,165213	0,0000	0,0000	0,0000	89,3424	90,0767	0,0000	0,000
	7	0,113507	5,3614	0,0000	0,0000	94,7037	90,0767	0,0000	0,000
	8	0,110006	0,0000	4,9316	0,0000	94,7037	95,0083	0,0000	0,254
	9	0,076870	0,0000	0,0002	0,0000	94,7037	95,0086	0,0000	0,000
	10	0,070047	0,0000	2,3752	0,0000	94,7037	97,3838	0,0000	0,022
	11	0,069989	2,7512	0,0000	0,0000	97,4549	97,3838	0,0000	0,000
	12	0,046511	0,0000	0,0003	0,0000	97,4549	97,3841	0,0000	0,000
	13	0,045321	0,0000	1,0190	0,0000	97,4549	98,4031	0,0000	0,024
	14	0,044991	1,0924	0,0000	0,0000	98,5473	98,4031	0,0000	0,000
	15	0,032005	0,8644	0,0000	0,0000	99,4117	98,4031	0,0000	0,000
	16	0,031539	0,0000	0,8591	0,0000	99,4117	99,2622	0,0000	0,008
	17	0,029807	0,0000	0,0000	0,0000	99,4117	99,2622	0,0000	0,000
	18	0,025725	0,4815	0,0000	0,0000	99,4117	99,2622	0,0000	0,000

OK

Tableau.IV.2:Résultats de la masse participante donnée par ETABS

V-3.Le poids propre:

Display > show table > select cases/comb > POIDS comb > building output > buildingOutput >story shear



Story	Load	Loc	P
TERRASSE	POIDS	Bottom	2700,65
ET4	POIDS	Bottom	5556,92
ET3	POIDS	Bottom	8413,18
ET2	POIDS	Bottom	11269,45
ET1	POIDS	Bottom	14223,64
RDC	POIDS	Bottom	16971,87
SSOL2	POIDS	Bottom	19761,35
SSOL1	POIDS	Bottom	22656,46

Tableau. IV.3: résultat de poids propre de la structure

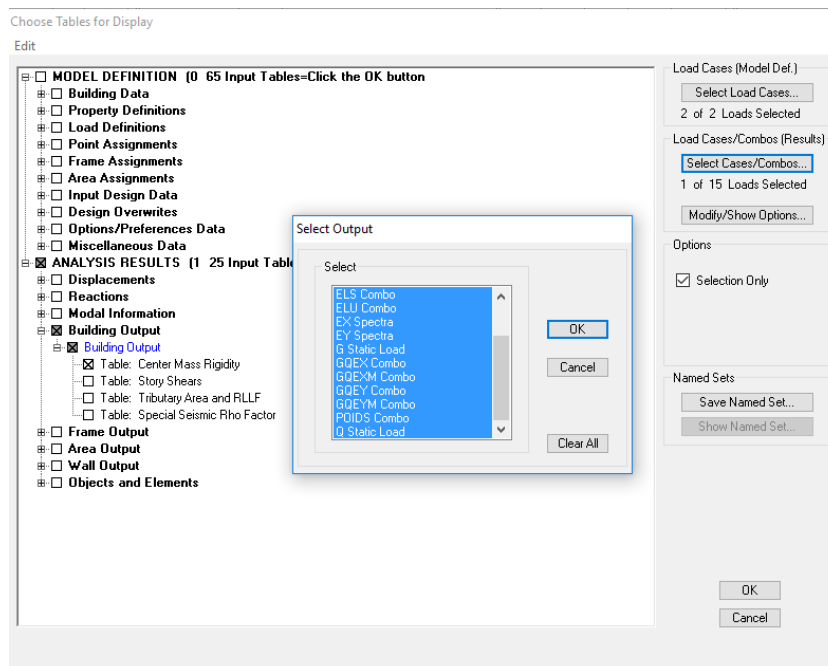
On aura $W_t = 22656,46$ KN

IV-4.L'excentricité :

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables → ANALYSIS RESULTS → building output



Select cases/combos... → OK → OK

Les résultats s’afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	TERRASSE	D1	279,5079	279,5079	5,250	11,700	279,5079	279,5079	5,250
	SSOL2	D2	278,5825	278,5825	5,168	11,700	278,5825	278,5825	5,168
	RDC	D3	262,8105	262,8105	5,250	11,700	262,8105	262,8105	5,250
	ET1	D4	288,9853	288,9853	5,254	11,700	288,9853	288,9853	5,254
	ET2	D5	284,8417	284,8417	5,254	11,700	284,8417	284,8417	5,254
	ET3	D6	284,8417	284,8417	5,254	11,700	284,8417	284,8417	5,254
	ET4	D7	284,8417	284,8417	5,254	11,700	284,8417	284,8417	5,254
	TERRASSE	D8	240,5780	240,5780	5,340	11,700	240,5780	240,5780	5,340

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	YCM	YCR	e_x	e_y
SSOL1	D1	5,250	5,249	11,7	11,7	0,001	0
SSOL2	D2	5,168	5,248	11,7	11,7	-0,08	0
RDC	D3	5,250	5,246	11,7	11,7	0,004	0
ET1	D4	5,254	5,249	11,7	11,7	0,005	0
ET2	D5	5,254	5,254	11,7	11,7	0	0
ET3	D6	5,254	5,252	11,7	11,7	0,002	0
ET4	D7	5,254	5,244	11,7	11,7	0,01	0
TERRASSE	D8	5,340	5,236	11,7	11,7	0,104	0

Tab IV.4 : vérification de l’excentricité

Avec : $e_x = |XCM - XCR|$

$e_y = |YCM - YCR|$

• **Sens longitudinal**

$5\%L_x \geq e_x \rightarrow 0.05 \times 10,90 = 0,545 > 0,001 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

• **Sens transversal**

$5\%L_y \geq e_y \rightarrow 0.05 \times 23,75 = 1,1875 > 0 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

IV-4. Justification du système de contreventement :

L’objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

-on choisit d’abord la combinaison en cliquant sur :

Display > showDeformed shape > Load: Ex spectra

-On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw > Draw Section Cut

-Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-4,6173	2,1069
End Point	16,1957	2,4843

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	5,7892	2,2956	0,	0

Include

Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

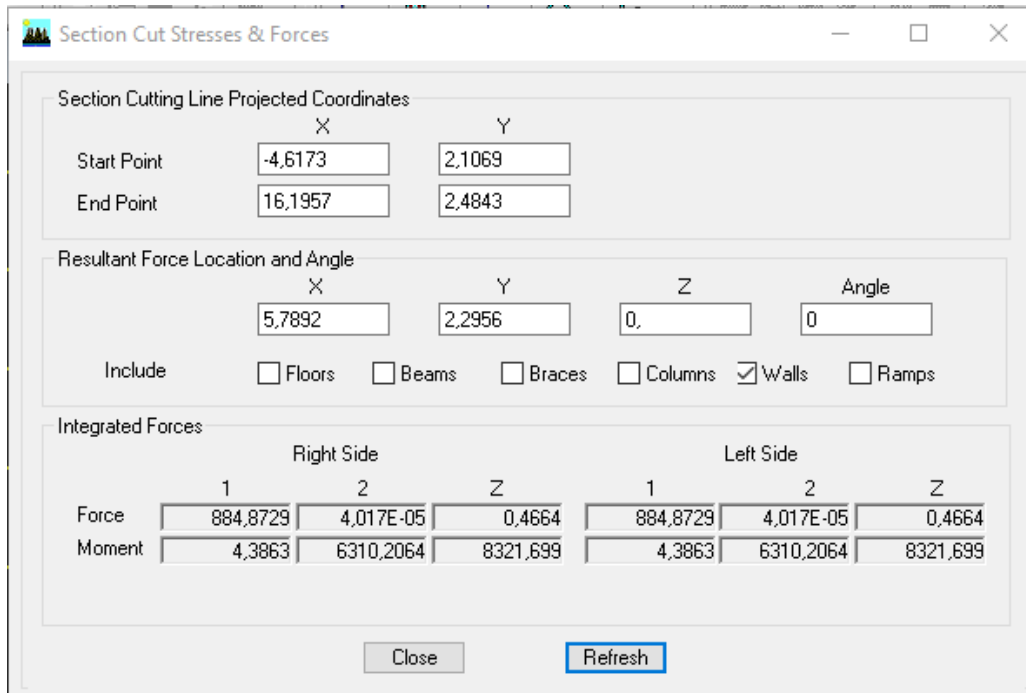
Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1243,7474	4,478E-05	6,784E-11	1243,7474	4,478E-05	6,785E-11
Moment	8,613E-05	23541,8221	11696,6984	8,613E-05	23541,8221	11696,6984

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (Force-1) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, Beams, floors, ramps et braces** puis on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens longitudinal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

Récapitulatif des résultats :

Unités	Forces reprises par les voiles et les portiques		Forces reprises par les voiles uniquement	
	[KN]	[%]	[KN]	[%]
Sens EX	1243,7474	100	884,87	71,14
Sens EY	1307,1147	100	954,2932	73,01
ELU	34520,643	100	6181,6825	17,90

Tableau IV.5 : Justification du système de contreventement

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles <20%

D'après (l'article **3.4 du RPA 99**) qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=5**.

IV-5. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \quad \text{formule (4.1RPA99)}$$

-Détermination des paramètres A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 2 } \longrightarrow A = 0.15 (Annexe1 ; Tab 4.1 RPA99)
- Zone sismique IIa }

***Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

η : Facteur de correction d'amortissement donné par le tableau (4.2/RPA 99) comme suit :

Dans notre cas : $T_2=0.5s < T_{etabs}= 0.831s < 3s$ donc : $D=2.5 \eta (T_2/ T)^{2/3}$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$$

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 8,5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,81 > 0,7 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$D = 2,5 \times 0,81 \times \left(\frac{0,5}{0,831}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,44$$

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour R=5

$$Q = 1,2$$

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t = \frac{0,15 \times 1,44 \times 1,2}{5} \times 22656,46 = 1174,51 \text{KN}$$

Sens	$V_{calculé}$ (KN)	$0,8V_{calculé}$ (KN)	V_{ETABS}	Condition
x-x	1174,51	939,608	1243,75	Vérifiée
y-y	1174,51	939,608	1307,11	Vérifiée

IV-6 .Vérification des déplacements:

❖ **Déplacements relatifs**

Le déplacement horizontal à chaque niveau «i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad (\text{RPA 99 formule 4-19})$$

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

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k » par rapport au niveau «k-1 » est égal à:

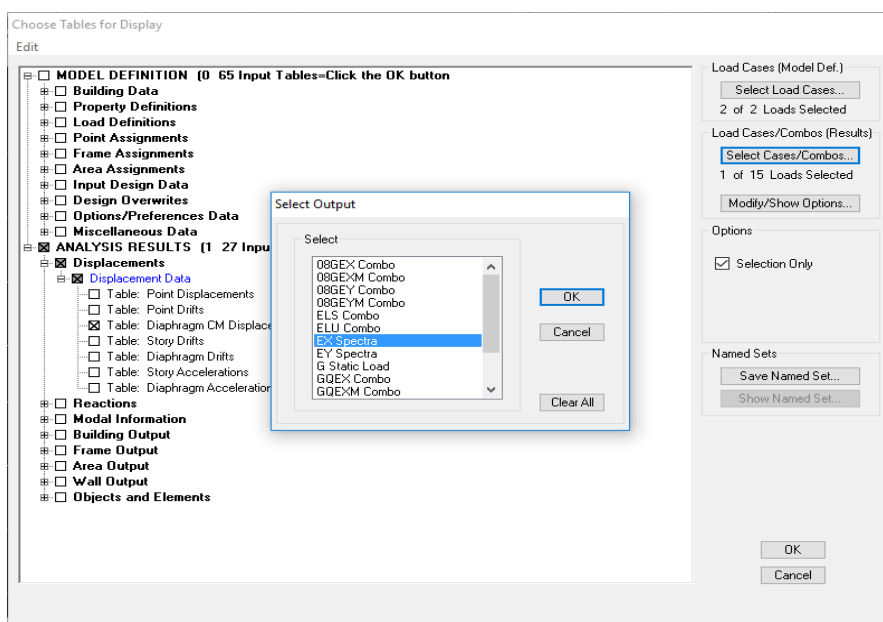
$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\%h_e$$

• **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display →show tables** .Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



ANALYSIS RESULTS → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur : **Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey.

STORY	Sens x-x : (U ₁)					Sens y-y : (U ₂)					Verification	
	δ _{ek} [m]	R	δ _k [m]	Δ _k [m]	Δ̄ _k [m]	δ _{ek} [m]	R	R	δ _k [cm]	Δ _k [m]		Δ̄ _k [m]
TERRASSE	0,0162	5	0,081	0,006	0.0306	0,0146	5	5	0.073	0.005	0.0306	cv
ET4	0,0149	5	0,0745	0,007	0.0306	0,0135	5	5	0.0675	0.007	0.0306	cv
ET3	0,0134	5	0,067	0,009	0.0306	0,0121	5	5	0.0605	0.008	0.0306	cv
ET2	0,0115	5	0,0575	0,011	0.0306	0,0105	5	5	0.0525	0.009	0.0306	cv
ET1	0,0093	5	0,0465	0,012	0.0306	0,0086	5	5	0.043	0.010	0.0306	cv
RDC	0,0069	5	0,0345	0,016	0.0408	0,0065	5	5	0.0325	0.015	0.0408	cv
SSOL2	0,0036	5	0,018	0,011	0.034	0,0035	5	5	0.00175	0.011	0.034	cv
SSOL1	0,0013	5	0,0065	0,006	0.0408	0,0013	5	5	0.0065	0.0065	0.0408	cv

Tableau IV.6 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens

Conclusion :

D’après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

❖ **déplacement maximal :**

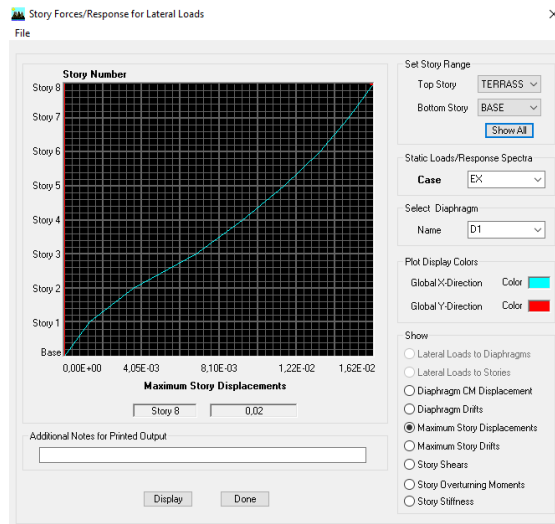
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm} .

$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{26,86}{500} = 0,05372m \quad (\text{ART B. 6.5,3 /BAEL91})$$

- **Sens longitudinal :**

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots*.

La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

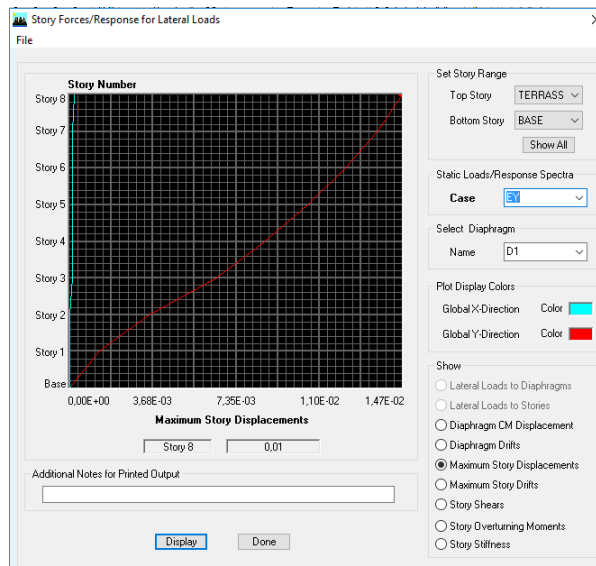


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : $0.02m < f_{adm} = 0,05372m$ Vérifié

✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : $0.01m < f_{adm} = 0,05372m$ Vérifié

IV.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux $\theta \leq 0,1$

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

Niv	P _k	Sens x-x (sous Ex)				Sens y-y (sous Ey)			
		Δ _k	V _k	V _k × h _k	Θ	Δ _k	V _k	V _k × h _k	Θ
TERRASSE	2700,65	0,006	275,16	841,9896	0,01924477	0.005	278,79	853,0974	0,0158285
ET4	5556,92	0,007	510,67	1562,6502	0,02489261	0.007	528,28	1616,5368	0,02406282
ET3	8413,18	0,009	712,21	2179,3626	0,03474347	0.008	741,19	2268,0414	0,02967558
ET2	11269,45	0,011	884,68	2707,1208	0,04579181	0.009	924,27	2828,2662	0,03586121
ET1	14223,64	0,012	1030,04	3151,9224	0,05415225	0.010	1079,89	3304,4634	0,04304372
RDC	16971,87	0,016	1136	4634,88	0,05858834	0.015	1193,28	4868,5824	0,05228997
SSOL2	19761,35	0,011	1205,2	4097,68	0,05304827	0.011	1267,79	4310,486	0,05042931
SSOL1	22656,46	0,006	1243,75	5074,5	0,0267886	0.0065	1307,11	5333,0088	0,02761424

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0,1$

IV.8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

B: l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons :(0.8G±E et G+Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display >Show Tables >ANALYSIS RESULTS >Frame Output > frame forces >Column forces.

- **Poteaux 45×50 :**

$$N_d = 919,74KN$$

$$V = \frac{N_d}{Bf_{c28}} = \frac{919,7 \times 10^3}{500 \times 450 \times 25} = 0,16 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteaux 40×45 :**

$$N_d = 668,13KN$$

$$V = \frac{N_d}{Bf_{c28}} = \frac{668,13 \times 10^3}{450 \times 400 \times 25} = 0,14 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poteaux 35× 40 :**

$$N_d = 431,17KN$$

$$V = \frac{N_d}{Bf_{c28}} = \frac{624,43 \times 10^3}{400 \times 350 \times 25} = 0,17 \leq 0,3 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que :

- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- La justification vis-à-vis de l'effet Delta est vérifiée

CONCLUSION :

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, nous allons donc passer au ferrailage de la structure.

Chapitre V

Ferraillage des éléments

V-1.Ferrailage des poteaux:

V-1.1 Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme selon la combinaison la plus défavorable dans les deux sens puis vérifiés à L'ELS en flexion composée. Les armatures seront calculées en tenant compte de trois sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant,
- Effort normal minimal et moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant.

Chaque poteau est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant. Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement tendue (SET),
- Section entièrement comprimée (SEC).

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Tableau V.1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

➤ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1,35G+1,5Q → à l'ELU.

G+Q → à l'ELS

G+Q±E → RPA99 révisée2003

0,8G±E → RPA99 révisée2003.

V-1.2 Recommandations du RPA :

Armatures longitudinales :(RPA Art.7.4.2.1)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40ΦL** (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm en zone II**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Pourcentage total minimum:

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8 % de la section du béton (0,8% bh)

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement:

	$A_{min} = 0,8\% \text{ b h}$ (cm ²)	$A_{max} = 4\% \text{ b h}$ (cm ²)	$A_{max} = 6\% \text{ b h}$ (cm ²)
Poteaux (45x50)	18	90	135
Poteaux (40x45)	14,4	72	108
Poteaux (35x40)	11,2	56	84

Tableau V.2 : la section minimal et maximal d'armature.

V-1.3 Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Exposé de la méthode de calcul:

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion. Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement tendue (SET),
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée:

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression):

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

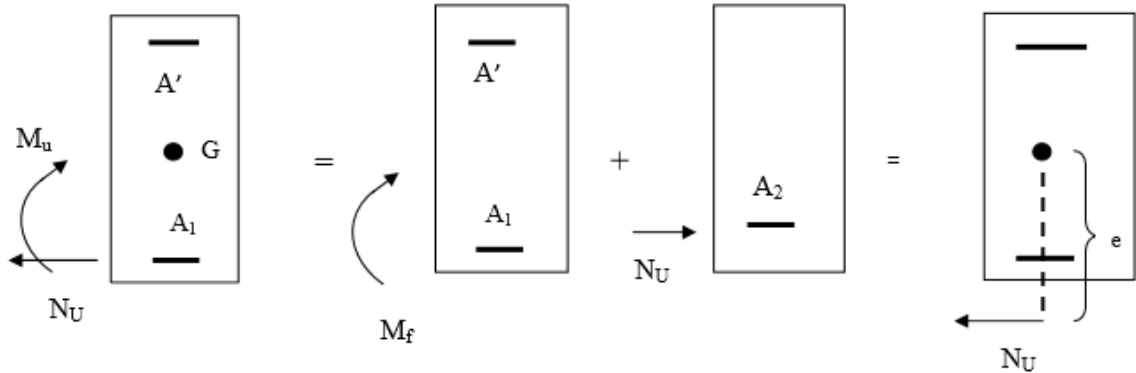
Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec : N_u : effort de compression.

M_f : Moment fictif.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec :} \quad f_{c28} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ **1er cas :**

Si $\mu < \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée ($A'=0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$ avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2ème cas :**

Si $\mu > \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

On Calcul : $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armatures

$$\begin{cases} A'_s = A \\ A_s = A_1 + \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

b) Section entièrement comprimée (SEC):

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

➤ **1er cas :**

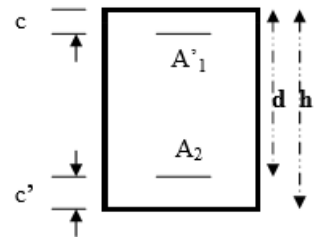
Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{Et} \quad A'_1 > 0$$

La section d'armature:

$$A'_1 = \frac{M_f(d - 0,5h)}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$



➤ **2ème cas :**

Si $N_u(d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \rightarrow$ la section est simplement armée

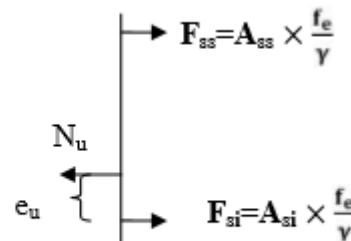
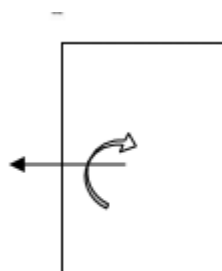
$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A'_1 = 0$$

$$A_2 = \frac{N_u - \Psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec} : \quad \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d-c')}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c) Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bc}}{\sigma_s}$

Avec : **B** : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Calcul du ferrailage des poteaux :

Niveau	Sec	situation	N(KN)	M(KN.m)	Nature	A_{sc}	A	A_{min}	Ferrailage	A adopté
SSOL1et SSOL2	45 × 50	ELU	N_{max} = 1261,37	M_{cor} = 0,29	SEC	0	0	18	4HA20+4HA16	20,6
		Acc	N_{min} = 170,74	M_{cor} = 0,39	SEC	0				
		ELU	N_{cor} = 541,29	M_{max} = 23,84	SEC	0				
RDC et ET1	40 × 45	ELU	N_{max} = 916,42	M_{cor} = 1,41	SEC	0	0	14,4	8HA16	16,09
		Acc	N_{min} = 104,66	M_{cor} = 0,38	SEC	0				
		ELU	N_{cor} = 358,23	M_{max} = 25,06	SEC	0				
ET2 au TERRASSE	30 × 40	ELU	N_{max} = 591,35	M_{cor} = 2,88	SEC	0	0	11,2	4HA14+4HA14	12,30
		Acc	N_{min} = 6,93	M_{cor} = 0,52	SEC	0				
		ELU	N_{cor} = 61,72	M_{max} = 26,19	SPC	1,16				

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux

V-1.4 Vérifications à l'ELU :

Les armatures transversales : sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées99)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,33 \quad \rightarrow \quad \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en soit ($A_t = 3,14\text{cm}^2$).

Espacement des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées99)

$$S_t \leq \min\{15\phi_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

A : la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,4; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{Soit :} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 version2003 (Art7.4.2.2)

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15\phi_1^{\min} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{Soit} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq (10\phi_1^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 14 \text{ cm} \quad \text{Soit} \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales Selon le RPA 99 version 2003, Art 7.4.2.2**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

S_t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a \begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : Élancement géométrique du poteau.

Calcul de λ_g (BAEL 91, Art B8.4.1) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Sous-sol 1 et 2:

Sous-sol 1 :

Avec : L_f : longueur de flambement. $L_f = 0,707L_0$

$$L_f = 0,707 \times 4,08 = 2,885 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,885}{0,45} = 6,411$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

Sous-sol 2 :

$$L_f = 0,707L_0$$

$$L_f = 0,707 \times 3,40 = 2,403 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,403}{0,45} = 5,34$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max : $T_u = 14,26 \text{ KN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

S_t : 10 cm en zone nodale

$$A_t = \frac{2,5 \times 14,26 \times 10^3}{45 \times 400} \times 10 = 19,80 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,198 \text{ cm}^2$$

S_t : 15 cm en zone courante

$$A_t = \frac{2,5 \times 14,26 \times 10^3}{45 \times 400} \times 15 = 29,71 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,297 \text{ cm}^2$$

RDC et 1^{er} étage :

RDC:

$$L_f = 0,707 \times 4,08 = 2,884 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,884}{0,40} = 7,21$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

1^{er} étage :

$$L_f = 0,707 \times 3,06 = 2,163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,163}{0,40} = 5,40$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max : $T_u = 16,67 \text{ KN}$

S_t : 10 cm en zone nodale

$$A_t = \frac{2,5 \times 16,67 \times 10^3}{40 \times 400} \times 10 = 26,04 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,264 \text{ cm}^2$$

S_t : 15 cm en zone courante

$$A_t = \frac{2,5 \times 16,67 \times 10^3}{40 \times 400} \times 15 = 39,07 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,39 \text{ cm}^2$$

Du 2^{eme} au 5^{eme} étage :

$$L_f = 0,707 \times 3,06 = 2,163 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,163}{0,35} = 6,18$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2,5$$

T_u : L'effort tranchant max : $T_u = 16,67 \text{ KN}$

S_t : 10 cm en zone nodale

$$A_t = \frac{2,5 \times 16,67 \times 10^3}{35 \times 400} \times 10 = 29,76 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,297 \text{ cm}^2$$

S_t : 15 cm en zone courante

$$A_t = \frac{2,5 \times 16,67 \times 10^3}{35 \times 400} \times 15 = 44,65 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0,446 \text{ cm}^2$$

Vérification de la quantité d'armatures transversales

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3 \% S_t \cdot b_l$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \cdot b_l$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

b_l : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

✓ **Sous-sol 1 et 2 :**

En zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

✓ **RDC et 1^{er} étage :**

En zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

✓ **Du 2^{eme} au 5^{eme} étage :**

En zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

En zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \leq 3,14 \text{ cm}^2$ CV

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est : $L = 40\phi$

Pour les HA14 : $40 \times \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_R = 60 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $40 \times \phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_R = 65 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $40 \times \phi = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ soit $L_R = 80 \text{ cm}$

Vérification des contraintes tangentielles: (Art.7.4.3.2 /RPA99 version2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Poteau	H_e (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	Condition
45 × 50	4,08	45	40	14,26	6,411	0,075	0,25	1,875	vérifiée
	3,40	45	40		5,34	0,075	0,29	1,875	vérifiée
40 × 45	4,08	40	36	16,67	7,21	0,075	0,37	1,875	vérifiée
	3,06	40	36		5,40	0,075	0,37	1,875	vérifiée
35 × 40	3,06	35	32	16,67	6,18	0,075	0,34	1,875	vérifiée

Tableau V.4 : Vérification des contraintes tangentielles.

V-1.5 Vérifications à l'ELS :

a) Vérification des contraintes a l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ MPa}$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée

❖ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcule l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A_s(0,5h - d') - A'_s(d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + [A'_s(0,5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0,5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ Vérification d'une section partiellement comprimée :

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 comprimée.

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 à déterminer par l'équation suivante: $y_2^3 + py_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$ alors il faut calculer :

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) \quad , \quad u = t^{\frac{1}{3}} \quad , \quad y_2 = u - \frac{P}{3u}$$

Si $\Delta \leq 0$ L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

Avec : $\cos\varphi = \frac{2q}{3q} \sqrt{\frac{3}{|P|}}$ et $a = \sqrt{\frac{3}{|P|}}$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + L_c < h$$

$$I = \frac{b}{8} y_1^3 + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 + c')^2]$$

Finalement :

Les contraintes obtenues sont:

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Section	N_s (KN)	M_s (KN.m)	$\sigma_{bc\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{bc\ inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{s\ sup}$ (MPa)	$\sigma_{s\ inf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
45 × 50	N_{max} = 919,74	M_{cor} = 0,219	4,03	4,00	15	60,4	60,14	348	CV
	N_{min} = 178,74	M_{cor} = 0,399	0,8	3,08	15	12	11,5	348	CV
	N_{cor} = 395,81	M_{max} = 17,308	2,62	0,84	15	36,6	15,2	348	CV
40 × 45	N_{max} = 668,13	M_{cor} = 1,041	3,66	3,52	15	54,8	53	348	CV
	N_{min} = 104,66	M_{cor} = 0,384	0,59	0,54	15	8,77	8,11	348	CV
	N_{cor} = 261,89	M_{max} = 18,23	2,67	0,14	15	36,7	5,52	348	CV
35 × 40	N_{max} = 431,17	M_{cor} = 2,11	3,16	2,75	15	46,9	41,6	348	CV
	N_{min} = 6,93	M_{cor} = 0,525	0,1	0	15	1,32	-0,02	348	CV
	N_{cor} = 45,28	M_{max} = 19,046	4,09	0	15	42,7	-168,3	348	CV

Tableau.V.5: Vérifications à l'ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI.2. Ferrailage des poutres :

VI.2.1 Introduction :

Les poutres sont calculée en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorable en considérant la fissuration comme étant peu nuisibles, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Les combinaisons de calcul :

- 1,35G + 1,5Q : ELU
- G + Q : à L'ELS.
- G + Q ± E: RPA99 révisé2003.
- 0.8G ± E: RPA99 révisé2003

VI.2.2 Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (RPA Art.7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{min} = 0,5\%bh$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = 4\% bh \text{ en zone courante}$$

$$A_{max} = 6\% bh \text{ en zone de recouvrement}$$

	$A_{min} = 0,5\%bh$	$A_{max} = 4\%bh$	$A_{max} = 6\%bh$
Poutre principale (30 x 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 x 35)	5,25	42	63

Tableau V.6 : la section minimal et maximal d'armature.

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

VI-2.3 Etapes de calcul de ferrailage :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant entravées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

Calcul du moment réduit « μ »:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec:} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Pour $f_e E400$ on a: $\mu_l = 0,392$

➤ **1^{er} cas :**

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0$)

Section d'acier tendue : $A_{st} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

➤ **2^{ème} cas :**

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée

On Calcul : $M_r = \mu_l \cdot b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour unesection simplement armée.

M_u : moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$\begin{cases} A_{st} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

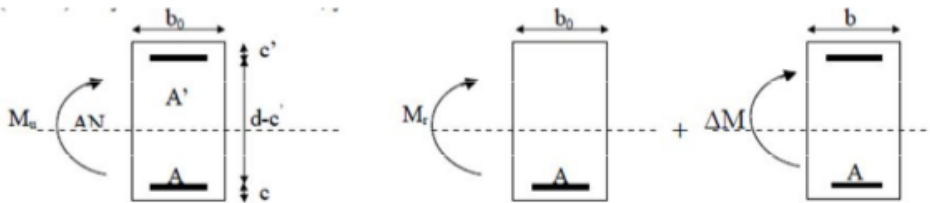


Figure V.1 : Section rectangulaire doublement armée

V-2.4 Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailer avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leur section de ferrailage.

a) Poutres principales :

Niveau	comb	M (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Ferrailage	A adop (cm^2)
En travée	ELU	24,20	0,04	SSA	0,980	1,89	6	3HA14+3HA12	8,01
Aux appuis	ELU	-33,35	0,056	SSA	0,972	2,63		3HA14+3HA12	8,01

Tableau V.6 : Ferrailage des poutres principales

a) Poutres secondaires :

Niveau	com b	M (KN.m)	μ	OBS	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Ferrailage	A adop (cm ²)
En travée	ELU	27,437	0,06	SSA	0,969	2,50	5,25	3HA12+3HA12	6,78
Aux appuis	ELU	-37,931	0,084	SSA	0,956	3,5		3HA12+3HA12	6,78

Tableau V.7 : Ferrailage des poutres principales

VI-2.5 Vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité :(A.4.2.1/BAEL91 modifier99)

$$A_{min} = \frac{0,23bd}{f_e} f_{t28}$$

- Poutres principales : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 37,5}{348} \times 2,1 = 1,56 \text{cm}^2$

Condition vérifiée

- Poutres secondaires : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0,23 \times 30 \times 32,5}{348} \times 2,1 = 1,35 \text{cm}^2$

Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton : (Art A.5.1.211/BAEL91/modifiée99)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

➤ $\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$ Avec: T_{max} : effort tranchant

➤ $\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}$ fissurations peu nuisibles

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{MPa} \} = 3,33 \text{MPa}$$

- Poutres principales : $\frac{33,47 \times 10}{30 \times 37,5} = 0,29 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$

Condition vérifiée

- Poutres secondaires : $\frac{67,7 \times 10}{30 \times 32,5} = 0,69 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa}$

Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui : (BAEL91.art A.5.1.32)

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$$

- Poutres principales :

$$T_{max} = 33,47KN \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,375 \times 0,3 \times 10^3 = 675KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires :

$$T_{max} = 67,7KN \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,325 \times 0,3 \times 10^3 = 650KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures: (Art A.5.1.313 /BAEL91/modifiée99)

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 :

$$(T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$$

$$D'où : A_s > (T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- Poutres principales : $(33,47 - \frac{33,35}{0,9 \times 0,375}) = -65,34 < 0$

- Poutres secondaires : $(67,7 - \frac{37,931}{0,9 \times 0,325}) = -61,97 < 0$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (ART A.6.1,3/BAEL91 modifiées99)

$$\tau_u < \bar{\tau}_{se}$$

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec } \Psi_s: \text{Coefficient de scellement} = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i: \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi ; n: \text{nombre de barres}$$

- Poutres principales : $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 24,49cm$

$$\tau_u = \frac{33,47}{0,9 \times 37,5 \times 24,49} \times 10 = 0,40MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaires : $\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 1,2 + 3 \times 3,14 \times 1,2 = 22,608cm$

$$\tau_u = \frac{67,7}{0,9 \times 32,5 \times 22,608} \times 10 = 1,023 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

f) **Longueur de scellement droit des barres :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,38 \text{ cm}$ **Soit: $L_s = 50 \text{ cm}$**
- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,32 \text{ cm}$ **Soit: $L_s = 45 \text{ cm}$**

Les règles BAEL91 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 0,4Ls.

- Pour $\phi 14$: $L_s = 20 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$: $L_s = 18 \text{ cm}$

g) **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91 modifiées99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) = \min(1,14; 3; 1,4) = 1,14 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales :

- **Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right)$**
 - Poutres principales : $S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$ **Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm} \right) = 8,75 \text{ cm}$ **Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$**
- **Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$**
 - Poutres principales : $S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$ **Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$**
 - Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$ **Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :

$$A_t \geq 3\% S_t b$$

- Poutres principales : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- Poutres secondaires : $A_t = 2,01\text{cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$

Condition vérifiée

Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale (L') est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$

V-2.6 Vérifications à L'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Avec $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ et $\rho_1 = \frac{100A_s}{b \cdot d}$

- Poutres principales :

	M_s	A_s	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
En travées	17,587	8,01	30	37,5	0,719	0,877	25,65	66,76	348	2,60	15	Vérifiée
Aux appuis	-24,349	8,01	30	37,5	0,719	0,877	25,65	92,43	348	3,60	15	Vérifiée

- Poutres secondaires :

	M_s	A_s	b	d	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
En travées	19,842	6,78	30	32,5	0,695	0,879	26,32	92,11	348	3,49	15	Vérifiée
Aux appuis	-27,607	6,78	30	32,5	0,695	0,879	26,32	142,53	348	5,41	15	Vérifiée

V-2.7 Vérification de la flèche :

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.

- Sens longitudinal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7mm$
- Sens transversal, la flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3400}{500} = 6,8mm$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10E_v \times I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87MPa$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\lambda \times \mu)}$$

I_{fv} : fictive de la section pour des charges de longue durée

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{100A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,0084}{\rho} \quad ; \quad \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Poutre	Ms(KN.m)	L (cm)	h (cm)	A (cm ²)	ρ	λ	μ	$I_0(\text{cm}^4)$	$I_{fv}(\text{cm}^2)$	f (cm)	OBS
Principale	17,587	350	40	8.01	0,712	1.17	0.996	196795,9375	99973,9212	0,19	Vérifiée
Secondaire	19,842	340	35	6,78	0.695	1.20	0.996	130070	65177,2048	0,32	Vérifiée

V-3 Ferrailage des voiles :

V-3.1 Introduction :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : - Armatures verticales. - Armatures horizontales. - Armatures transversales.

Combinaison d'action

Les combinaisons à prendre en comptes sont données ci-dessous :

Selon le BAEL91 : $1,35G+1,5Q$

$G+Q$

Selon le RPA version2003 : $G+Q\pm E$

$0,8G\pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones

- ✓ **Zone I:** Sous-sol1 et 2
- ✓ **Zone II:** RDC et 1^{er} étage.
- ✓ **Zone III:** Du 2^{ème} au dernier étage.

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées à l'aide de la méthode suivante:

V-3.2 Exposé de la méthode de calcul :

1. Armature verticale :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé **SEC**.
- Section partiellement comprimé **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.

Le calcul se fera par par bandes de longueur «d» donnée par:

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

Avec : h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

-Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L$$

-Longueur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c$$

a) Section entièrement comprimé SEC :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

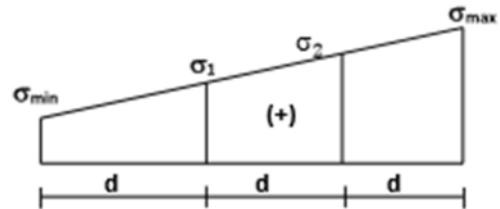


Figure .V.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Section d'armature : $A_{vi} = \frac{N_i \cdot B \cdot f_{bc}}{\sigma_i}$

Avec : e : épaisseur du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

B : Section du voile.

Armatures minimales : (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{\min} \geq \frac{4 \text{ cm}^2}{\text{ml}}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

b) Section partiellement comprimé SPC :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

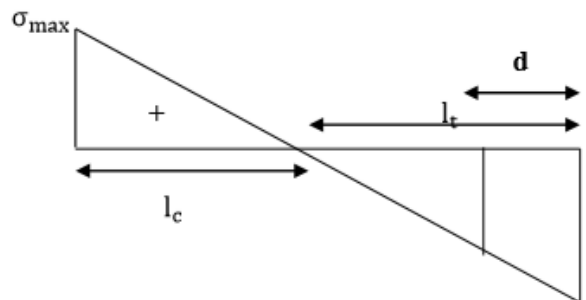


Fig.VI.3.2:Diagramme des contraintes d'une (S.P.C)

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0,002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

c) Section entièrement tendue (SET) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

Section d'armature :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures minimales : (BAEL art A4.2.1)

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq A = 0,002B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1})$$

2. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0,15\%B$

3. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003). Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

4. Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1.4 T$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

1. Armatures pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

2. Dispositions constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \{1.5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

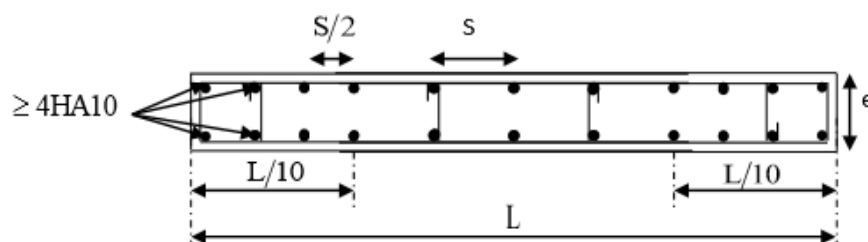


Fig.V.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

3. Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieur à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

Avec : $V=1.4 T$

b: Épaisseur du voile.

d: hauteur utile : $d=0.9h$.

h: Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_b \leq \min\{0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\}$

$\bar{\tau}_b$: Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d}$$

5. Vérification à L'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003)

On vérifie que: $\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

1- Selon le BAEL 91

$$\text{On vérifie que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

V.3. 3 Calcul du ferrailage :

-Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de la zone II :

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.50 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m} \quad B = 0.3\text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = +1289,12\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -1818,35 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

- Calcul de la longueur comprimée/

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \quad \Rightarrow \quad L_c = \frac{1289,12}{1289,12 + 1818,354} \times 1.5 = 0,4\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 1,5 - 0,4 = 1,1\text{m}$$

Donc : $L_t = 1,1\text{m}$

$$L_c = 0,4\text{m}$$

- Détermination de la longueur de la bande (d) :

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min\left(\frac{3,40}{2}; \frac{4,08}{2}; \frac{2}{3} \times 0,4\right) \Rightarrow d = 0,26\text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d}{2} \times \sigma_{\min} = \frac{1,1 - 0,26}{2} \times 1818,35 \Rightarrow \sigma_1 = 1388,55\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e = \frac{1388,55 + 1818,354}{2} \times 0,26 \times 0,2 \Rightarrow N_1 = 83,38 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1388,55}{2} \times 0,26 \times 0,2 \Rightarrow N_2 = 36,1 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

Armatures verticales :

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale à :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{83,38 \times 10}{400} = 2,08\text{cm}^2 \quad A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{36,1 \times 10}{400} = 0,9\text{cm}^2$$

Les armatures de coutures:

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \times \frac{157,84 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 6,07\text{cm}^2$$

Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{0,26 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 0,26 \times 0,20\right)$$

$$A_{\min} = \max(2,73; 1,04) = \mathbf{2,73\text{cm}^2}$$

Sections d'armatures totales:

- $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = (2,08) + \left(\frac{6,07}{4}\right) = \mathbf{3,59\text{cm}^2 / \text{bande}}$
- $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = (0,9) + \left(\frac{6,07}{4}\right) = \mathbf{2,41\text{ cm}^2 / \text{bande}}$

Ferrailage adopté:

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{ère} bande	$A_1=3,59\text{ cm}^2$	$2 \times 4\text{HA}12=6,78\text{cm}^2$	$S_t=10\text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2= 2,41\text{ cm}^2$	$2 \times 3\text{HA}12= 6.78\text{cm}^2$	$S_t=17\text{ cm}$

Tableau V.3.1 : Ferrailage adopté.

Armatures horizontales:

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,49\text{ cm}^2$
 - D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 26 = 0,78$
- Soit : $12\text{HA}8 = 6.03\text{ cm}^2$; avec $S_H = 20\text{ cm}$.

Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

V.3.4 Les vérifications :

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30\text{ cm}\} = 30\text{cm}$$

$S_t = 11\text{cm}$ et 13cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 20\text{cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{392,09 \times 10^3}{0,3 \times 10^6 + 15 \times 13,56 \times 10^2} = 1,22 \text{ MPa}$$

➤

$\sigma_{bc} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 157,84 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1500} = 0,818 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,818 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{157,84 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1500} = 0,584 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3,26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,584 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ Ferrailage du Voile VL1

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,3	0,3	0,3		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4868,35	1289,12	1535,75		
	σ_{min} [KN/m ²]	-2134,66	-1818,35	-1453,04		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (KN)		219,36	157,84	89,95	
	L _t (m)		0,46	1,1	0,73	
	L _c (m)		1,04	0,4	0,77	
	d (m)		0,69	0,26	0,51	
	σ_1 [KN/m ²]		1067,33	1388,55	437,9	
	N (kN)	N ₁	220,94	83,38	96,43	
		N ₂	73,64	36,1	22,33	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,52	2,08	2,41	
		A _{v2}	1,84	0,9	0,56	
	A _{vj} (cm ²)		8,44	6,07	3,46	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	7,63	3,59	3,32	
		A1=A _{v1} +A _{vj} /4	3,95	2,41	1,47	
	A _{min} (cm ²)		7,24	2,73	5,35	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	9,24	6,78	6,78	
		Bande 2	6,78	6,78	6,78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA12
			Bande 2	2x 3HA12	2x 3HA12	2 x 3HA12
S _t (cm)		Bande1	10	10	10	
		Bande 2	17	17	17	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2,07	0,78	1,53		
A _H /nappe (cm ²)		2,31	1,7	1,7		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10H10	10HA10	10HA10		
S =20cm		(A=7,89cm ²)	(A=7,89cm ²)	(A=7,89cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,812	0,584	1,05	
		τ_b (MPa)	1,137	0,818	1,47	
	ELS	N _s (KN)	468,55	392,09	283,94	
σ_b (MPa)		1,44	1,22	0,88		

Tableau V.3.2 : Ferrailage du voile VL1.

➤ Ferrailage du Voile VT1

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1	1		
	e (m)	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,2	0,2	0,2		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2778,53	1469,4	1300,15		
	σ_{min} [KN/m ²]	-2793,23	-2679,4	-1983,23		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC		
	V _u (KN)	132,54	113,37	82,44		
	L _t (m)	0,51	0,65	0,61		
	L _c (m)	0,49	0,35	0,39		
	d (m)	0,32	0,23	0,26		
	σ_1 [KN/m ²]	1040,61	918,65	1137,91		
	N (kN)	N ₁	122,68	82,75	81,15	
		N ₂	33,3	21,12	29,58	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	3,06	2,07	2,03	
		A _{v2}	0,83	0,52	0,74	
	A _{vj} (cm ²)		5,1	4,36	3,17	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4,33	3,16	2,82	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,1	1,61	1,53	
	A _{min} (cm ²)		3,36	2,41	2,73	
	A _{vadopté} (cm ²)	Bande1	6,78	6,78	6,78	
		Bande 2	6,78	6,78	6,78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
			Bande 2	2x3HA12	2x3HA12	2x3HA12
S _t (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		0,96	0,69	0,78		
A _H /nappe (cm ²)		1,69	1,69	1,69		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	10HA10	10HA10		
S =20cm		(A=7,89cm ²)	(A=7,89cm ²)	(A=7,89cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,736	0,882	0,458	
		τ_b (MPa)	1,03	0,63	0,641	
	ELS	N _s (KN)	404,5	348,61	264,82	
σ_b (MPa)		1,83	1,58	1,2		

Tableau V.3.3 : Ferrailage du voile VT1.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1 Etude de l'infrastructure

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :
 - **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
 - **Fondations profondes** : Utilisées pour des sols de faible capacité portante et le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI. 2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol}=2bars$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI. 3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain. Ce choix est défini par:

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure et l'économie.
- Le tassement du sol.

VI. 3.1 Semelles isolées

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A=B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

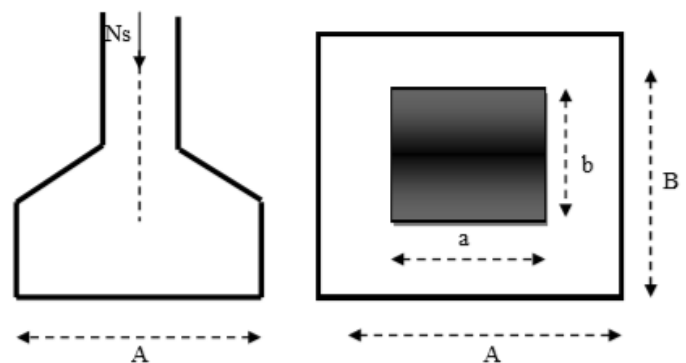


Fig.VI.1: dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul

$$N_{ser} = 1261,37 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1261,37}{200}} = 2,51 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

Remarque: Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchement est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI. 3.2 Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N_s données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec :} \quad N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : **B**:Largeur de la semelle

L:Longueur de la semelle sous voile

G:Charge permanente à la base du voile considéré

Q:Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Voiles	N_s	L(m)	B(m)	S=B.L
VI ₁	484,88	1,5	1, 61	2,415
VI ₂	434,91	1,5	1,45	2,175
VI ₃	484,88	1,5	1, 61	2,415
VI ₄	434,91	1,5	1,45	2,175
ΣS				9,18

Tableau VI-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
Vt ₁	823,72	1	4,1186	4,1186
Vt ₂	422,26	1	2,1113	2,1113
Vt ₃	397,50	1	1,9875	1,9875
Vt ₄	388,711	1	1,9435	1,9435
Vt ₅	823,72	1	4,1186	4,1186
Vt ₆	823,72	1	4,1186	4,1186
Vt ₇	422,26	1	2,1113	2,1113
Vt ₈	397,50	1	1,9875	1,9875
			ΣS	20,32

Tableau VI-2 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface totale des semelles filantes sous voiles $S_v=9,18+20,32= 29,5 \text{ m}^2$.

VI-3-3 Semelles filantes 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 telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Étape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R=\sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure:

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Le dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité. Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Application (sur une partie de la structure pour raison de symétrie)

Poteaux	N _s (KN)	M _s (KN/m)	e _i (m)	N _s . e _i (KN.m)
1	858,382	0,296	1,75	1502,1685
2	860,887	0,291	5,25	4519,6567
3	919,741	0,148	-5,25	-4828,6402
4	914,559	0,010	-1,75	-1600,4782
Total	3553,569	0,745		-407,2932

Tableau VI.3 : Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = -0,11 \text{ m}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e = -0,11\text{m} \leq L/6 = 10,5/6 = 1,75\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3553,569}{10,5} \left(1 - \frac{6 \times (-0,11)}{10,5}\right) = 359,71 \text{KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3553,569}{10,5} \left(1 + \frac{6 \times (-0,11)}{10,5}\right) = 317,16 \text{KN/ml}$$

$$q^{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3553,569}{10,5} \left(1 + \frac{3 \times (-0,11)}{10,5}\right) = 327,80 \text{KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q^{(L/4)}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{327,80}{200} = 1,64 \text{m}$$

On prend B = 1,70m.

$$\text{On aura donc, } S_p = B \times n \times L = 1,7 \times 10,5 \times 4 = 71,4 \text{ m}^2$$

$$S_v = 29,5 \text{m}^2.$$

$$S_t = 29,5 + 71,4 = 100,9 \text{ m}^2.$$

$$\text{La surface totale du bâtiment est : } 23,75 \times 10,90 = 258,875 \text{m}^2$$

$$\frac{100,9}{258,875} = 40\%$$

La surface totale des semelles représente 40% de la surface de bâtiment.

Conclusion : Nous allons opter pour des semelles filantes.

VI.5 dimensionnement de la semelle filante :

- **Semelle :**

Hauteur de la semelle : $h_s = \frac{B-b}{4} + 5$

Avec : B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s = \frac{170 - 45}{4} + 5 = 36,25 \text{ cm} \quad \text{on prend } \mathbf{h_s = 40 \text{ cm et } d = 35 \text{ cm}}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 350 \text{ cm} ; A = 1,70 \text{ m} ; h_s = 40 \text{ cm} ; c = c' = 5 \text{ cm} ; d_a = 35 \text{ cm}$$

- ✓ **Ferraillage**

$$A_s = \frac{N_u(A - a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{1261,365 \times 10^3 \times (170 - 35)}{8 \times 35 \times 34800} = 17,47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7HA20 = 21,99 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec espacement } e = 15 \text{ cm}$$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,11 \text{ cm}^2 \text{ soit: } 6HA16 (A_r = 12,06 \text{ cm}^2) \text{ avec espacement } e = 15 \text{ cm}$$

- **Poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 0,38 \leq h_p \leq 0,58 \quad \text{Soit: } \mathbf{h_p = 55 \text{ cm}}$$

$$\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p \Rightarrow 18,33 \leq b_p \leq 36,66 \quad \text{Soit: } \mathbf{b_p = 35 \text{ cm}}$$

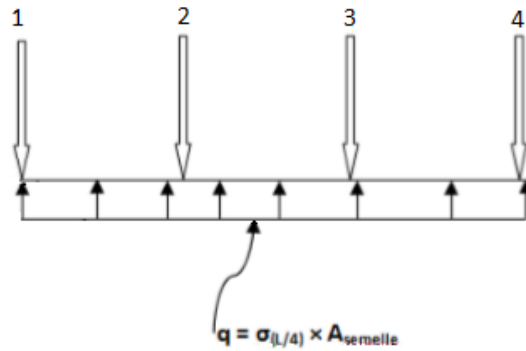


Fig.VI.2 : Schéma statique des semelles sous poteaux

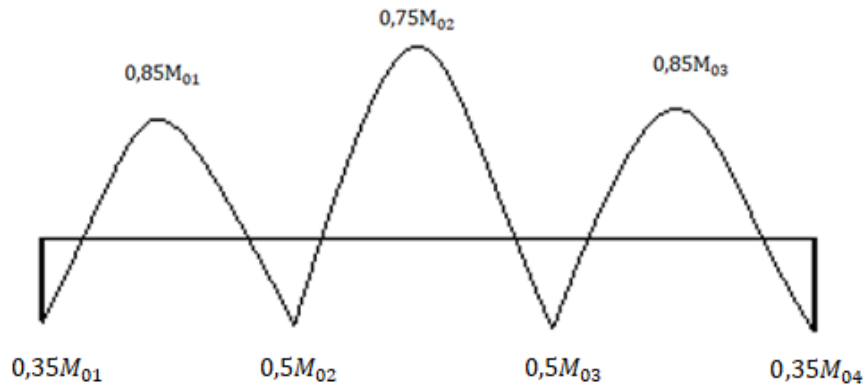


Fig.VI.3 : diagramme des moments fléchissant.

Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Avec : $q = q \left(\frac{L}{4}\right) \times B = 246,826 \times 1,7 = 139,315 \text{KN/ml}$

On a : $L_1 = L_2 = L_3 \Rightarrow M_{01} = M_{01} = M_{01} = 213,32 \text{KN.m}$

Ferraillage :

- Aux appuis :

Appuis	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$
B	74,66	0,060	0,969	4,42	2,11

Tableau VI.4 : Ferraillages de la poutre de rigidité aux appuis.

- En travée :

Appuis	M(KN.m)	μ	β	$A_{st}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
B-C	181,32	0,146	0,921	11,31	2,11

Tableau VI.5 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée

- Détermination des espacements :

En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Armatures adoptées :

➤ Aux appuis :

Appuis	$A_{st}(cm^2)$	$A_{choisis}(cm^2)$	$A_{Adopté}(cm^2)$
B	4,42	4HA16+2HA14	12,01

Tableau VI.6 : Armature adopté aux appuis

➤ En travée :

travée	$A_{st}(cm^2)$	$A_{choisis}(cm^2)$	$A_{Adopté}(cm^2)$
B-C	11,31	4HA16+4HA14	14,2

Tableau VI.7 : Armature adopté en travées

- Armatures transversales :

$$\emptyset = \min \left\{ \frac{h_p}{35}; \frac{b_p}{10}; \emptyset_1 \right\}$$

Soit : $A_t = 2 \text{ cadres T8} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

VII.6.3 Longrines :

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20$$

N : Valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : S3 $\Rightarrow \alpha = 12$ (article 10.1.b RPA 2003)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, (25x30) cm² pour les sites S2 et S3.

On opte pour une section transversale de : (30x35)

$$F = \frac{1261,365}{12} = 105,11 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{105,11}{348 \times 100} = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0,6\%bh = 0,006 \times 30 \times 35 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6HA12 \Rightarrow A_s = 6,78 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\phi = \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\}$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$

$$\text{Soit un cadre T8} \Rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min\{20 \text{ cm}; 15\phi_l\}$ soit $e = 15 \text{ cm}$

VII.7 Vérification à l'ELS :

A l'ELS : $q_s = \sigma_{sol} \times A_{semelle} = 81,95 \times 1,70 = 139,315 \text{ KN/ml}$

$$M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{139,315 \times 3,5^2}{8} = 213,33 \text{ KN.m}$$

a) **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

✓ **Exemple de calcul**

En travée :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta_l \times d \times A_{st}} \text{ Avec } A_{st} = 11,31 \text{ cm}^2 \text{ et } M_{max}^t = 181,32 \text{ KN.m ; } d = 50 \text{ cm}$$

β_l : est en fonction de : $\rho_l = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 11,31}{35 \times 50} = 0,647$

$K_1 = 27,37$ } \Rightarrow À partir des tableaux, à l'ELS.
 $\beta_l = 0,647$ }

$$\sigma_{st} = \frac{181,32 \times 10^3}{0,647 \times 50 \times 11,31} = 495,57 \text{MPa} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 495,57 \text{MPa} > \sigma_s = 348 \text{MPa}$ Condition non vérifiée

Remarque : vu que la condition n'est pas vérifiée, on augmente la hauteur de la poutre de rigidité de 55cm à 65cm et sa largeur de 35 cm à 45 cm

β_l : est en fonction de : $\rho_l = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 11,31}{35 \times 60} = 0,418$

$K_1 = 35,50$
 $\beta_l = 0,901$ } \Rightarrow À partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{181,32 \times 10^3}{0,901 \times 60 \times 11,31} = 296,55 \text{MPa} \quad \text{Avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} = 296,55 \text{MPa} < \sigma_s = 348 \text{MPa}$ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35,50} = 0,028$$

$\sigma_{bc} = 0,028 \times 296,55 = 8,30 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$ Condition vérifiée

➤ **Aux appuis :**

Appui	M_s (KN.m)	A_s à l'ELU	ρ_l	β_l	K_1	K	σ_{st} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_b (MPa)	OBS
B	74,66	4,42	0,163	0,934	60,76	0,016	301,41	348	4,82	15	Vérifié

Tableau VI.8 : Vérifications à l'ELS aux appuis

➤ **En travées :**

Travée	M_s (KN.m)	A_s à l'ELU	ρ_l	β_l	K_1	K	σ_{st} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_b (MPa)	OBS
B-C	181,32	11,31	0,418	0,901	35,50	0,028	296,55	348	8,30	15	Vérifié

Tableau VI.9 : Vérifications à l'ELS en travée

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa} \} = 2,5\text{MPa}$$

$$V_u = \frac{q \left(\frac{L}{4} \right) \times L}{2} = \frac{81,95 \times 3,5}{2} = 142,41\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{142,41 \times 10^3}{450 \times 600} = 0,527\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VII

Etude du mur plaque

VII.1.Introduction :

Le mur de soutènement est un ouvrage destiné à maintenir les terres et à contenir leurs poussées. Il peut être en béton armé ou en maçonnerie. Le mur de soutènement en béton armé est généralement composé d'un voile (rideau), qui reçoit la poussée des terres et d'une semelle qui sert de fondation à l'ouvrage.

VII.2 Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version2003 (Art 10.1.2) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

VII.3 Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles : $q = 1t/m^2$

Poids volumique des terres : $\gamma = 1,8t/m^3$

Angle de frottement interne : $\varphi = 30^\circ$

Cohésion $c = 0$

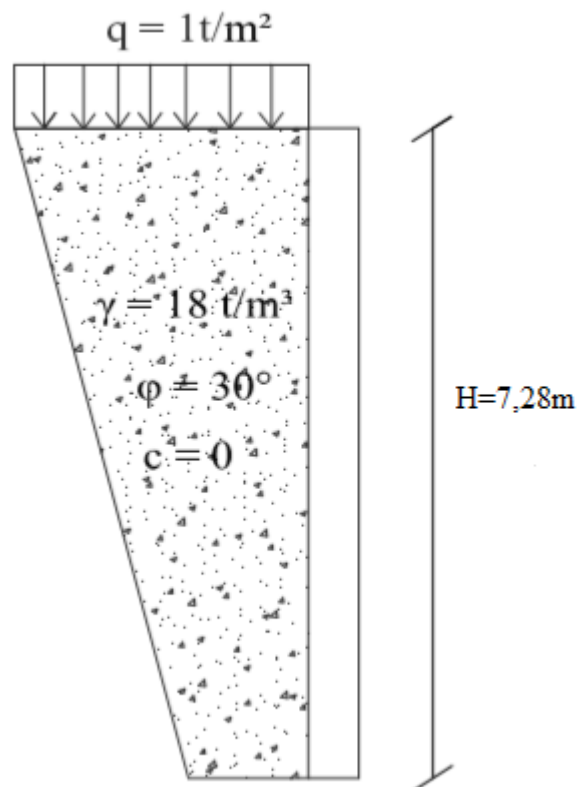


Fig. VII.1 : Schéma du mur plaque

VII.3.1 Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,33$$

Avec K_a : coefficient des pressées des terres .

VII.3.2 Calcul des sollicitations :

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,33 \times 1,5 \times 10 = 4,95 \text{KN/m}^2$$

$$h = 7,28 \text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,33 \times (1,35 \times 18 \times 7,28 + 1,5 \times 10) = 63,32 \text{KN/m}^2$$

➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 0,33 \times 10 = 3,3 \text{KN/m}^2$$

$$h = 7,28 \text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,33 \times (18 \times 7,28 + 10) = 46,54 \text{KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :

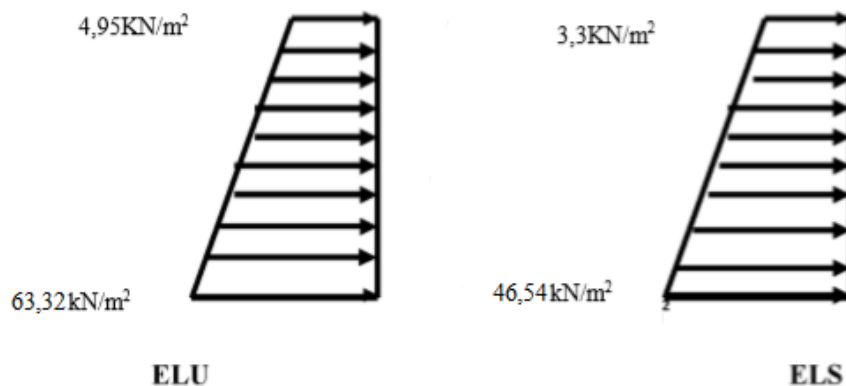


Fig. VII.2 : Diagramme des contraintes

ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 63,32 + 4,95}{4} \times 1m = 48,72KN/ml$$

ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 45,54 + 3,3}{4} \times 1m = 34,98KN/ml$$

VII.4 Ferrailage du mur plaque :

a) Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un coté et simplement appuyé des trois autres.

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplyment appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée:0,75
- Moment aux appuis:0,5

c) Identification des panneaux :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

d) Calcul des moments isostatiques :

✓ **ELU :**

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0368 \times 48,72 \times 3,5^2 = 21,96KN.m$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 1 \times 21,96 = 21,96KN.m$$

Correction des moments :

On a : $M_{0x} = M_{0y}$

$M_a = 0,5 \times 21,96 = 10,98 \text{KN.m}$

$M_t = 0,75 \times 21,96 = 16,47 \text{KN.m}$

✓ **ELS :**

$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0368 \times 34,98 \times 3,5^2 = 15,76 \text{KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 1 \times 21,96 = 15,76 \text{KN.m}$

Correction des moments :

On a : $M_{0x} = M_{0y}$

$M_a = 0,5 \times 15,76 = 7,88 \text{KN.m}$

$M_t = 0,75 \times 15,76 = 11,82 \text{KN.m}$

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	μ_l	secti on	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	e (cm)
x-x	Appuis	10,98	0,026	0,392	SSA	0,987	1,88	2	4HA12=4,52	25
	Travées	16,47	0,040	0,392	SSA	0,980	2,83	2	4HA12=4,52	25
y-y	Appuis	10,98	0,026	0,392	SSA	0,987	1,88	2	4HA12=4,52	25
	Travées	16,47	0,040	0,392	SSA	0,980	2,83	2	4HA12=4,52	25

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

e) Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VII.5 Vérifications à l'ELS :

a) vérification de la contrainte dans le béton :

On doit vérifier que:

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Obs
x-x	Appuis	10,98	7,88	1,39	0,08	0,445	vérifiée
	Travées	16,47	11,82	1,39	0,08	0,445	vérifiée
y-y	Appuis	10,98	7,88	1,39	0,08	0,445	vérifiée
	Travées	16,47	11,82	1,39	0,08	0,445	vérifiée

Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

b) Vérification de la flèche:

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{M_t}{20M_u} = 0,03 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 17} = 0,0026 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques.

Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes dans le domaine qui ont suffisamment d'expérience, de longues discussions ont apportées un bagage favorable en plus pour nous.

Nous avons constatés que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons reflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgences.

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

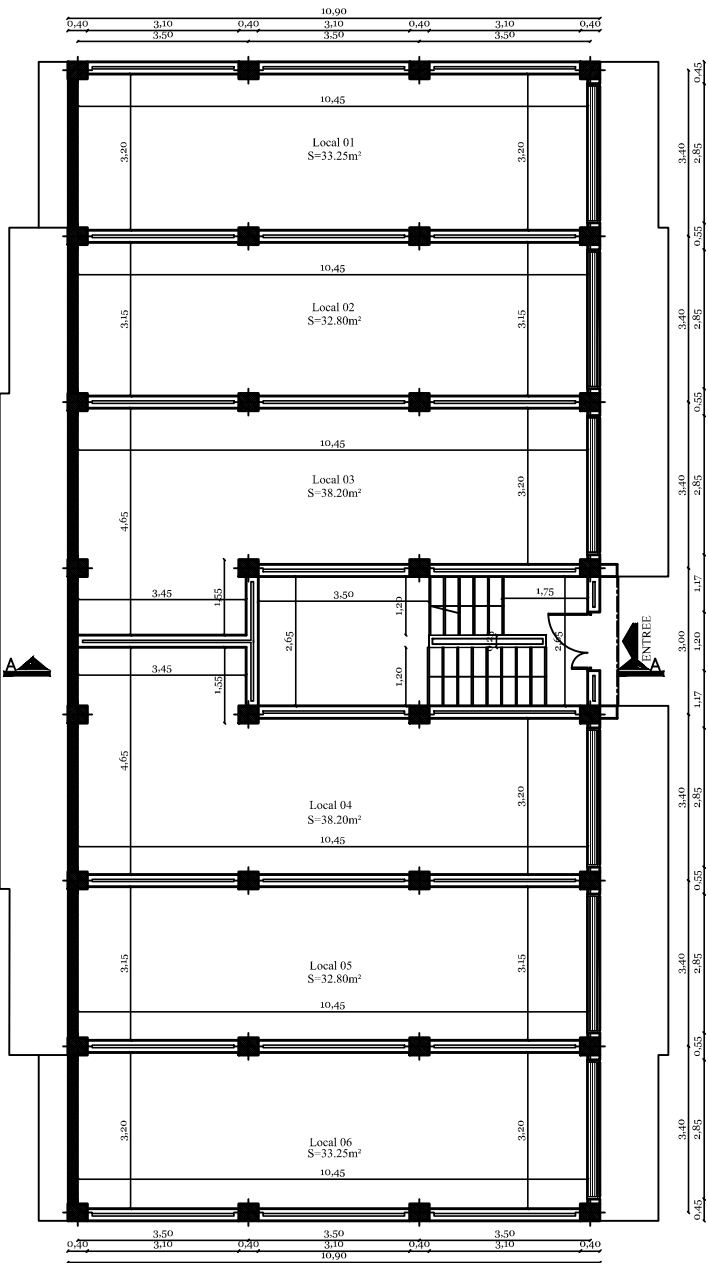
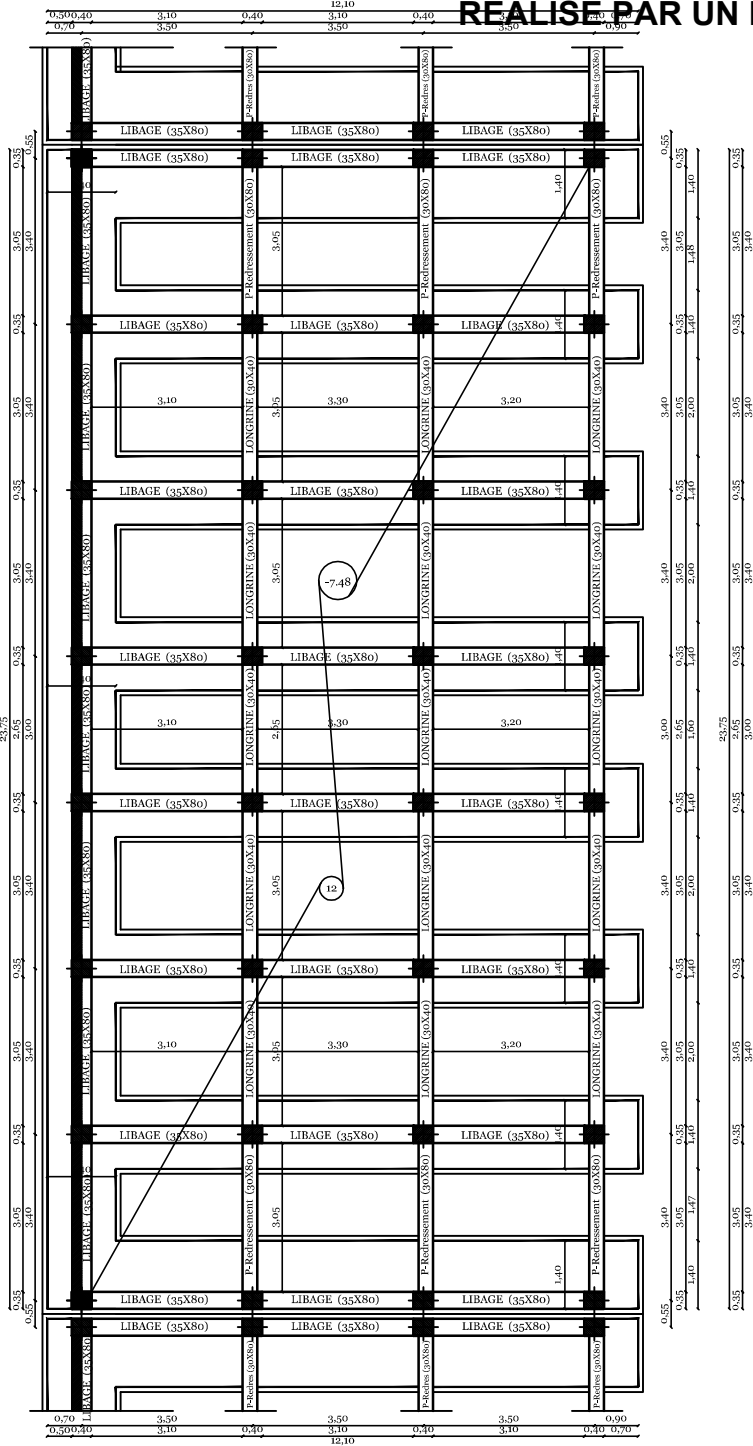
BIBLIOGRAPHIE

- Pratiques du BAEL91, cours et exercices corrigés. Jean PERCHAT, Jean ROUX
- Règle parasismiques Algérienne (RPA99 Version2003).
- Formulaire du béton armé Victor DAVIDOVICHI.
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitations.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



* R.D.C.		* ETAGE COURANT (00NIV.)	
ESPACE	SURFACE	ESPACE	SURFACE
Local 01	33.25	Local 01	33.25
Local 02	32.80	Local 02	32.80
Local 03	38.20	Local 03	38.20
Local 04	38.20	Local 04	38.20
Local 05	32.80	Local 05	32.80
Local 06	33.25	Local 06	33.25
* SOUS-SOL 01:		* SOUS-SOL 02:	
ESPACE	SURFACE	ESPACE	SURFACE
Local 01	33.25	Local 01	33.25
Local 02	32.80	Local 02	32.80
Local 03	38.20	Local 03	38.20
Local 04	38.20	Local 04	38.20
Local 05	32.80	Local 05	32.80
Local 06	33.25	Local 06	33.25
* SOUS-SOL 01:		* SOUS-SOL 02:	
ESPACE	SURFACE	ESPACE	SURFACE
Local 01	33.25	Local 01	33.25
Local 02	32.80	Local 02	32.80
Local 03	38.20	Local 03	38.20
Local 04	38.20	Local 04	38.20
Local 05	32.80	Local 05	32.80
Local 06	33.25	Local 06	33.25

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI-OUZOU
 Daira : DRAA EL MIZANE
 Commune : DRAA EL MIZANE

URBA
 Urbanisme et Conception d'une Architecture Durable

DOSSIER ARCHITECTURE
 PERMIS DE CONSTRUIRE
 PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES ET SERVICES EN R+1+2 AVEC SOUS SOLS SISE DRAA EL MIZANE

Mr. TALEB Ahcene ben Mouhammed

Proximite EMPIC, lot n°93, Section 19, DRAA SACHEM
 Commune et daira de Draa el Mizane, Wilaya de Tizi-Ouzou

TITRE: ** Bloc: +3-4-6-7 **

1. - PLAN DE FONDATION
 2. - PLAN DU 2eme SOUS SOL

01 / 04

Urbanisme et Conception d'une Architecture Durable
 14, Rue des Martyrs, 01000 Tizi-Ouzou, Algérie
 Tél: 024 24 44 44 - Fax: 024 24 21 21 - 024 24 21 21
 Email: urbanisme@urbanisme.dz

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

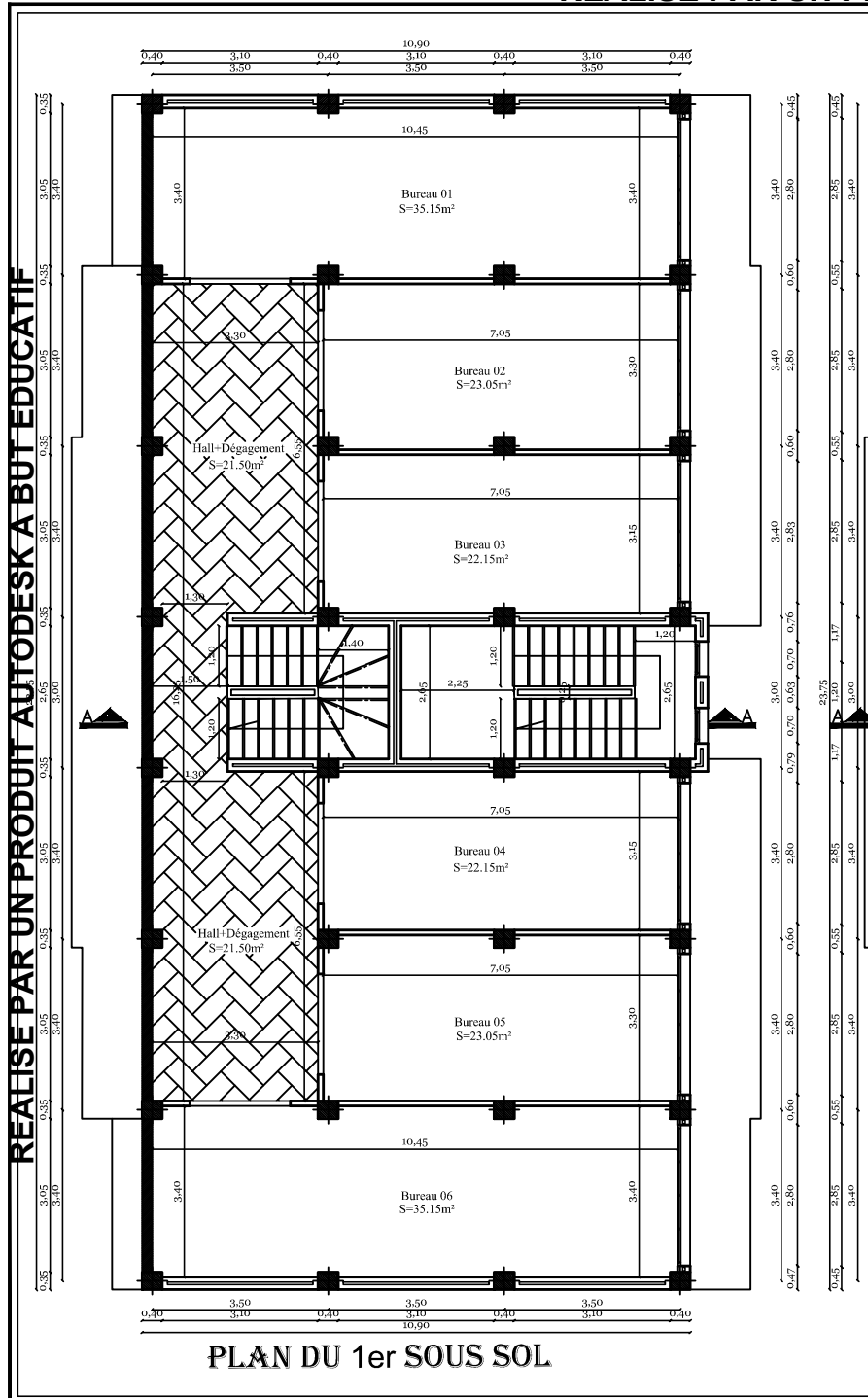
PLAN DU 2eme SOUS SOL

PLAN DE FONDATION

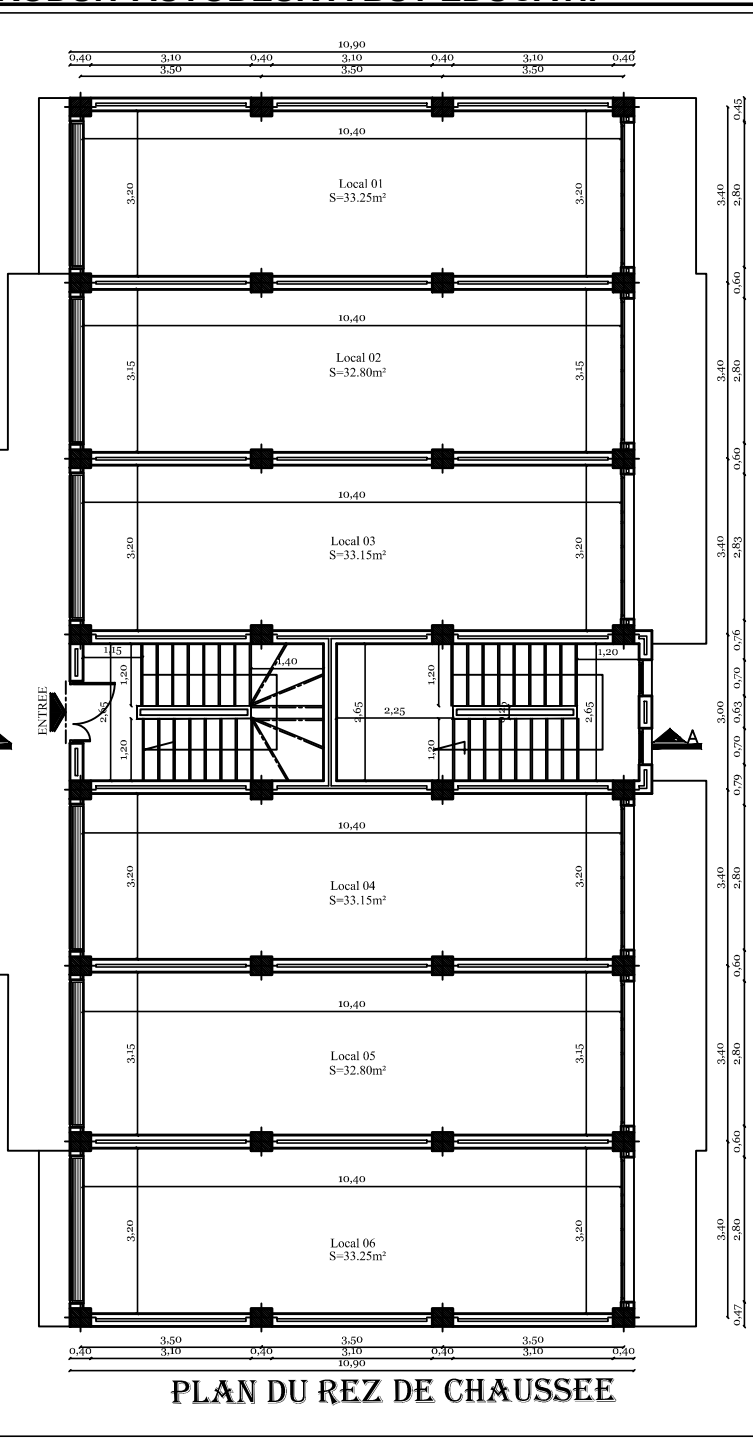
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DU 1er SOUS SOL



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

* R.D.C.		* ETAGE COURANT(S)SUIV.	
ESPACE	SURFACE(M²)	ESPACE	SURFACE(M²)
Local 01	33,25	01	33,25
Local 02	32,80	02	32,80
Local 03	33,15	03	33,15
Local 04	33,15	04	33,15
Local 05	32,80	05	32,80
Local 06	33,25	06	33,25
SURFACE HABITABLE	198,50	SURFACE HABITABLE	198,50

* SOUS-SOL 01		* SOUS-SOL 02	
ESPACE	SURFACE(M²)	ESPACE	SURFACE(M²)
Bureau 01	35,15	Bureau 01	35,15
Bureau 02	23,05	Bureau 02	23,05
Bureau 03	22,15	Bureau 03	22,15
Bureau 04	22,15	Bureau 04	22,15
Bureau 05	23,05	Bureau 05	23,05
Bureau 06	35,15	Bureau 06	35,15
SURFACE HABITABLE	198,50	SURFACE HABITABLE	198,50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI-OUZOU
 Daïra : DRAA EL MIZANE
 Commune : DRAA EL MIZANE

URBA
 Urbanisme et Conception d'une Architecture Durable

ETUDE DOSSIER ARCHITECTURE
PERMIS DE CONSTRUIRE
 PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES ET SERVIVES EN R+5 AVEC SOUS SOLS
 SISE DRAA EL MIZANE

Mr. TALEB Ahcene ben Mouhamed

Proximité EMPC, Ilot n°05, Section 19, DRAA SACHEM
 Commune et daïra de Draa el Mizane, Wilaya de Tizi-Ouzou

TITRE: ** Bloc: -3-4-6-7- **

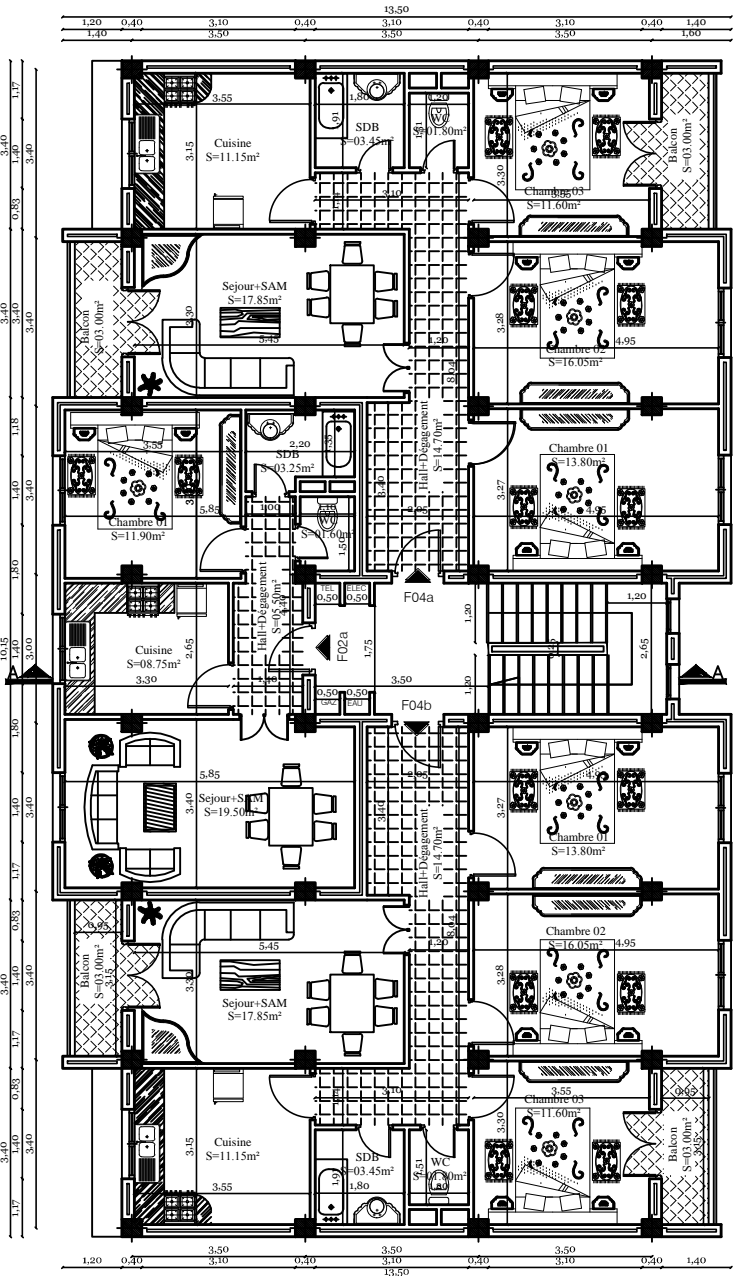
1. - PLAN DU 1er SOUS SOL
 2. - PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

CONCEP. ING. VDD
 DESS. DESS. DESS.

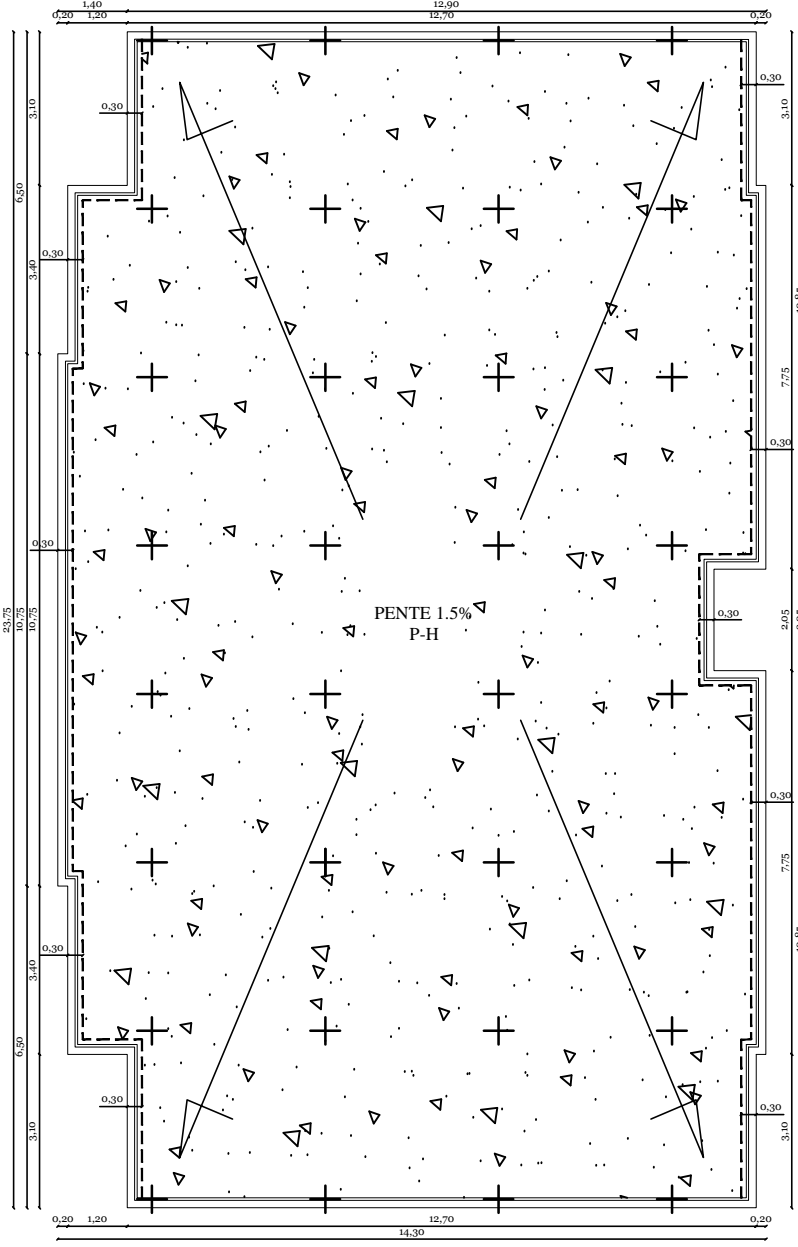
02 / 04

Urbanisme et Conception d'une Architecture Durable
 Avenue 5101 5174 SAKI PLEIN SUD Quartier 4, 15000
 2770 OUIZOU - ALGERIE
 TEL: 021 21 40 00 - 008 0041 40 077 - 001 79 00 77
 Email: urba@orange.dz

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



PLAN DE L'ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE TERRASSE

* E.D.C. *		* ETAGE COURANT (ENV.) *	
ESPACE	SURFACE (M²)	ESPACE	SURFACE (M²)
LOCAN	11.15	LOCAN	11.15
LOCAN 01	11.15	LOCAN 01	11.15
LOCAN 02	11.15	LOCAN 02	11.15
LOCAN 03	11.15	LOCAN 03	11.15
LOCAN 04	11.15	LOCAN 04	11.15
LOCAN 05	11.15	LOCAN 05	11.15
LOCAN 06	11.15	LOCAN 06	11.15
LOCAN 07	11.15	LOCAN 07	11.15
LOCAN 08	11.15	LOCAN 08	11.15
LOCAN 09	11.15	LOCAN 09	11.15
LOCAN 10	11.15	LOCAN 10	11.15
LOCAN 11	11.15	LOCAN 11	11.15
LOCAN 12	11.15	LOCAN 12	11.15
LOCAN 13	11.15	LOCAN 13	11.15
LOCAN 14	11.15	LOCAN 14	11.15
LOCAN 15	11.15	LOCAN 15	11.15
LOCAN 16	11.15	LOCAN 16	11.15
LOCAN 17	11.15	LOCAN 17	11.15
LOCAN 18	11.15	LOCAN 18	11.15
LOCAN 19	11.15	LOCAN 19	11.15
LOCAN 20	11.15	LOCAN 20	11.15
LOCAN 21	11.15	LOCAN 21	11.15
LOCAN 22	11.15	LOCAN 22	11.15
LOCAN 23	11.15	LOCAN 23	11.15
LOCAN 24	11.15	LOCAN 24	11.15
LOCAN 25	11.15	LOCAN 25	11.15
LOCAN 26	11.15	LOCAN 26	11.15
LOCAN 27	11.15	LOCAN 27	11.15
LOCAN 28	11.15	LOCAN 28	11.15
LOCAN 29	11.15	LOCAN 29	11.15
LOCAN 30	11.15	LOCAN 30	11.15
LOCAN 31	11.15	LOCAN 31	11.15
LOCAN 32	11.15	LOCAN 32	11.15
LOCAN 33	11.15	LOCAN 33	11.15
LOCAN 34	11.15	LOCAN 34	11.15
LOCAN 35	11.15	LOCAN 35	11.15
LOCAN 36	11.15	LOCAN 36	11.15
LOCAN 37	11.15	LOCAN 37	11.15
LOCAN 38	11.15	LOCAN 38	11.15
LOCAN 39	11.15	LOCAN 39	11.15
LOCAN 40	11.15	LOCAN 40	11.15
LOCAN 41	11.15	LOCAN 41	11.15
LOCAN 42	11.15	LOCAN 42	11.15
LOCAN 43	11.15	LOCAN 43	11.15
LOCAN 44	11.15	LOCAN 44	11.15
LOCAN 45	11.15	LOCAN 45	11.15
LOCAN 46	11.15	LOCAN 46	11.15
LOCAN 47	11.15	LOCAN 47	11.15
LOCAN 48	11.15	LOCAN 48	11.15
LOCAN 49	11.15	LOCAN 49	11.15
LOCAN 50	11.15	LOCAN 50	11.15
LOCAN 51	11.15	LOCAN 51	11.15
LOCAN 52	11.15	LOCAN 52	11.15
LOCAN 53	11.15	LOCAN 53	11.15
LOCAN 54	11.15	LOCAN 54	11.15
LOCAN 55	11.15	LOCAN 55	11.15
LOCAN 56	11.15	LOCAN 56	11.15
LOCAN 57	11.15	LOCAN 57	11.15
LOCAN 58	11.15	LOCAN 58	11.15
LOCAN 59	11.15	LOCAN 59	11.15
LOCAN 60	11.15	LOCAN 60	11.15
LOCAN 61	11.15	LOCAN 61	11.15
LOCAN 62	11.15	LOCAN 62	11.15
LOCAN 63	11.15	LOCAN 63	11.15
LOCAN 64	11.15	LOCAN 64	11.15
LOCAN 65	11.15	LOCAN 65	11.15
LOCAN 66	11.15	LOCAN 66	11.15
LOCAN 67	11.15	LOCAN 67	11.15
LOCAN 68	11.15	LOCAN 68	11.15
LOCAN 69	11.15	LOCAN 69	11.15
LOCAN 70	11.15	LOCAN 70	11.15
LOCAN 71	11.15	LOCAN 71	11.15
LOCAN 72	11.15	LOCAN 72	11.15
LOCAN 73	11.15	LOCAN 73	11.15
LOCAN 74	11.15	LOCAN 74	11.15
LOCAN 75	11.15	LOCAN 75	11.15
LOCAN 76	11.15	LOCAN 76	11.15
LOCAN 77	11.15	LOCAN 77	11.15
LOCAN 78	11.15	LOCAN 78	11.15
LOCAN 79	11.15	LOCAN 79	11.15
LOCAN 80	11.15	LOCAN 80	11.15
LOCAN 81	11.15	LOCAN 81	11.15
LOCAN 82	11.15	LOCAN 82	11.15
LOCAN 83	11.15	LOCAN 83	11.15
LOCAN 84	11.15	LOCAN 84	11.15
LOCAN 85	11.15	LOCAN 85	11.15
LOCAN 86	11.15	LOCAN 86	11.15
LOCAN 87	11.15	LOCAN 87	11.15
LOCAN 88	11.15	LOCAN 88	11.15
LOCAN 89	11.15	LOCAN 89	11.15
LOCAN 90	11.15	LOCAN 90	11.15
LOCAN 91	11.15	LOCAN 91	11.15
LOCAN 92	11.15	LOCAN 92	11.15
LOCAN 93	11.15	LOCAN 93	11.15
LOCAN 94	11.15	LOCAN 94	11.15
LOCAN 95	11.15	LOCAN 95	11.15
LOCAN 96	11.15	LOCAN 96	11.15
LOCAN 97	11.15	LOCAN 97	11.15
LOCAN 98	11.15	LOCAN 98	11.15
LOCAN 99	11.15	LOCAN 99	11.15
LOCAN 100	11.15	LOCAN 100	11.15

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Wilaya : TIZI-OUZOU

Daira : DRAA EL MIZANE

Commune : DRAA EL MIZANE

URB

URBANISME et CONCEPTION d'une ARCHITECTURE DURABLE

ETUDE DOSSIER ARCHITECTURE

DOSSIER PERMIS DE CONSTRUIRE

PROJET : CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES ET SERVICES EN R+5 AVEC SOUS SOLS SISE DRAA EL MIZANE

MAÎTRE D'ŒUVRE : Mr TAL EB Aheene ben Mouhamed

PROJETÉ PAR : Pr. Mohamed EMPY, Ingénieur, Section 19, DRAA EL MIZANE, Commune et daira de Draa el Mizane, Wilaya de Tizi-Ouzou

TITRE : ** Bloc : -3-4-6-7- **

1. - PLAN DE L'ETAGE COURANT

2. - PLAN DE TOITURE TERRASSE

CONCÉDÉ : 03/04

URBANISME et CONCEPTION d'une ARCHITECTURE DURABLE

Adresse : 1004 5054 4012010, R.D. DRAA EL MIZANE, Wilaya de Tizi-Ouzou

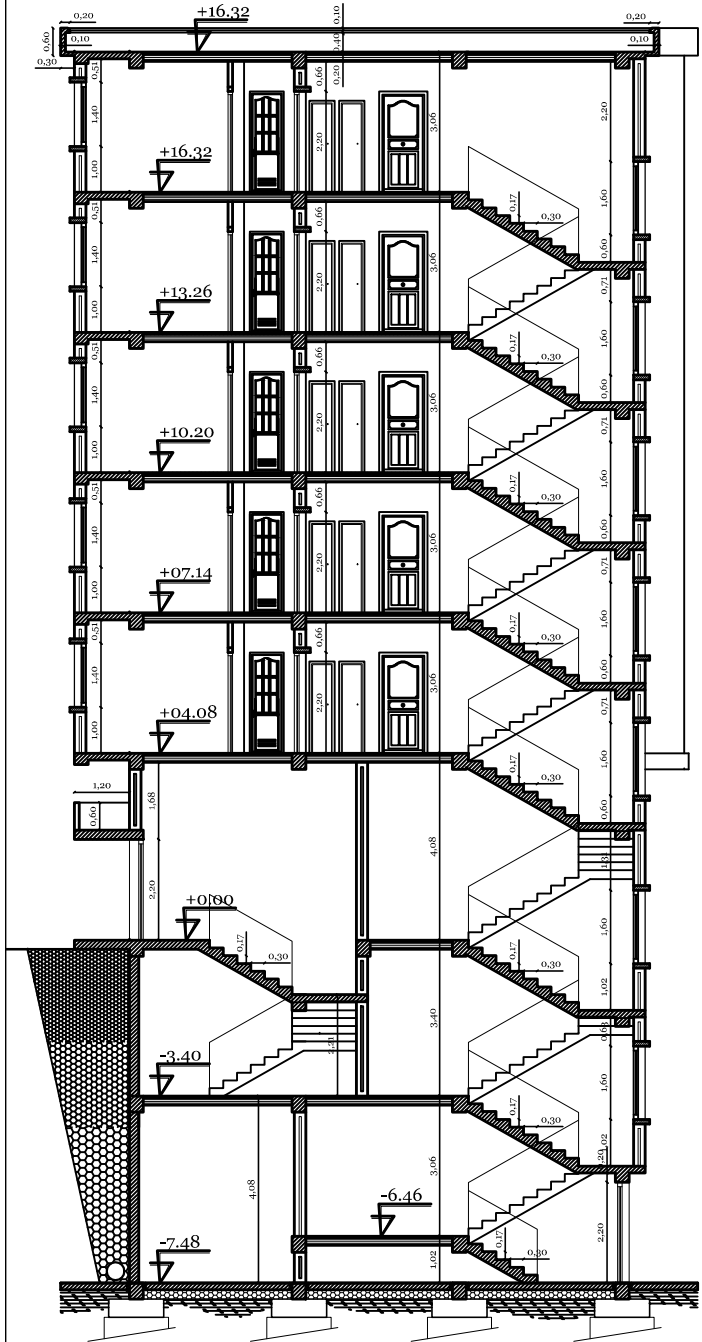
TIZI-OUZOU

Tel : 021 21 94 94 - Fax : 021 21 94 94 - Email : tizi@tizi.dz

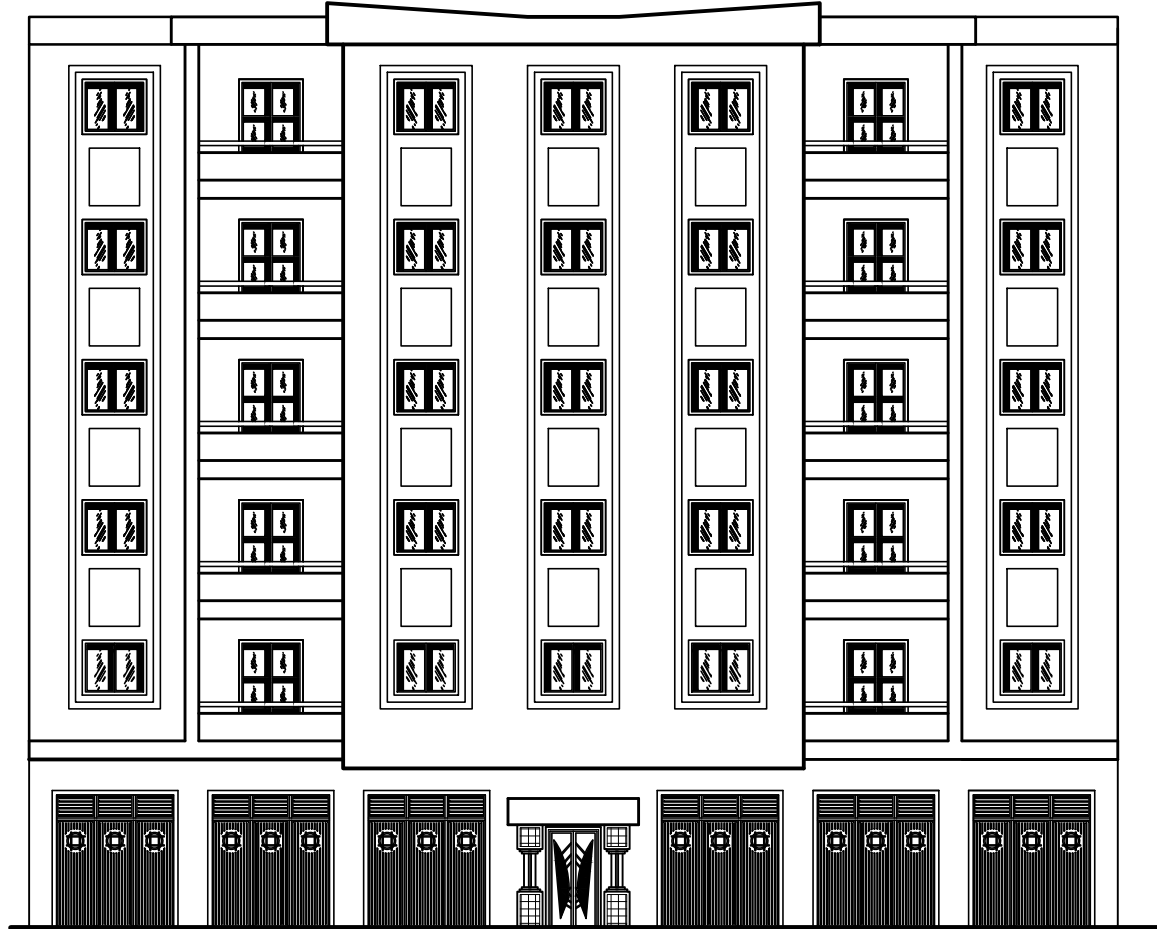
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF


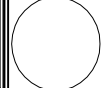
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



COUPE AA



FAÇADE PRINCIPALE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
Wilaya : TIZI-OUZOU			
Daïra : DRAA EL MIZANE		Urbanisme et Conception d'une Architecture Durable	
Commune : DRAA EL MIZANE			
ARCHITECTURE	ETUDE	DOSSIER ARCHITECTURE	ACS 1/10
	PROJET	PERMIS DE CONSTRUIRE	DATE 20/02/2015
PROJET: CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCES ET SERVICES EN R-1 AVEC SOUS SOLS SISE DRAA EL MIZANE			
Mr. TALEB Ahcene ben Mouhamed			
Promoteur: EMPIC, Bât n°01, Section 19, DRAA SACHES Commune et Daïra de DRAA EL MIZANE, Wilaya de TIZI-OUZOU			
TITRE: ** Bloc: 3-4-6-7 **			
1. - COUPE A-A 2. - FAÇADE PRINCIPALE			
CONCEPT	ÉLÉVÉ	VISÉ	DATE 04 / 04
DESIGN	DESSIN	REVISÉ	
Urbanisme et Conception d'une Architecture Durable			Localisation:
Avenue des Moudjahidines, ALGER Tél: 021 20 20 20 Fax: 021 20 20 20 Email: urbis@urbanisme.dz			

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF