

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master II en Génie Civil
Option : Constructions Civiles et Industrielles*

Thème

Etude d'un bâtiment (R+5+4sous-sols+une charpente en bois) à usage
d'habitation et commercial
à ossature mixte contreventée par voiles



Dirigé par:
M^{lle}:BELHASSANLO

Etudié par :
M^r :LAMRI M'hamed
M^{lle}:BOUCEBCI Dhrifa

Promotion 2013/2014

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différents études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+5+4SS+une charpente en bois) ; contreventé par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois

premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.

Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, nous nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception et une meilleure réalisation.

Au final, nous terminerons par une conclusion.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usages pendant et après la réalisation, et les calculs vérifier aux règlements, en vigueur du RPA99 (version 2003) aux les règlements du béton aux états limites BAEL.

L'objectif de ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- ❖ Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et la hauteur totale de bâtiment).
- ❖ Ses éléments constitutifs (élément structuraux et non structuraux).
- ❖ Les caractéristiques des matériaux avec les quelles est réalisé l'ouvrage.

I. Description de l'ouvrage :

Ce projet qui nous à été proposer par le bureau d'architecture ARMES consiste en l'étude d'un bâtiment (R+5+4SS+charpente) .

Cet ouvrage sera implanté au boulevard KRIM Belkacem dans la wilaya de Tizi-Ouzou qui est classée par le Règlement Parasismique Algérienne «RPA99 / Version 2003 » comme zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).

Notre ouvrage appartient au groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne », et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » avec une contrainte admissible

$\sigma_{sol} = 2.50$ bars .

Le bâtiment comporte :

- Quatre (04) sous-sol à usage d'habitation.
- Un(01) rez de chaussée à usage commercial.
- Cinq(05) étages courants à usages d'habitation.
- Une(01) cage d'escaliers et une(01) cage d'ascenseur.
- Toiture .

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.1.1.Dimensions en élévation :

- Hauteur d'étage courant (1 à 5) : 3,06 m.
- Hauteur du R D C: 4,25 m.
- Hauteur des sous-sol (1 à 4).....: 3.06 m.
- Hauteur totale du bâtiment (y compris la charpente)....: 34.84 m.

I.1.2.Dimensions en plan :

- Longueur totale du bâtiment..... : 23 m.
- Largeur totale du bâtiment..... : 18 m.

I.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

- **L'ossature :**

Ce bâtiment est en ossature mixte est composée de :

- Portique (Poutres et Poteaux), destiné essentiellement pour reprendre les charges et les sur charges verticales.
- Voiles porteurs en béton armé, dans les deux sens (longitudinal et transversal) ils sont destiné d'une part à reprendre une partie des charges verticale (fonction porteurs) et d'autre part à assuré la stabilité de l'ouvrages sous l'effet des chargements horizontaux (fonction contreventement).

- **Plancher:**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Les planchers assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

2- fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages, dans notre projet on a des planchers en corps creux qui sont constitués de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

- **Dalles pleines en béton armé** :

Des dalles pleines sont prévues dans les palier de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) et les balcon.

- **Les escaliers** :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers, assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton armé à deux volées coulées sur place.

- **cage d'ascenseur** :

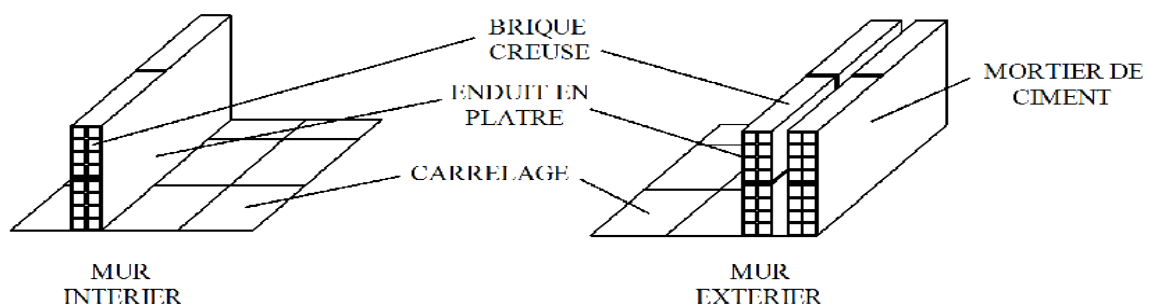
La cage d'ascenseur servira à faciliter le déplacement des personnes d'un niveau à un autre, elle sera réalisée en béton armé coulée sur place.

- **Balcon** : ils sont réalisés en corps creux.

- **Maconnerie** :

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (25cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10)(élément 1, figure I)

- **Les murs intérieurs** : sont en simple cloison (brique creuse de 10cm). (élément 2, figure I).



Elément2

Fig I.1.

Elément1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Toiture:**

C'est une surface plane inclinée constituée de différents éléments (poutre, pannes...etc) couverte généralement de la tuile , dans notre cas on a une charpente en bois à deux versants conçue pour reprendre les charges climatiques (vent ,neige...etc).

- **L'acrotère :**

Les terrasses seront entourées d'un acrotère de 0.70 m de hauteur, réalisé en béton armé coulé en place .

- **Revêtement :** il sera réalisé en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Fondations :**

La fondation est la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise « sol » elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage puisque de sa bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble. Ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- Transmettre les efforts au sol.
- Assurer la stabilité sans tassement ni glissement.
- Être un organe de liaison entre la structure et le terrain.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.2.Système de coffrage :

On utilise un coffrage classique en bois pour les portiques, les planchers, et un Coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

II.3. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

Pour notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (B.A.E.L.91/modifié.99).

A. Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant Hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction.

Le dosage courant par m^3 sera comme suit :

- **Granulats :**

Sable :.....380 à 450 Kg ($D_g \leq 5\text{mm}$)

Gravillon :..... 750 à 850 Kg ($D_g \leq 25\text{mm}$)

- **Ciment :**.....(350kg/ m^3 CPJ 325(Art A1-1).

- **Eau de gâchage :**.....150 à 200L(en tenant compte du degré d'humidité des différents granulats)

➤ **Résistance caractéristique du béton à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée « f_{cj} », (avec j l'âge de béton).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1,11 BAEL 91 modifiées 99**) :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$$\checkmark \quad f_{cj} = j/(4,76+0,83j) f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$\checkmark \quad f_{cj} = j/(1,40 + 0,95j) f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} .$$

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22Mpa et au plus égale à 45Mpa(Art.7.2.1RPA99) :

Pour l'étude de ce projet on prendra **$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$** .

➤ Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10% de la résistance à la Compression, notée **f_{t28}** est donnée est donnée par la formule (Art A.2.1,12 BAEL91 modifié99)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot F_{cj} \quad \rightarrow \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{À } j=28j \text{ on a : } f_{tj}=0.6+0.06 (25) =2.1 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \mathbf{f_{tj} = 2.1 \text{ MPa.}}$$

➤ Contraintes limites du béton :

Les états limites :

Un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments. L'article **A.1.2 du BAEL91** précise : « qu'un ÉTAT LIMITE est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et s'assurer de l'être en cas de modification défavorable d'une action. »

Nous distinguons 2 états limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Ils correspondent à la limite

- De l'équilibre statique (non renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- f_{bu} : contrainte ultime de béton en compression.
- γ_b : coefficient de sécurité
 $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

- θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

$\theta = 1$ si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est comprise entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est < 1 heure.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Diagramme contrainte déformation du béton :**

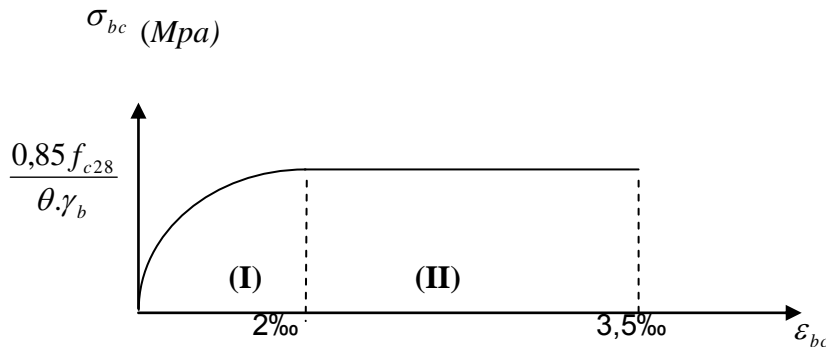


Fig.I.2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U.

Le diagramme est composé :

- D'un tronç de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique) $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

b) État limite de service (ELS) :

Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- La limitation de la compression du béton.
- La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

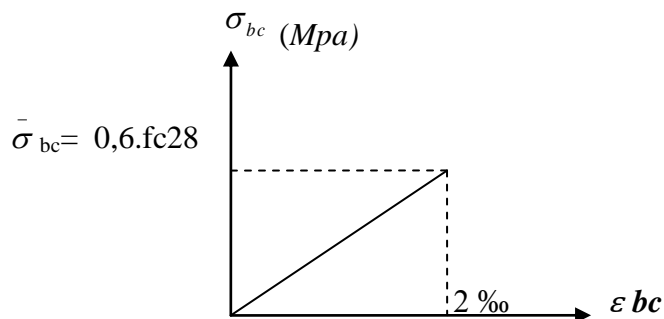
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- La contrainte admissible de compression du béton est donnée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$$

Dans notre cas : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

- **Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELS) :**



- **Contrainte limite de cisaillement** : (Art. A.5.1, BAEL. 91)

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b : largeur de la section cisailée.

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

- ✓ Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :
- **Si les armatures sont droites :**

$$\tau_u \leq \min \{0,2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\} \text{ cas où la fissuration est peu préjudiciable.}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$\tau_u \leq \min \{0,15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$ (BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2) cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

- **Si les armatures sont inclinées à 45° :**

$$\tau_u \leq \min \{0,27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

- **Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$**

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u

- **Module de déformation Longitudinale :**

Le module de déformation longitudinal du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (Mpa)} \text{ dans le cas de Charges instantanées.}$$

$$\text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ (Mpa)} \quad (\mathbf{A.2.1,21/BAEL91}).$$

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ dans le cas de Charges de longue durée.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ (Mpa)} \quad \rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ (Mpa).}$$

- **Coefficient de Poisson :**

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative : $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$. [A.2.1,3 / BAEL91]

$$\nu = 0,20 \rightarrow \text{pour le calcul des déformations. (ELS)}$$

$$\nu = 0 \rightarrow \text{pour le calcul des sollicitations. (ELU)}$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

B) Aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone, il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments faibles ; il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton. Les aciers ont le rôle de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, généralement les efforts de traction.

Pour la réalisation de notre projet, On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient De fissuration	Coefficient De scellement
ACIERS EN BARRES	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
ACIERS EN TREILLIS	Treillis soudé TL520($\Phi < 6$)	TS	520	1,3	1

- Module D'élasticité longitudinal :

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$ES = 2 \cdot 10^5 \text{ (Mpa)} \quad (\text{A.2.2 ,1/BAEL91})$$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

- **Contrainte limite :**

- 1) **Etat limite Ultime ELU :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3 ,2/BAEL91}).$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ \longrightarrow cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ \longrightarrow situation durable (courante)

Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

	Nuance de l'acier	FeE400	FeE400
σ_s [MPa]	Situation courante	348	452
σ_s [MPa]	Situation accidentelle	400	520

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

2) Etat limite de service ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissures :

a) Fissuration peu préjudiciables : (A.4.5,32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu **préjudiciable** lorsque :

▶ Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.

▶ Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (A.4.5,33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, il importe de respecter les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (MPa).}$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les R.L. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les H.A dont $\phi \geq 6\text{mm}$

1,3 pour les H.A dont $\phi < 6\text{mm}$

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

c) Fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \} \quad (\text{MPa}).$$

• **Protection des armatures** : (Art. A.7.2 4 /BAEL91)

Cette protection est l'enrobage appelé (C) qui n'est autre que la distance entre le milieu externe et l'armature, il est conçu afin d'avoir un bétonnage correct et ainsi prémunir les armatures des effets négatifs dus aux intempéries et aux différents agents agressifs. Cet enrobage doit être conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5 [cm]** : Pour les éléments exposés à la mer et en contact avec la terre, aux embruns, aux brouillards salins et à toute sorte d'atmosphère à caractère agressif (industrie chimique).
- **C ≥ 3 [cm]** : Pour les éléments soumis à un contact avec un liquide (Réservoir, Tuyaux,...) ou les éléments exposés aux intempéries (pluie, neige...), ou des condensations.
- **C ≥ 1 [cm]** : Pour les éléments situés dans les locaux couverts ou clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

❖ En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (**A-7.2. 4**) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (**A-7.2, 8**).

• **Diamètre maximal des aciers** :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : **$\Phi_l \leq h / 10$** .

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

$$\Phi t \leq \min (h / 35 ; \Phi l ; b_0 / 10).$$

Avec : b_0 : Largeur de l'âme

h : hauteur de la poutre

I.4.Conclusion :

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure, leurs caractéristiques et leurs fonctionnements dont on va effectuer les calculs et les vérifications dans les chapitres qui suivent.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur pré-dimensionnement, afin d'assurer une bonne résistance de l'ensemble de la construction.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure.

Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.1.Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1/Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.

❖ Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Son rôle principal est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir ses taches, le plancher doit être conçu de telle sorte a supporter son poids propres et les surcharges d'exploitations ; pour cela sa hauteur est donné par les formules suivantes : (Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99).

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tel que :

L_{\max} : portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

ht : épaisseur de la dalle.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : $L_{\max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$.

DONC $ht \geq \frac{330}{22,5} = 14,66 \text{ cm}$

On adoptera : **ht=20cm** ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages.

- ✚ 16cm : épaisseur du corps creux.
- ✚ 4cm : épaisseur de la dalle de compression

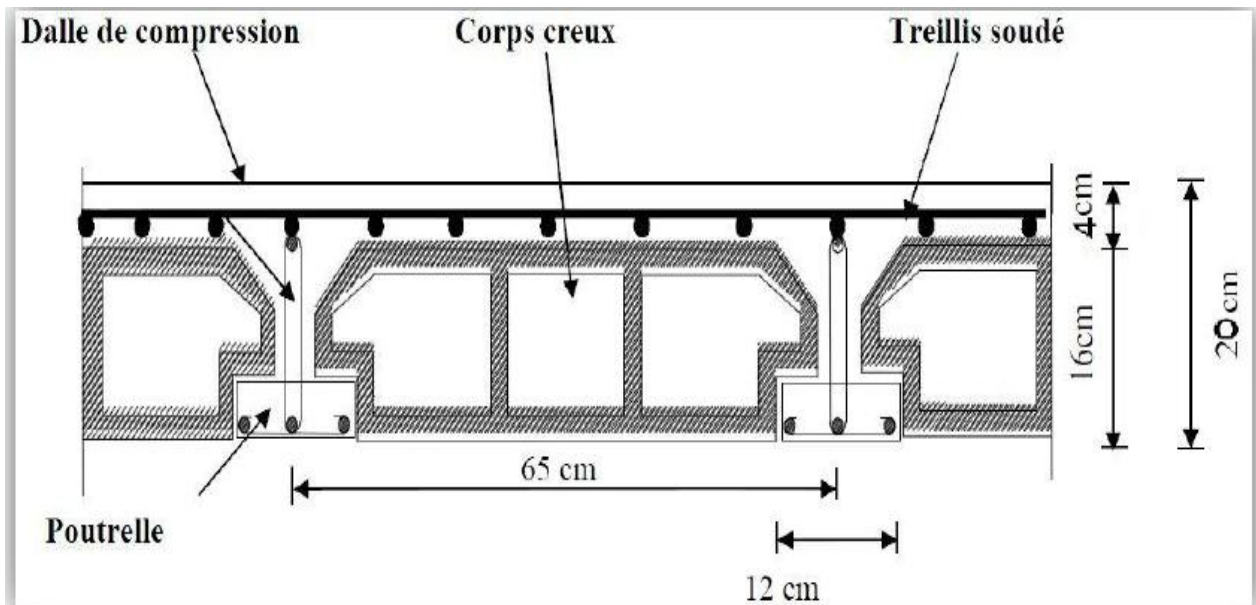


Fig II.1.Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

❖ **Dalle pleine :**

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

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule : $e \geq L_0 / 10$.

L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 1.50 \text{ m} \rightarrow e_1 \geq 1.50 / 10 = 0.15 \text{ m} = 15\text{cm}$.

➤ **Résistance au feu :**

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

11cm $\rightarrow e_2 = 11\text{cm}$.

➤ **Isolation acoustique :**

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

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

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

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2 . D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0,14\text{m}$$

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Donc : $e_3=14\text{cm}$

Tel que : ρ poids volumique du béton qui égal à 2500 daN /m^3

Donc : $e = \max (e1, e2, e3) = \max (15, 11, 14) = 15\text{cm}$

On adoptera une épaisseur de : $e=15 \text{ cm}$.

II.2. Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont

Données par les relations suivantes :

ht : hauteur comprise entre $L/15 \leq ht \leq L/10$.

b : largeur comprise entre $0,4ht \leq b \leq 0,7ht$.

L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

❖ Les poutres principales (sens longitudinal) :

- Hauteur : on a $L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$

$$\rightarrow 440 / 15 \leq ht \leq 440 / 10 \rightarrow 29.33 \leq ht \leq 44$$

On prend : $ht = 45 \text{ cm}$.

- Largeur :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 18 \leq b \leq 31.5$$

On prend : $b = 35\text{cm}$.

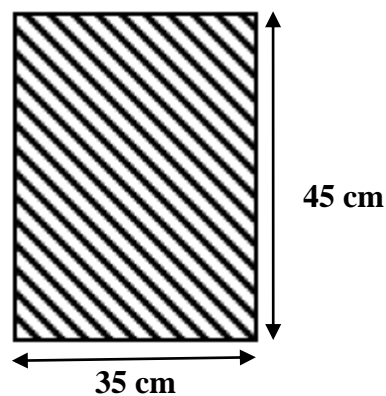


Fig. II.2.Dimensionnement de la poutre principale

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- Poutre :

- ✓ $b \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 20 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- ✓ $ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 45 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- ✓ $ht / b \leq 4 \dots\dots\dots 45 / 35 = 1,28 \leq 4$ condition Vérifiée.

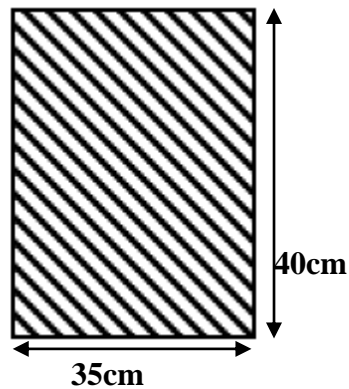
- ❖ Les poutres secondaires (sens transversal) :

- Hauteur :

on a $L_{\max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm}$

$$330 / 15 \leq ht \leq 330 / 10 \rightarrow 22 \leq ht \leq 33$$

On prend : $ht = 40 \text{ cm}$.



- Largeur

Fig. II.3.Dimensionnement de la poutre secondaires

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- ✓ $b \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 33 \geq 25 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- ✓ $ht \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm}$ condition Vérifiée.
- ✓ $ht / b \leq 4 \dots\dots\dots 40 / 35 = 1,142 \leq 4$ condition Vérifiée.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

❖ Les poutres inclinée de la toiture :

- Hauteur :

on a $L_{\max} = 360 - 30 = 330$ cm

$$330 / 15 \leq ht \leq 330 / 10 \rightarrow 22 \leq ht \leq 33$$

On prend : **ht = 35 cm.**

- Largeur :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **b= 30 cm**

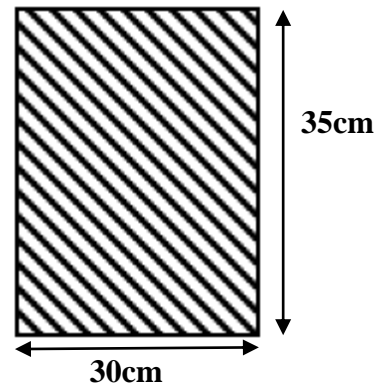


Fig. II.4.Dimensionnement de la poutre inclinée.

Vérfications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- ✓ $b \geq 25$ cm $30 \geq 25$ cm **condition Vérifiée.**
- ✓ $ht \geq 30$ cm..... $35 \geq 30$ cm **condition Vérifiée.**
- ✓ $ht / b \leq 4$ $35 / 30 = 1,6 \leq 4$ **condition Vérifiée.**

II.3.)Voiles :

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

Selon le **RPA 99 - 2003, (Art 7.7.1)** ; sont considérés comme voiles les éléments

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Satisfaisant la condition suivante : $\ell \geq 4 a$

Avec :

ℓ : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles.

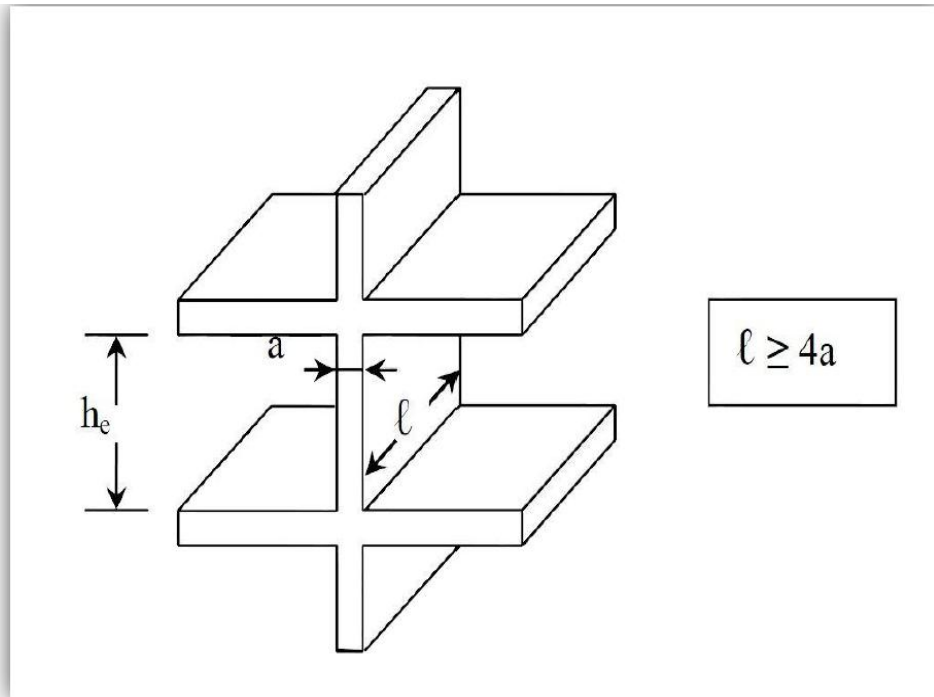


Fig.II.5.coupe d'un voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de **15 cm**.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

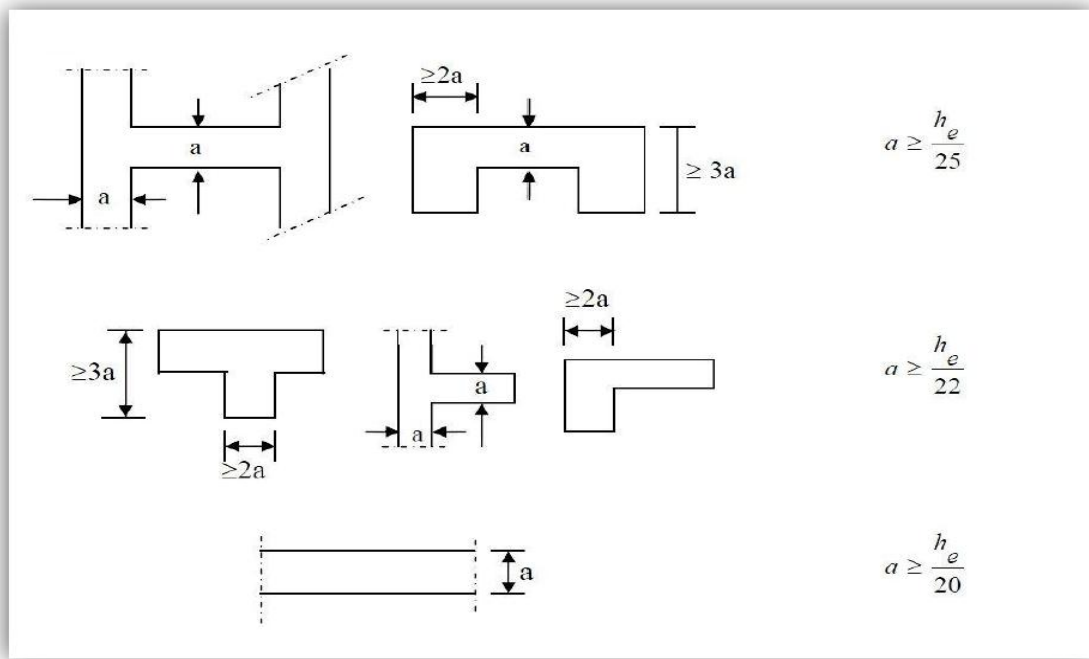


Fig.II.6.coupe du voiles en plan.

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

- **pour le rez de chaussé:**

Dans notre cas $h_e=425$ cm (hauteur d'étage)

Nous aurons donc : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{395}{20} = 19.75$ cm

On opte pour des voiles d'épaisseur : **a =20cm**

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $\ell_{\min} = 305$ cm > 4 a = 80 cm ⇨ **Condition vérifiée**

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

- **pour le cas de sous sol et des différents étages :**

Dans notre cas $h = \text{hauteur d'étages} = 286 \text{ cm}$.

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **$a = 20 \text{ cm}$** .

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas **$\ell_{\min} = 305 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$** .

II.4./Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se composent d'armatures longitudinales (verticales) et transversales (horizontales). Ils travaillent en flexion composée principalement en compression simple, constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

Leur pré-dimensionnement se fait à la compression simple selon l'article **(b8.4.1) de CBA93**, tout en vérifiant les exigences du RPA, pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- **$\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.**
- **$\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \text{ cm}$.**
- **$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.**

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal NS qui est la somme de charge **Q** et **G**.

La section transversale du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :

$$s = \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Avec :

N : effort normal de compression repris par le poteau qui sera déterminé à partir de la descente

de charge donnée par les règles de BAEL 91, en considérant le poteau le plus sollicité tel que :

$$N = (G+Q).$$

G : charge permanente.

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

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de service du béton à la compression simple.

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

II.2.Détermination des charges et surcharges :

II.2.1/charges permanentes (G):

a)les planchers :

Charge permanentes de la toiture :

TableauII.1.

N°	Nature de la couche	pente°	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couverture tuile mécanique (linteaux compris)	30	0.45	0.48
2	Pannes +cheveront+fixation	30	0.10	0.10
3	Mur de séparation (ep=10c m)	/	0.90	0.90
Gtotal				1.48

$$G_{\text{tot}} = 1.48 \text{ KN}.$$

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

b) charges permanentes du plancher d'étage courant :

Tableau II.2

N°	Désignation	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1	Cloison en brique creuse+enduits	12	9.16	1.1
2	Revêtement carrelage	2	22	0.44
3	Mortier de pose	2	22	0.44
4	Couche de sable	2	18	0.36
5	Plancher en corps creux	16+4	/	2.80
6	Enduit sous plafond	2	10	0.20
G_{tot}				5.34

$$G_{tot}=5.34KN/m^2.$$

c)plancher terrasse inaccessible :

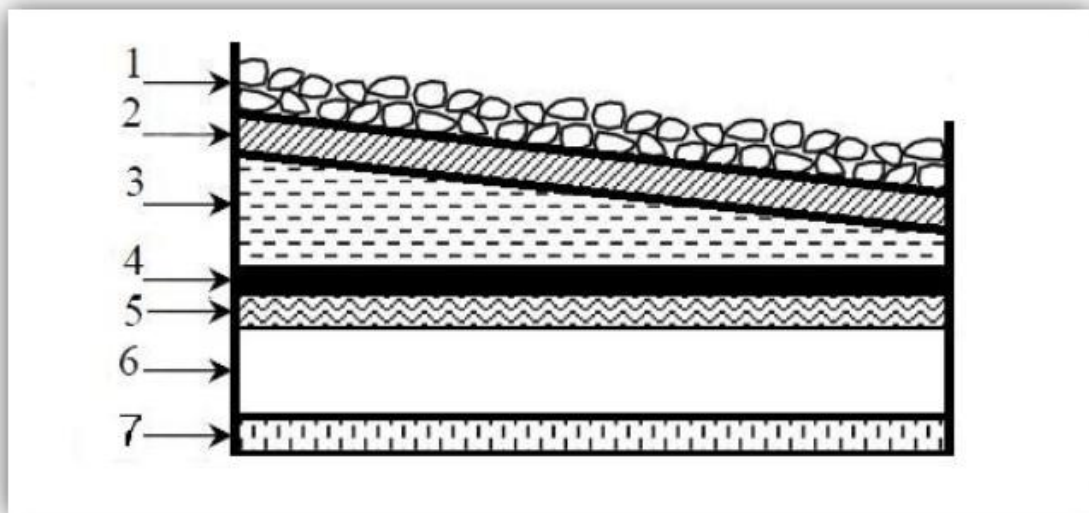


Fig.II.7.coupe d'une terrasse inaccessible.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.3.

N°	Désignation	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1	Couche de gravillon roulé	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouches	0.02	06	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
4	Pare vapeur (feuilles de polyane)	/	/	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
G_{total}				5.68

$G_{total}=5.68KN/m^2.$

d) dalle pleine :

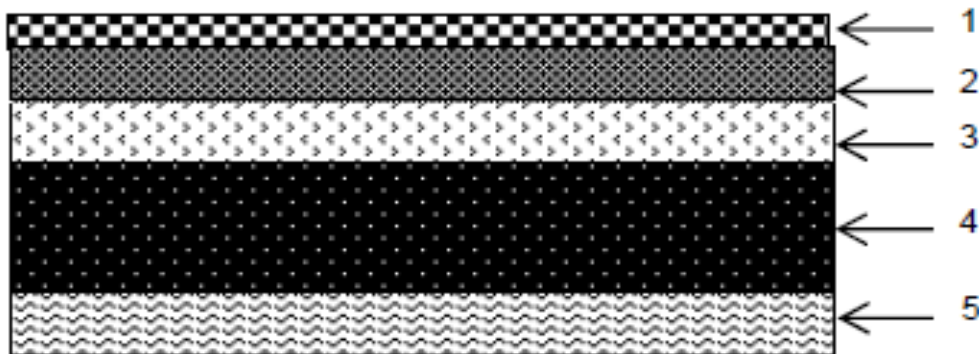


Fig.II.8.coupe vertical d'une dalle pleine.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.4.

N°	Nature de la couche	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ³)
1	Carrelage scellé	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche se sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
G_{tot}				5.31

$G_{tot}=5.31\text{KN/m}^2$.

e) Maçonnerie :

❖ **Murs extérieurs :**

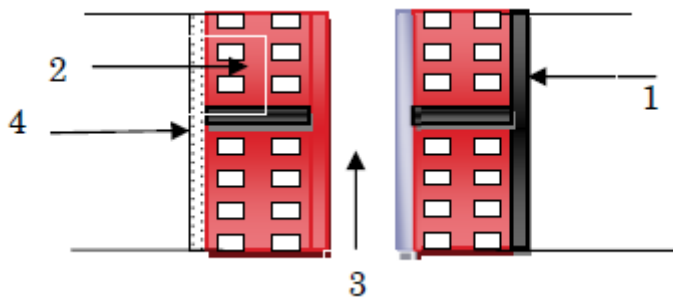


Fig.II.9.coupe vertical d'un mur extérieur.

Tableau II.5.

N°	Nature de la couche	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1x2	09	1.8
3	Lame d'aire	0.05	/	0.0
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
G_{tot}				2.36

$G_{tot}=2.36\text{KN/m}^2$.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

❖ Murs inférieurs :

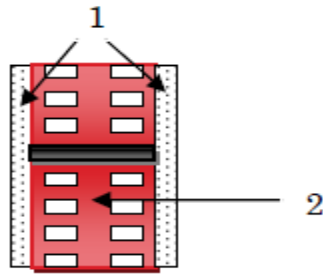


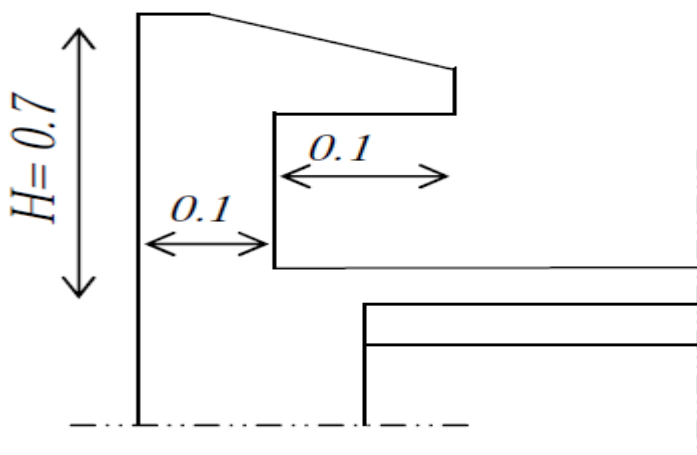
Fig.II.10.coupe vertical d'un mur intérieur.

Tableau .II.6 .

N°	Nature de la couche	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	0.02x2	10	0.4
2	Brique creuse	0.1	09	0.9
G_{tot}				1.30

$$G_{total}=1.30KN/m^2.$$

f) l'acrotère :



FigII.11. Coupe verticale de l'acrotère.

Calcul de son poids propre :

$$G=((0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - (0.03 \times \frac{0.1}{2})) \times 25$$

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

G=1.4625KN/ml

II.2.2.Surcharges d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Tableau .II.7 .

Elément	Surcharge (Q) [KN/m2] :
Acrotère	1.0
Toiture	1.0
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher dernier étage	1.0
Plancher étage courant (habitation) :1^{er},2^{eme},3^{eme},4^{eme}	1.5
Plancher RDC (commerce)	3.5
Plancher sous-sol (habitation)	3.5
Balcon	3.5
Escalier	3.5

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

II.3) Loi de dégression de charge :

D'après le règlement **DTR.BC.2.2**, la loi de dégression de charges s'applique au bâtiment de grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux n" pour tenir compte de cette loi est cinq.

En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée $n \geq 5$, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Q_0	
Q_1	Q_0 .
Q_2	Q_0+Q_1 .
Q_3	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
Q_4	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
Q_5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
Q_6	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$.
Q_7	
Q_8	
Q_9	
Q_{10}	
Q_{11}	$Q_{totale} = Q_0+ (3+n)/2n (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.
Q_{10}	$\rightarrow Q_t = Q_0+(3+n)/2n \sum_{i=1}^n Q_i = Avec : n \geq 5$

FigII.12 .Loi de dégression de charges.

II.3.1) Décence de charges :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas on dimensionne le poteau D2(voir plan).

La section du poteau est choisi selon la formule suivante : $S = N / \bar{\sigma}_{bc}$

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Avec : S :surface de poteau.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible de poteau a la compression ($\bar{\sigma}_{bc}=15\text{Mpa}$)

N : effort normal.

On fait la descente de charges a l'ELS avec la combinaison suivante : $N=G+Q$

On prend : $S=N_s/\bar{\sigma}_{bc}$.

II.3.2)Surface revenant au poteau D2 (voir Fig II13).

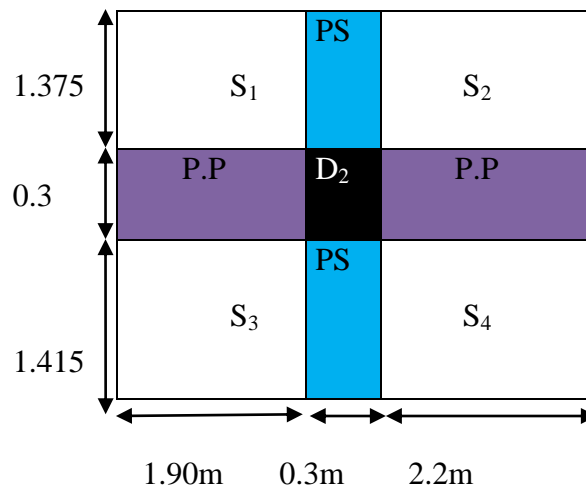


Fig II.13. surface revenant au poteau D2.

$$S=S_1+S_2+S_3+S_4.$$

$$S_1=1.375 \times 1.90=2.612\text{m}^2$$

$$S_2=1.375 \times 2.20=3.025\text{m}^2$$

$$S_3=1.90 \times 1.415=2.688\text{m}^2$$

$$S_4=1.415 \times 2.20=3.113\text{m}^2$$

$$\rightarrow S=2.612+3.025+2.688+3.113=11.438\text{m}^2$$

Donc: $S_{\text{total}}=11.438\text{m}^2$.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

II.3.3) Poids propre des éléments:

a)Poids de la toiture :

$$P_{pt}=G_tXS=1.48 \times 11.438=16.928\text{KN.}$$

b) poids du plancher :

+ plancher terrasse inaccessible :

$$P_{pt\ i}=G_{Pti}XS=5.68 \times 11.438=64.97\text{KN.}$$

+ plancher d'étage :

$$P_{pc}=G_{PC}XS=5.34 \times 11.438=61.08\text{KN.}$$

c) poids propre des poutres :

+ Poutres principales :

$$P_{pp} = 0.45 \times 0.35 \times (1.9+2.2) \times 25 = 16.14 \text{ KN.}$$

+ Poutres secondaires :

$$P_{ps} = 0.40 \times 0.35 \times (1.415+1.375) \times 25 = 9.76 \text{ KN ,}$$

D'ou le poids total : $P_{tot} = 16.14 + 9.76 = 19.623 \text{ KN} \rightarrow \mathbf{P_{tot} = 25.9KN.}$

d) Poids propre des poteaux :

+ Poteau toiture :

$$G_{ptoi}=25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.05=6.86\text{KN} \quad \rightarrow \mathbf{G_{ptoi}=6.86\text{KN.}}$$

+ Poteau sous-sol et étage courant :

$$G_{p\ E}=25 \times 0.30 \times 0.30 \times 2.86 = 6.435 \text{ KN} \quad \rightarrow \mathbf{GP_E = 6.435\text{KN.}}$$

+ Poteau du RDC :

$$G_{p\text{RDC}}=25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.95 = 8.88\text{KN} \quad \rightarrow \mathbf{GP_{rdc} = 8.88\text{KN}}$$

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

II.4) Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

Tableau .II.8 .

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.650

II.4.1) Surcharges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible et la toiture : $\rightarrow Q_0 = 1.00 \times 11.438 = 11.438 \text{ KN}$.
- Plancher dernier étage courant : $\rightarrow Q_1 = 1.00 \times 11.438 = 11.438 \text{ KN}$.
 $Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = 1.50 \times 11.438 = 17.157 \text{ KN}$.
- Plancher RDC et Sous-sol : $\rightarrow Q_7 = Q_8 = Q_9 = Q_{10} = Q_{11} = 3.5 \times 11.438 = 40.033 \text{ KN}$.

II.4.2) Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Niv11 : $Q_0 = 11.438 \text{ KN}$.

Niv 10 : $Q_0 + Q_1 = 11.438 + 11.438 = 22.876 \text{ KN}$.

Niv 09 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.438 + 0.95 (11.438 + 17.157) = 38.60 \text{ KN}$.

Niv 08 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 11.438 + 0.90 (11.438 + 2 \times 17.157) = 52.61 \text{ KN}$.

Niv 07 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 11.438 + 0.85 (11.438 + 17.157 \times 3) = 64.91 \text{ KN}$.

Niv 06 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 11.438 + 0.80 (11.438 + 17.157 \times 4) = 75.49 \text{ KN}$.

Niv 05 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 11.438 + 0.75 (11.438 + 17.157 \times 5) = 84.35 \text{ KN}$.

Niv 04 : $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 11.438 + 0.714 (11.438 + 17.157 \times 5 + 40.033) = 109.44 \text{ KN}$.

Niv 03 : $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 11.438 + 0.688 (11.438 + 17.157 \times 5 + 40.033 \times 2) = 133.41 \text{ KN}$.

Niv 02 : $Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 11.438 + 0.667 (11.438 + 17.157 \times 5 + 40.033 \times 3) = 157.39 \text{ KN}$.

Niv 01 : $Q_0 + 0.650 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 11.438 + 0.65 (11.438 + 17.157 \times 5 + 40.033 \times 4) = 178.71 \text{ KN}$.

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

Tableau .II.9.

Niveau	Charge permanent G (KN)					Charge d'exploitation Q(KN)		Effort normal N(KN)	Section du poteau	
	plancher	poutre	poteau	G _{tot}	G _{CUM}	Q plancher	Q _{cum}		N=G _C +Q _C	S _{Trouvé}
11	64.97	19.62	0	84.60	84.60	11.438	11.438	96.04	64.03	30x30
10	61.08	19.62	6.86	87.56	172.16	11.438	22.876	195.04	130.02	35x35
09	61.08	19.62	6.44	87.14	259.3	17.157	57.157	316.46	203.65	35x35
08	61.08	19.62	6.44	87.14	346.44	17.157	74.347	420.71	210.97	35x35
07	61.08	19.62	6.44	87.14	433.58	17.157	91.504	525.08	350.05	40x40
06	61.08	19.62	9.27	89.97	523.55	40.033	131.537	655.09	436.72	40x40
05	61.08	19.62	6.44	87.14	610.69	40.033	171.57	782.26	521.50	40x40
04	61.08	19.62	6.44	87.14	697.83	40.033	211.603	909.433	606.28	40x40
03	61.08	19.62	6.44	87.14	784.97	40.033	251.636	1036.60	691.06	45x45
02	61.08	19.62	6.44	87.14	872.11	40.03	291.669	1163.779	775.85	45x45
01	61.08	19.62	6.44	87.14	959.25	40.033	331.702	1290.952	860.63	45x45

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

II.4.3.Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

(art-7.4.1/RPA99version2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} -\min (b,h) \geq 25\text{cm} \quad \rightarrow \text{En zone II}_a . \\ -\min (b,h) \geq h_c/20. \\ -1/4 < b/h < 4. \end{array} \right.$$

Les sections adoptées :

(45x45) cm² Pour les SOUS-SOL.

(40x40) cm² Pour le RDC le 1^{er}, le 2^{ème} et le 3^{ème} étage.

(35x35) cm² pour le 4^{ème} et le 5^{ème} étage.

(30x30) cm² pour la charpente.

→ Les conditions du RPA sont vérifiées.

II.5) Vésication au flambement :

Le flambement est un phénomène de perte de stabilité qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures l'orque ces derniers sont élancés suite a l'influence défavorables des sollicitations. On doit vérifier la condition de l'élancement: $\lambda = l_f / i \leq 50$.

Avec :

λ : Elancement des poteaux suivante .

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/A_p}$).

l_0 : Hauteur libre du poteau .

A_p : section transversal du poteau($b \times h$).

I : Moment d'inertie ($I = bh^3/12$).

Chapitre II :Pré-dimensionnement des éléments

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

$$\lambda = 0.7 l_0 \frac{\sqrt{12}}{b}.$$

- **Les vérifications :**

Pour les sous-sols, poteau (45x45) cm² : l₀=3.06m

$$\rightarrow \lambda = 16.4 < 50$$

Pour le RDC, poteau (40x40) cm² : l₀=4.25m.

$$\rightarrow \lambda = 25.19 < 50$$

pour le 1^{er}, 2^{ème} et le 3^{ème} étage, (poteau 40x40)cm² : l₀=3.06m.

$$\rightarrow \lambda = 18.55 < 50$$

Pour le 4^{ème}, 5^{ème} étage (poteau 35x35) cm² : l₀=3.06m.

$$\rightarrow \lambda = 21.20 < 50$$

Pour la toiture (poteau 30x30) cm² : l₀=3.05m.

$$\rightarrow \lambda = 24.65 < 50$$

Donc :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III : Calcul des éléments

Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1 Calcul des planchers :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à 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 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - ✓ Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

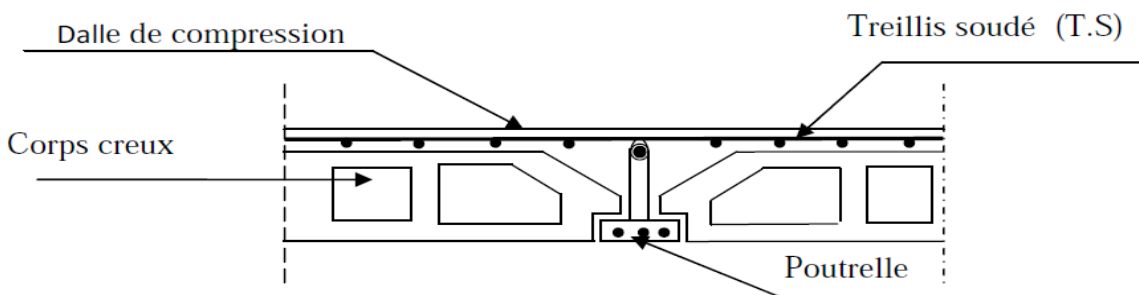


Fig III.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

III.1.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91** (Art B.6.8.423)

- 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

❖ **Calcul des armatures :**

✚ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } \mathbf{6\Phi6 / ml}, \quad \mathbf{A = 1.7 \text{ cm}^2}$$

avec un espacement de **St = 15 cm**

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ Armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2$$

avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

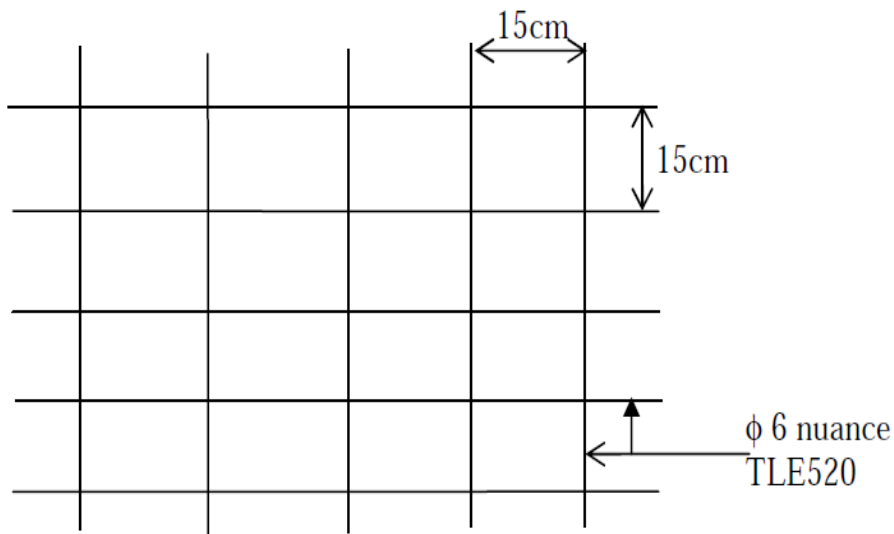


Fig III.1.2: Treillis soudé de 15x15cm

Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x 6x 150x150) mm².

III.1.2. Etude des poutrelles :

La poutrelle pré-fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension $(12 \times 4) \text{ cm}^2$.

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher la plus sollicitée, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher de sous sol).

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux conditions critère :

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

b) Dimensionnement de la poutrelle :

Les règles **BAEL** précisent que la largeur de la table de compression (b_1), est à prendre en compte dans chaque cote d'une nervure à partir de son parement et limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} L/2 \\ L/10 \\ 8 h_0 \end{cases}$$

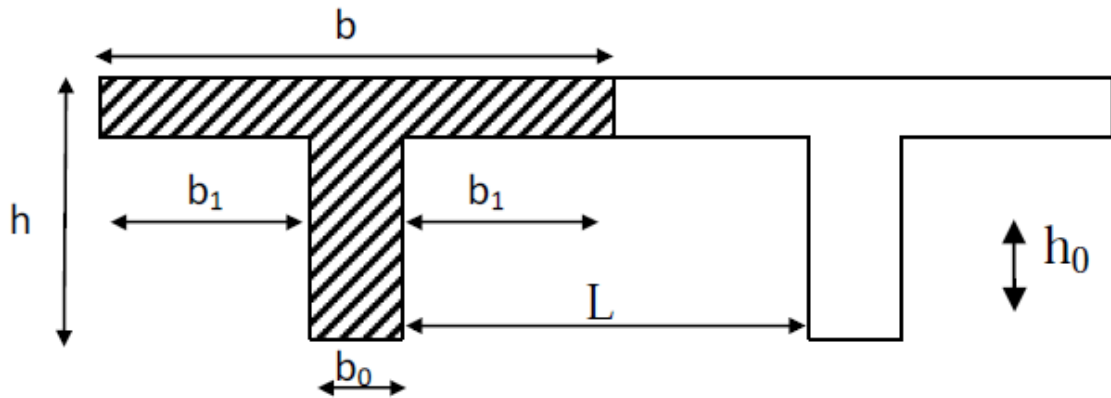


Fig.III.1.3: Construction de la section en T.

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles (65-12), ($L=53\text{cm}$).

L1 : longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée), ($L1=360\text{cm}$)

b0 : largeur de la nervure ($b0=12\text{cm}$)

h0 : épaisseur de la dalle de compression ; $h0=4\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min(26.5 ; 36 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow b = 2 b_1 + b_0 = 65 \text{ cm.}$$

- ❖ Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

1) Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle :**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- Poids de corps creux :

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids total :

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

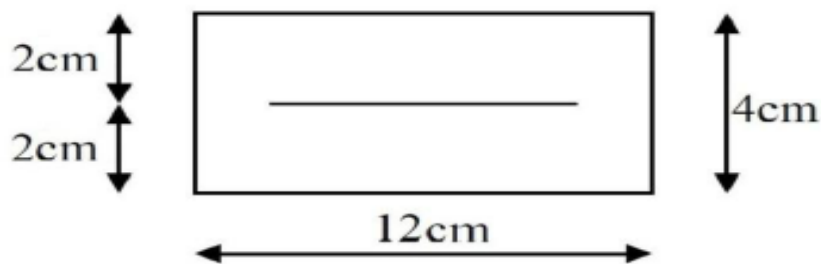


Fig.III.1.4.

- Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

- Combinaison de charges :

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

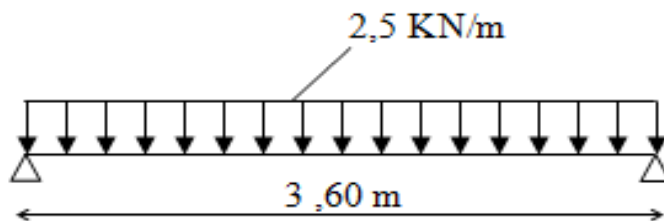


Fig. III.1.5: Schéma statique de calcul de la poutrelle.

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times l^2 / 8 = 2.5 \times 3.6^2 / 8 = 4.05 \text{ KN.m .}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

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

$$T_u = q_u \times l / 2 = 2.5 \times 3.6 / 2 = 4.5 \text{ KN.}$$

✚ Calcul des armatures :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}}$$

$$f_{b_u} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.20 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \mu_b = \frac{4.05}{0.12 \times (0.02)^2 \times 14.20 \times 10^3} = 5.94$$

$\mu_b > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SDA}$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle des charges auxquelles elle est soumise avant coulage de la dalle de compression.

2). Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant solidaire de cette dernière. Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremements partiels et les autres comme appuis simples.

On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

Chapitre III : Calcul des éléments

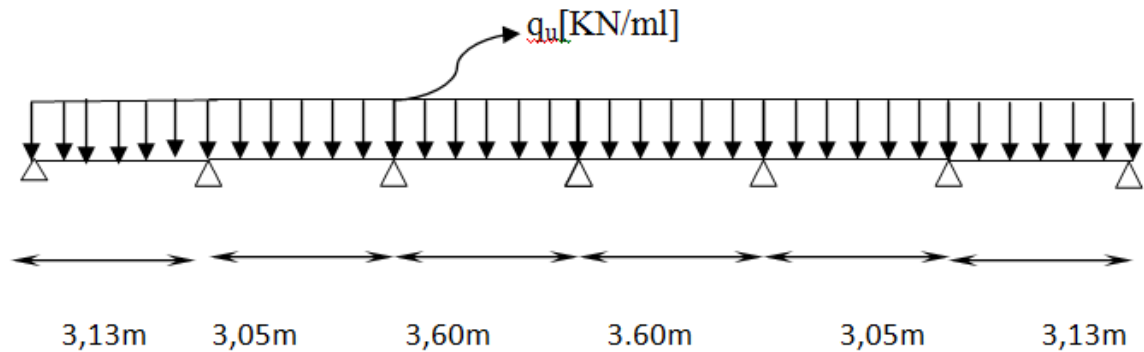


Figure III.1.6: Schéma de chargement de la poutrelle continue.

a) Chargement :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- Poids propre de plancher (sous -sol) : $G = 5.34 \times 0.65 = 3.471$ KN /ml.
- Surcharges d'exploitation (sous- sol) : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275$ KN/ml.

b) Les combinaisons des charges :

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.098$ KN/ml
- ELS : $q_s = G + Q = 5.746$ KN /ml

c) Choix de la méthode :

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

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

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Méthode forfaitaire :

a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

(BAEL 91 .Art B.6.2, 210)

1) La méthode s'applique aux planchers a surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale a 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m2.

$$Q = 2.275 \text{ KN/ ml} \leq \max \{2G; 5 \text{ KN / ml} \}.$$

$$2.G = 2 \times 3.471 = 6.942 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 2.275 \text{ KN/ ml} \leq \max \{6.492 \text{ KN/ml}; 5 \text{ KN / ml} \}$$

→ La condition est vérifiée.

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. → **la condition est vérifiée.**

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.13/3.05 = \mathbf{1.03}$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.05/3.60 = \mathbf{0.85}$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.60/3.60 = \mathbf{1.00}$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.60/3.05 = \mathbf{1.18}$$

$$L_i/L_{i+1} = 3.05/3.13 = \mathbf{0.97}$$

⇒ **La condition est vérifiée.**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable ⇒ **La condition est vérifiée.**

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées M_t et au niveau des appuis M_w et M_e à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment M_0 dans la travée dite de comparaison, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

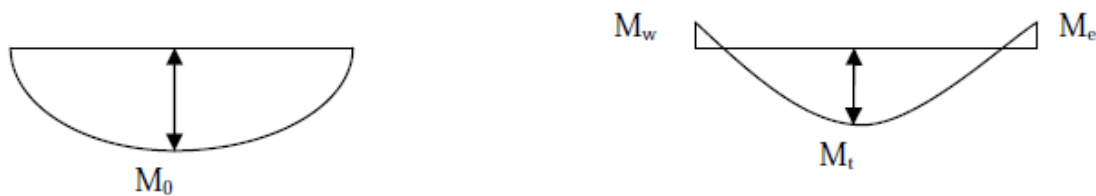


Fig. III.1.8: Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

❖ Exposé de la méthode :

➤ Le rapport α des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation en valeurs non pondérées : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

Il varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

(En effet pour $Q = 0 \rightarrow \alpha = 0$ et pour $Q = 2G \rightarrow \alpha = 2/3$).

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

$$\begin{aligned}
 1) M_t &\geq \text{Max} \left\{ 1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0 \right\} - \frac{M_w - M_e}{2} \\
 2) M_t &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Dans une travée intermédiaire}). \\
 3) M_t &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad (\text{Dans une travée de rive}).
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} 1) \\ 2) \\ 3) \end{aligned}} \right\} \text{On prend } M_t^{\text{max}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

0.6 M₀ : Pour une poutre à deux travées.

0.5 M₀ : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M₀ : Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

➤ La valeur absolue de moment sur appui de rive ne doit pas être inférieure à **0.3 M₀**

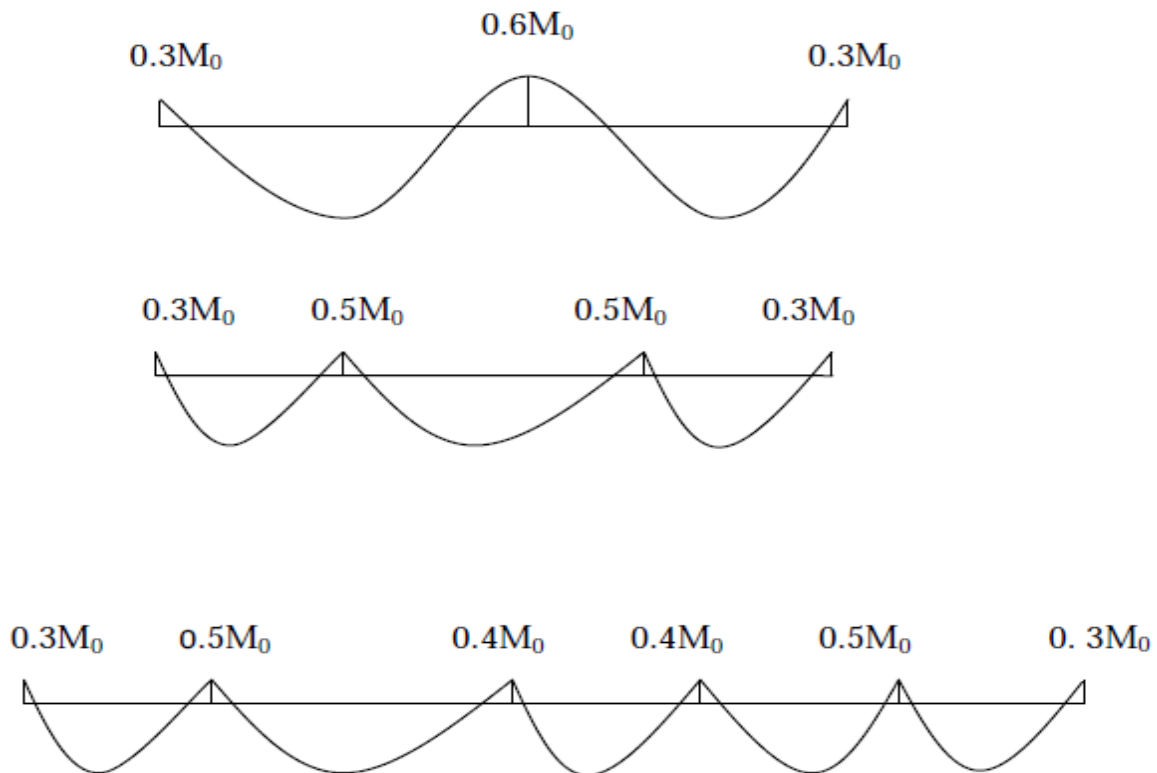


Fig. III.1.9.: Diagrammes des moments.

Chapitre III : Calcul des éléments

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

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Avec :

- l : longueur de la travée entre axes d'appuis.
 - q : charge uniformément répartie.
 - M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
 - M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
 - M_t : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.
- ❖ Dans notre cas nous avons une poutre sur 07 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

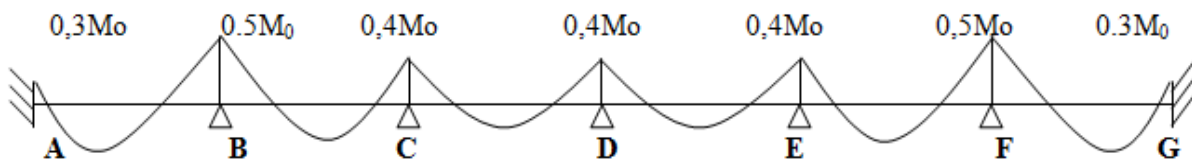


Fig. III.1.10. : Diagramme des moments.

➤ Application de la méthode :

A) l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(3.471) + 1.5(2.275) = 8.098 \text{ KN/ml.}$$

a) Calcul du rapport de charge α

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \rightarrow \alpha = \frac{2.275}{3.471+2.275} = 0.396 < 2/3 \text{ ok.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Nous aurons besoin pour nos calculs, des valeurs suivantes :

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.396	1.119	0.559	0.659

b) Calcul des moments isostatique :

➤ En travée : $M_0 = \frac{qx l^2}{8}$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
L (m)	3.13	3.05	3.60	3.6	3.05	3.13
M0 (KN.m)	9.92	9.42	13.12	13.12	9.42	9.92

➤ Aux appuis : $M_{appui} = \beta \cdot M_0^{\max}$

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.4	0.4	0.5	0.3
M _{appui} [KN.m]	2.98	4.96	5.25	5.25	5.25	4.96	2.98

Chapitre III : Calcul des éléments

c) Calcul des moments en travées :

- Travée de rive A - B :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 1.119 \times 9.92 - \frac{2.98 + 4.96}{2} = 7.13 \text{KN.m.} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \\ M_{tAB} \geq 0.659 \times 9.92 = 6.54 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tAB} = 7.13 \text{KN.m.}$

- Travée intermédiaire B - C :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 1.119 \times 9.42 - \frac{4.96 + 5.25}{2} = 5.44 \text{KN.m.} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \\ M_{tBC} \geq 0.559 \times 9.42 = 5.27 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tBC} = 5.44 \text{KN.m.}$

- Travée intermédiaire C - D :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq 1.119 \times 13.12 - \frac{5.25 + 5.25}{2} = 9.43 \text{KN.m.} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \\ M_{tCD} \geq 0.559 \times 13.12 = 7.33 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tCD} = 9.43 \text{KN.m.}$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Travée intermédiaire D - E :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq 1.119 \times 13.12 - \frac{5.25 + 5.25}{2} = 9.43 \text{KN.m.} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \\ M_{tDE} \geq 0.559 \times 13.12 = 7.33 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tDE} = 9.43 \text{KN.m.}$

- **Travée intermédiaire E - F :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tEF} \geq 1.119 \times 9.42 - \frac{5.25 + 4.96}{2} = 5.44 \text{KN.m.} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \\ M_{tEF} \geq 0.559 \times 9.42 = 5.27 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tEF} = 5.44 \text{KN.m.}$

- **Travée de rive F - G :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tFG} \geq 1.119 \times 9.92 - \frac{4.96 + 2.98}{2} = 7.13 \text{KN.m.} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05 \\ M_{tFG} \geq 0.659 \times 9.92 = 6.54 \text{KN.m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{tFG} = 7.13 \text{KN.m.}$

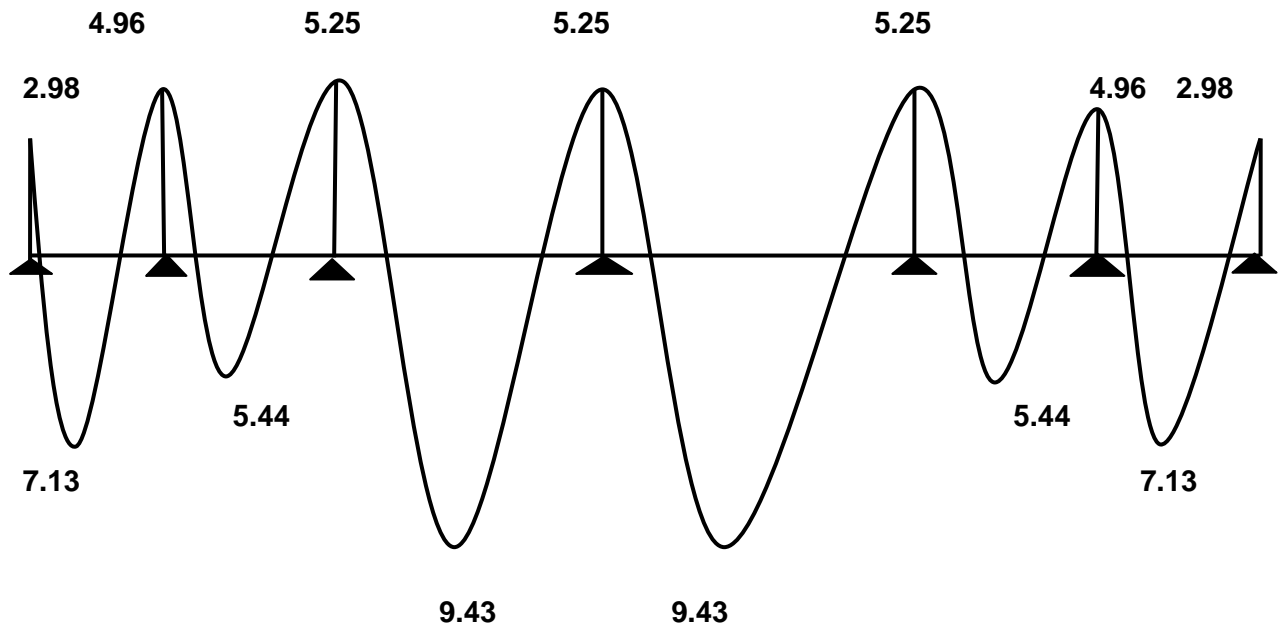


Fig.III.1.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en [KN.m]

c) Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_w - M_E}{L} - \frac{q_u \cdot x_l}{2}$$

$$V_E = \frac{M_w + M_E}{L} - \frac{q_u \cdot x_l}{2}$$

Avec :

V_w : Effort tranchant a gauche de l'appui.

V_E : Effort tranchant a droite de l'appui.

• **La travée A -B :**

$$V_A = \frac{q_u \cdot L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{8.098(3.13)}{2} + \frac{(-4.96) - (-2.98)}{3.13} = 12.04$$

$V_A = 12.04 \text{ KN.}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$V_B = -\frac{q_{u.LAB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{8.098(3.13)}{2} + \frac{(-4.96) - (-2.98)}{3.13} = -13.31$$

$$V_B = -13.31 \text{ KN.}$$

- **La travée B-C :**

$$V_B = \frac{q_{u.LBC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{8.098(3.05)}{2} + \frac{(-5.25) - (-4.96)}{3.05} = 12.25$$

$$V_B = 12.25 \text{ KN.}$$

$$V_C = -\frac{q_{u.LBC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{8.098(3.05)}{2} + \frac{(-5.25) - (-4.96)}{3.05} = -12.44$$

$$V_C = -12.44 \text{ KN.}$$

- **La travée C- D:**

$$V_C = \frac{q_{u.LCD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{8.098(3.60)}{2} + \frac{(-5.25) - (-5.25)}{3.60} = 14.58$$

$$V_C = 14.58 \text{ KN.}$$

$$V_D = -\frac{q_{u.LCD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{8.098(3.60)}{2} + \frac{(-5.25) - (-5.25)}{3.60} = -14.58$$

$$V_D = -14.58 \text{ KN.}$$

- **La travée D- E:**

$$V_D = \frac{q_{u.LDE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{8.098(3.60)}{2} + \frac{(-5.25) - (-5.25)}{3.60} = 14.58$$

$$V_D = 14.58 \text{ KN.}$$

$$V_E = -\frac{q_{u.LDE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{8.098(3.60)}{2} + \frac{(-5.25) - (-5.25)}{3.60} = -14.58$$

$$V_E = -14.58 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **La travée E-F:**

$$V_E = \frac{q_{u,LEF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = \frac{8.098(3.05)}{2} + \frac{(-4.96) - (-5.25)}{3.05} = 12.44$$

$$V_E = 12.44 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{q_{u,LEF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -\frac{8.098(3.05)}{2} + \frac{(-4.96) - (-5.25)}{3.05} = 12.25$$

$$V_F = -12.25 \text{ KN.}$$

- **La travée F-G:**

$$V_F = \frac{q_{u,LFG}}{2} + \frac{M_F - M_G}{L_{FG}} = \frac{8.098(3.13)}{2} + \frac{(-2.98) - (-4.96)}{3.13} = 13.31$$

$$V_F = 13.31 \text{ KN.}$$

$$V_G = \frac{q_{u,LFG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{L_{FG}} = \frac{8.098(3.13)}{2} + \frac{(-2.98) - (-4.96)}{3.13} = 12.04$$

$$V_G = -12.04 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

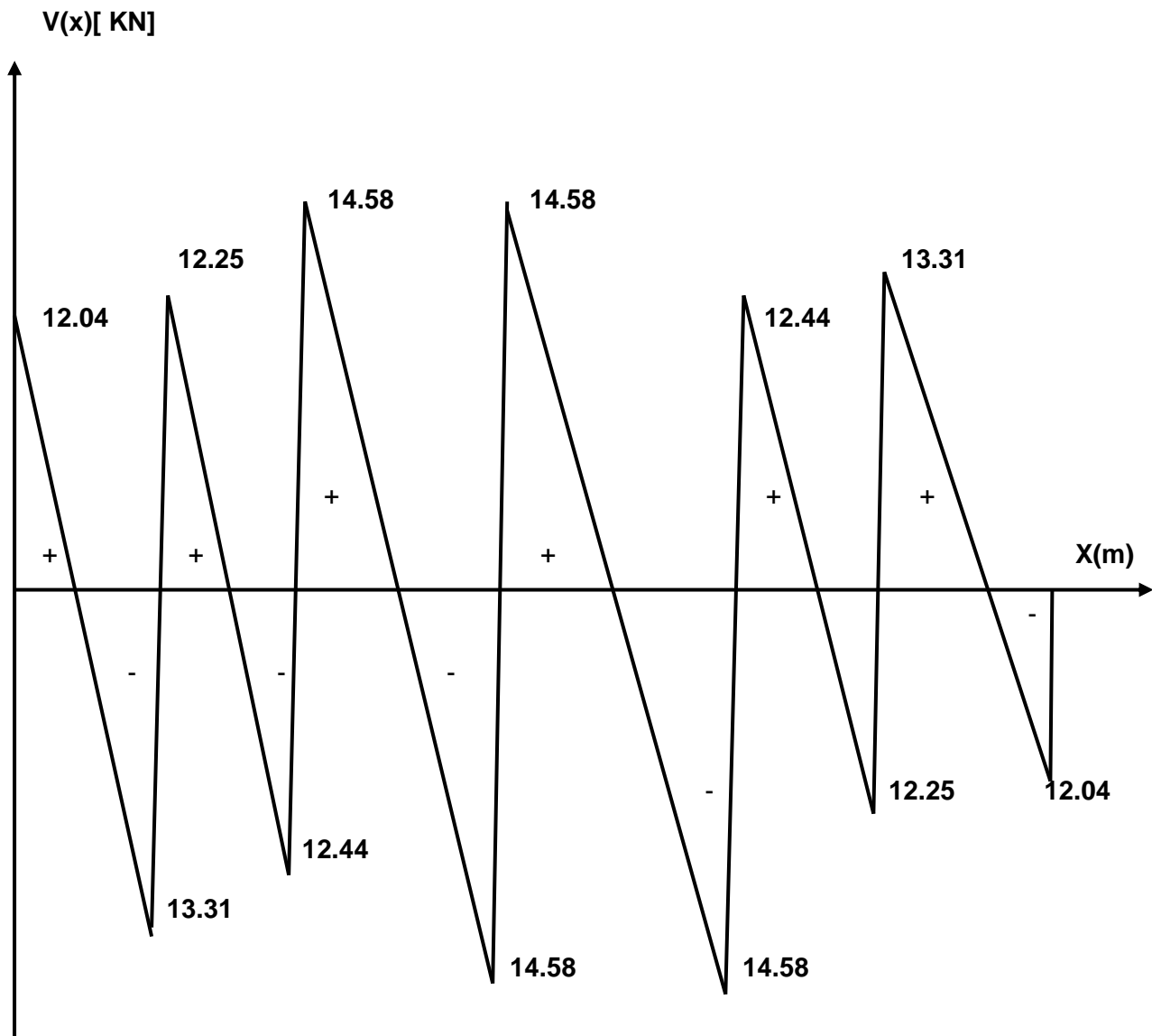


Fig. III.1.12. : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU en [KN]

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1.3. Ferrailage à l'ELU :

ferrailage sera calculé à l'ELU avec les moments max en travée et sur appuis.

➤ **Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.25 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques

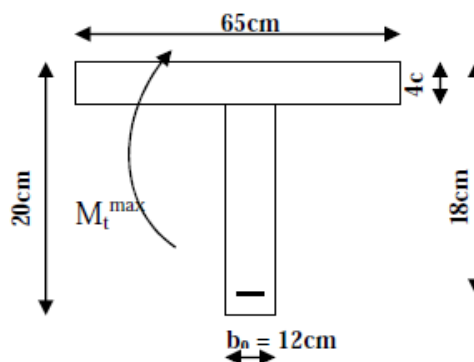
Sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

$$d = 18 \text{ cm}$$



a) **En travées :**

• **Moment équilibré par la table de compression (M_0) :**

▪ **Position de l'axe neutre :**

$$M_0 = b x h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m.}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} = 9.92 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow M_0 \gg M_t^{\max}$$

Donc l'axe neutre de la section se situe dans la table de compression.

Chapitre III : Calcul des éléments

Conclusion :

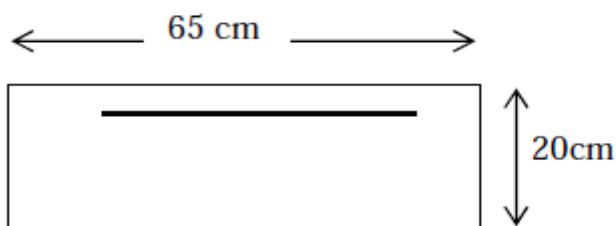
La section en **T** sera calculée comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

+ Section d'armatures :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.43 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.032.$$

$$\mu_u = 0.032 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.032 \rightarrow \beta = 0.984$$



$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.43 \times 10^5}{0.984 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.53 \text{ cm}^2.$$

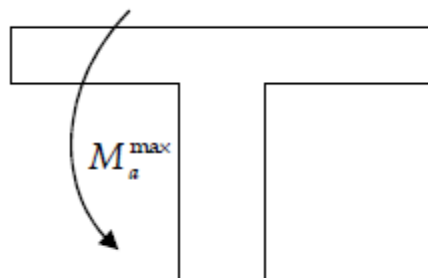
Remarque:

On adoptera une section d'armature très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**.



Chapitre III : Calcul des éléments

- Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.25}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.096.$$

$$\mu_u = 0.096 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0.096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_{sa} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5.25 \times 10^4}{0.949 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 0.88 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_{sa} = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

➤ Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par le (BAEL91 modifié 99/Art : A.7.2.2).

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_l \text{ max}; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Φ_l : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.4; \frac{12}{10} \right\} = 0.57 \text{ cm}$$

On choisi un cadre $\emptyset 8$ avec $A_t = 2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2$

- L'espacement entre cadre :

L'espacement est donne par le règlement (BAEL 91 modifié 99 /Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{0,9.d ; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 18; 40\text{cm}\}$$

$$St \leq 16.2\text{cm} \Rightarrow St = 15\text{cm.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Conclusion:

En travée : $3HA 12 = 3.39\text{cm}^2$

Aux appuis : $2HA 10 = 1.57\text{cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1.00\text{cm}^2$

❖ Vérification à l'ELU :

✚ Condition de non fragilité du béton : (BAEL 91 modifié 99 / Art : A.4.2.1)

➤ Aux appuis :

On doit vérifier que : $A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

$A_{min} = 0.26\text{cm}^2 < A_{sa} = 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow$ La condition vérifiée.

➤ En travée :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41\text{cm}^2$$

$A_{min} = 1.41\text{cm}^2 < A_{st} = 3.39\text{cm}^2 \Rightarrow$ La condition vérifiée.

✚ Vérification au cisaillement : (BAEL91 modifiée 99/Art .A.5.1.1)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T^{max}}{b_0 \times d} < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{14.58 \times 10}{12 \times 18} = 0.675 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \times \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0.675 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ La condition vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 d \sum u_i} < \overline{\tau_{se}}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.58 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.796 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.796 \text{ Mpa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ Mpa} . \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✚ L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

(BAEL91 modifiée 99/Art : A.5. 3. 313)

• Appuis de rive :

Il faut vérifier que : $T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$.

Avec: $a = (0,9.d)$: Longueur d'appui de la bielle.

$$T_{\max} \leq 0.4 \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = 12.04 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Appuis intermédiaires :

Il faut vérifier que : $T_{\max} \leq 129.6 \text{ [KN]}$.

$$T_{\max} = 14.58 \text{ [KN]} < 129.6 \text{ [KN]} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- ✚ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures :**
(BAEL91 modifiée 99/Art 5.4,321):

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{T_U + \frac{M_U}{0.9 \times d}}{\sigma_s}$$

- **Appui de rive :**

$$A_a \geq \frac{12.04 - \frac{2.98 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{34.8} = -0.183 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > -0.183 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaire:**

$$A_a \geq \frac{14.58 - \frac{5.25 \times 10^2}{0.9 \times 18}}{34.8} = -0.512 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > -0.512 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- ✚ **Vérification de l'ancrage des barres aux appuis :**

(BAEL91 modifiée 99. Art. A.6.1.2).

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité **fe** sont ancrées sur une longueur **Ls**, dite **longueur de sellement** droit est donnée par la formule :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : contrainte d'adhérence ; $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$.

ψ_s : coefficient de sellement ; $\psi_s = 1.5$ pour HA .

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; Fe400 et $\phi = 1.4 \text{ cm}$.

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}.$$

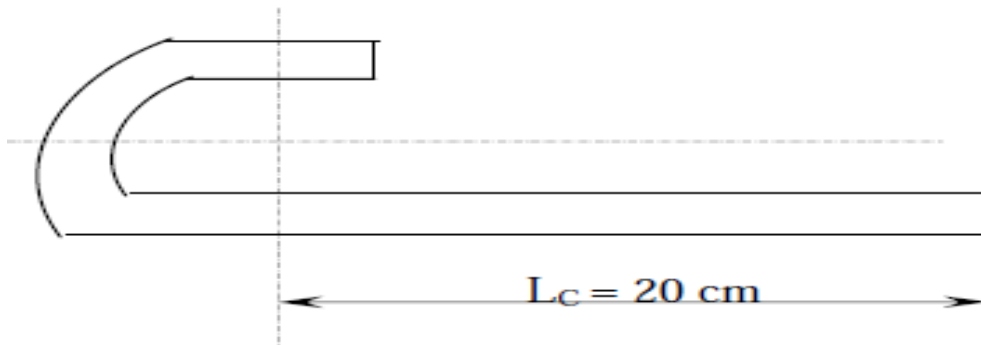
Chapitre III : Calcul des éléments

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 1.4 = 56 \quad \text{On prend} \quad L_s = 50 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_C » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_C = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} ; \text{ on adoptera des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_C = 20 \text{ cm.}$$



III.1.4. Vérification à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 8.098 \text{ KN/ml.} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 5.746 \text{ KN /ml.} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow q_s/q_u = 0.71.$$

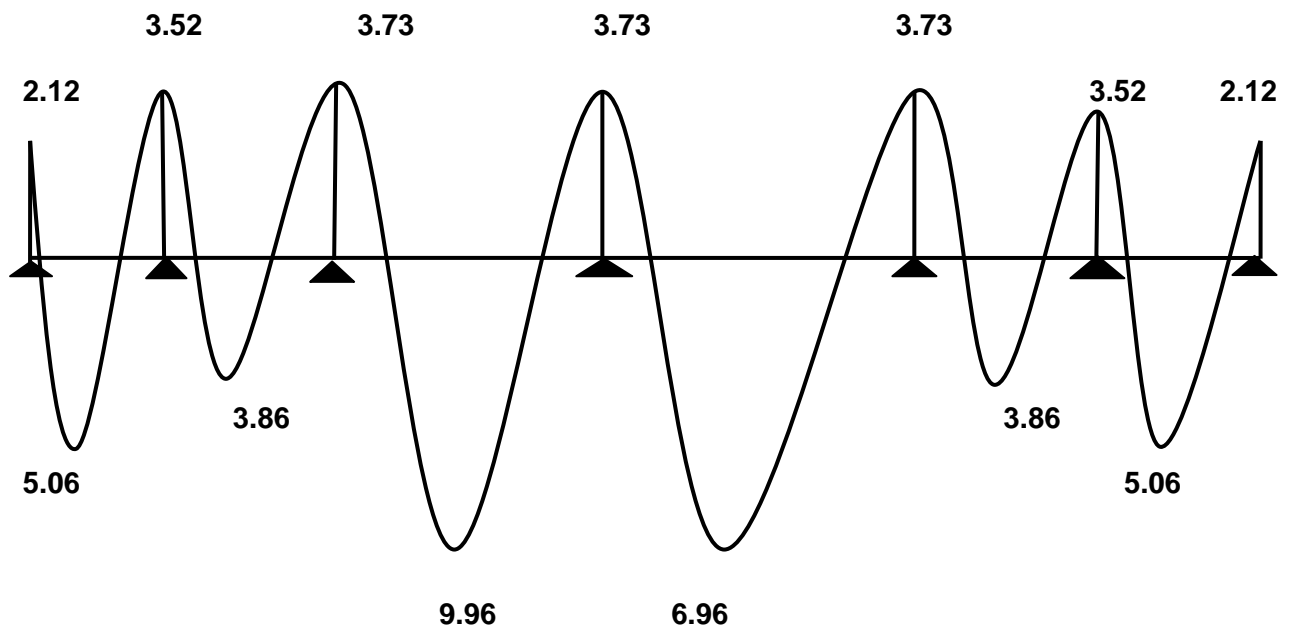


Fig.III.1.14 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en [KN.m].

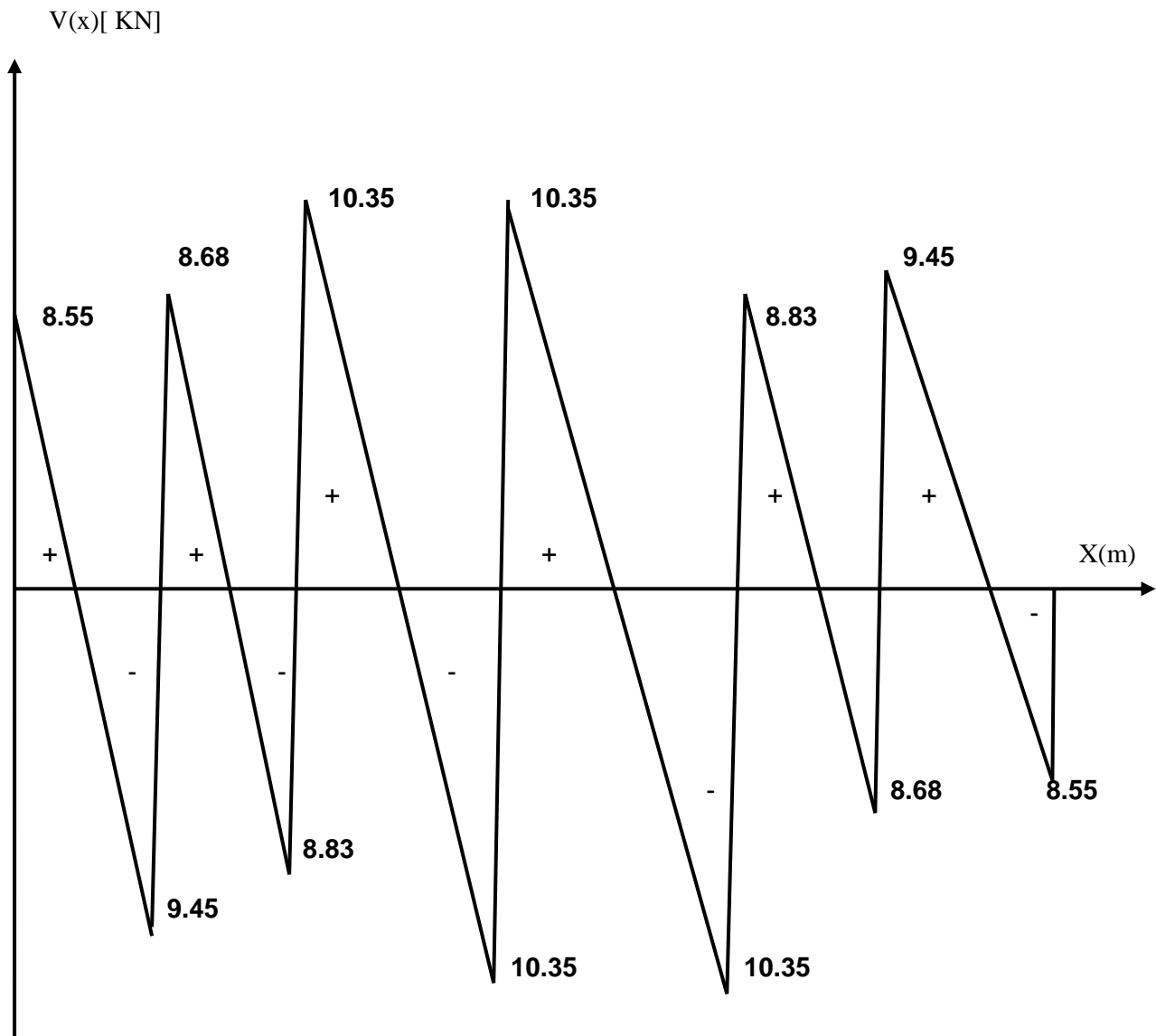


Fig. III.1.15 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS en [KN].

Chapitre III : Calcul des éléments

Etat limite de la compression du béton :

• En travée :

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3HA\ 12 = 3.39\text{cm}^2$.

▪ Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.58 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.836 \text{ et } K = 15.49$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.32 \times 10^3}{0.836 \times 18 \times 3.39} = 182.70 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa}$$

▪ Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{1}{K} \sigma_s = 0.065 \times 182.70 = 11.88 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 11.88 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

• Aux appuis :

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa} = 2HA\ 12 = 1.57\text{cm}^2$.

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.722 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.876 \text{ et } K = 25.32.$$

▪ Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.73 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 150.67 \text{ Mpa} < 348 \text{ Mpa.}$$

▪ Contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{1}{K} \sigma_s = 0.039 \times 150.67 = 5.87 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b = 5.87 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa.} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures a l'ELU sont satisfaisantes.

✚ Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions donc nous avons une fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

✚ Etat limite de déformation : (BAEL91 modifiée 99. Art. B.6.5.2) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire a l'aspect et l'utilisation de la construction. Lorsque on prévoit des étais intermédiaires, on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les(03) conditions suivantes sont réunies :

$$1) \frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e}$$

h : Hauteur totale (20 cm).

l : Longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : Hauteur utile de la section droite.

b₀ : Largeur de la nervure.

M₀ : Le moment fléchissant maximum de la travée isostatique.

M_t : Moment fléchissant maximum en travée.

A : Section des armatures.

Chapitre III : Calcul des éléments

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.055 < 0.0625 \Rightarrow \text{Non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = 0.055 < \frac{1}{10} \times \frac{9.43}{13.12} = 0.072 \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.012 \Rightarrow \text{Non vérifiée}$$

✚ Calcul de la flèche :

Vu que les trois conditions ne sont pas vérifiées, on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} \qquad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.88 \text{ MPa.}$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \nu \cdot \lambda_\nu}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section

avec ($n = 15$)

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

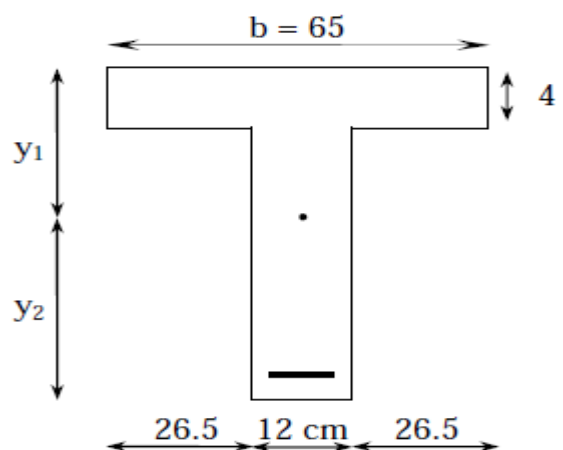
Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \cdot y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.01569$$

$$Y_1 = \frac{(b \cdot h_0)/2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_{st} \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0) b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4)/2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2 + 4] + 15 \times 3.39 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 3.39}$$



Chapitre III : Calcul des éléments

$$Y_1 = 6,66\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 13,34\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} [y_1^3 + y_2^3] + h_0(b - b_0) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15.A_s.(y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} [6,66^3 + 13,34^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(6,66 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \cdot (13,34 - 2)^2$$

$$I_0 = 51759,8869\text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,015696} = 1,04777$$

$$v = \max \left[0, \quad 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01569 \times 348 + 2,1} \right] = 0,846$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1,1 \times 51759,8869}{1 + 0,3384 \times 1,04777}$$

$$I_{fv} = 42032,578 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{9,43 \times 10^5 (360)^2}{10 \times 10818,88 \times 10^2 \times 42032,578} = 0,268\text{cm}$$

$$f = 0,268\text{cm} < \bar{f} = 0,76\text{cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pas de risque de déformation de la flèche des poutrelles, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'E.L.S.

III.2. Calcul de la salle machine :

Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux différents, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des Personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (**1.25 × 1.90**) m² appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de (**0,8 × 0,8**) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.

III.2.1. Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

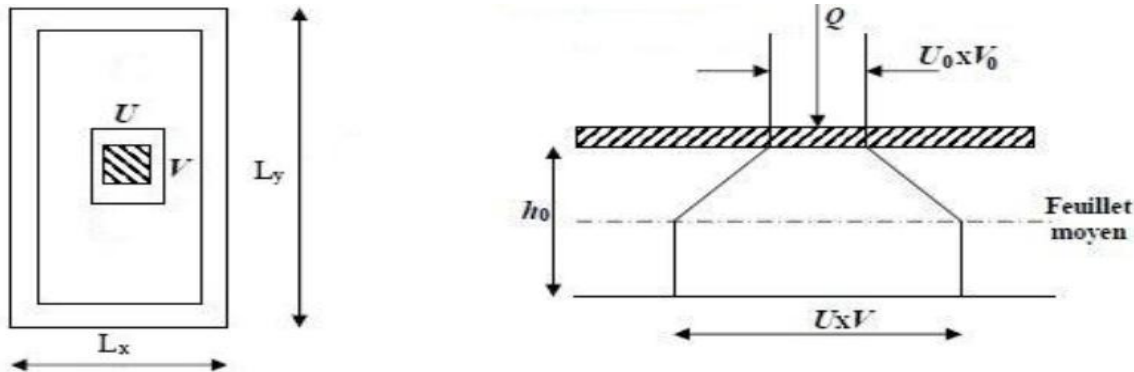


Figure III.2.1. Schéma représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen.

➤ Dimensionnement :

Soit « l_x » et « l_y » les distances mesurées entre nus des appuis et « q » la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

On définit : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Avec :

Si $\rho < 0.4$ le panneau travaille dans un seul sens (l_x).

Si $0.4 \leq \rho \leq 1$ le panneau travaille dans les deux sens.

❖ Application :

$$\rho_x = \frac{1.25}{1.90} = 0.6$$

$0.4 < \rho_x = 0.6 < 1 \rightarrow$ Le panneaux travaille dans les deux sens.

Chapitre III : Calcul des éléments

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_t = \frac{l_x}{30} = \frac{125}{30} = 4.16 \text{ cm.}$$

Remarque :

Le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$ → Alors on opte pour $h_t = 15 \text{ cm}$.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e_0 + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e_0 + h_t \end{cases}$$

Avec:

$\xi = 1$ car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$: Cotés du rectangle sur lequel agit la charge P.

$$\begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} . \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} . \end{cases}$$

b). Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens sont :

$$\begin{cases} M_{x1} = p (\mu_1 + v \mu_2) \\ M_{y1} = p (\mu_2 + v \mu_1) \end{cases}$$

Avec v : Coefficient de poisson :

$$\begin{cases} v = 0 & \rightarrow \text{béton fissuré (a l'ELU)} \\ v = 0.2 & \rightarrow \text{béton non fissure (a l'ELS)}. \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

M1 et M2 : coefficients donnés par les abaques de Pigeaud en fonction de ρ et des rapports :

$$\frac{u}{L_x} \quad \text{et} \quad \frac{v}{L_y}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{125} = 0.8 \quad \text{et} \quad \frac{v}{L_y} = \frac{105}{190} = 0.6$$

D'ou (tableau de PIGEAUD) on aura $M_1=0.081$ et $M_2=0.037$

Calcul des moments Mx1 et My1 :

- ELU : $v=0$

$$P_u = 1.35 \times 9 = 12.15 \text{ t} = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.081 = 9.842 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.037 = 4.496 \text{ KN.m}$$

C). Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :

- Evaluation des moments Mx2 et My2 dus au poids propre de la dalle :

$$0.4 < \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.6 < 1 \rightarrow \text{Le panneaux travaille dans les deux sens.}$$

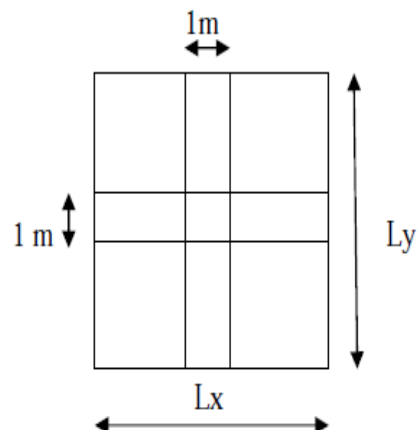
$$\rho = 0.6 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0812 . \\ \mu_y = 0.305 . \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

- Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_0$$

$$G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$$



Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Combinaison des charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

$$\rightarrow q_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0812 \times 6.5625 \times 1.25^2 = 0.8326 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.305 \times 0.8326 = 0.2539 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d). Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.842 + 0.8326 = 10.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.496 + 0.2539 = 4.75 \text{ KN.m}$$

c). Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et 0.3 aux appuis.

En travée :

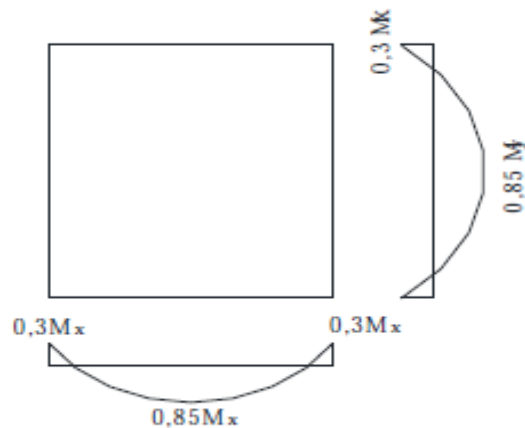
$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.67 = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.75 = 4.04 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.67 = 3.201 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 4.75 = 1.42 \text{ KN.m}$$



III.2.2. Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, on considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ($d_x = 13 \text{ cm}$, $d_y = 12 \text{ cm}$).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right)$$

➤ Sens Lx :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{M_x^a}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{3.201 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.201 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St = 25 cm**

Chapitre III : Calcul des éléments

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd_x^2 f_{bc}} = \frac{9.07 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.038 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.07 \times 10^3}{0.981 \times 13 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St = 25 cm**

➤ **Sens Ly :**

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd_y^2 f_{bc}} = \frac{M_y^a}{bd_y^2 f_{bc}} = \frac{4.04 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.020 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.020 \Rightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.04 \times 10^3}{0.990 \times 12 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St = 25 cm.**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd_y^2 f_{bc}} = \frac{1.42 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.008 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.42 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St = 25 cm.**

Chapitre III : Calcul des éléments

Résumé des résultats :

zone	sens	M_U (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	Espacement
En travée	x-x	9.07	0.038	0.981	2.04	4HA10 = 3.14cm ²	25 cm
	y-y	4.04	0.008	0.996	0.34	4HA10 = 3.14 cm ²	25 cm
Aux appuis	x-x	3.201	0.014	0.993	0.71	4HA10 = 3.14 cm ²	25 cm
	y-y	1.42	0.020	0.990	0.97	4HA10 = 3.14 cm ²	25cm

N.B : Le panneau de dalle est soumis à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

III.2.3. Vérification a L'ELU :

+ Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL91

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \frac{3-\alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = l_x / l_y = 0.6$$

Avec :

ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ρ_0 on (= **0.0008** pour les aciers de HA, FeE400).

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0.6}{2} = \mathbf{1.44 \text{ cm}^2}$$

Aux appuis : $A_a = 3.14\text{cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que : $\Phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$

$$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

✚ Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 / BAEL)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Direction la plus sollicitée : $St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = \min(30, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Direction perpendiculaire : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(45, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$.

Aux appuis : $St = 25 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$

En travées : $St = 25\text{cm} \leq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$

✚ Vérification de non poinçonnement : (BAEL 99/Art-A-5-2-42)

$$P_u \leq P_c = 0.045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge P.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}.$$

$$P = 121.5 \text{ KN} \leq P_c = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

✚ Contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge ; on a $U = V$

$$T_{\max} = v_u = \frac{P_u}{2V+U} = \frac{p_u}{3v} = \frac{125.5}{3 \times 105} = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{v_{u\max}}{b d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 \text{ Mpa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau = 0.297 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow$ condition vérifiée.

III.2.4. Calcul à l'ELS : $\nu = 0.2$

➤ Moments engendrés par le système de levage :

$$M_1 = 0.081 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.037 \quad ; \quad P_S = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_S \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.081 + 0.2 \times 0.037) = 7.956 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = P_S \times (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.037 + 0.2 \times 0.081) = 4.788 \text{ KN.m}$$

➤ Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur ; les moments sont donnés par les formules :

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml.}$$

Tableau de PIGEAUD :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0861 \\ \mu_y = 0.476 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0861 \times 4.75 \times 1.25^2 = 0.64 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.476 \times 0.6390 = 0.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.956 + 0.64 = 8.60 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.788 + 0.30 = 5.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Remarque:

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

En travée :

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 8.60 = \mathbf{7.31 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 5.09 = \mathbf{4.33 \text{ KN.m}}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = -0,3 \times 8.60 = \mathbf{2.58 \text{ KN.m}}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = -0,3 \times 5.09 = \mathbf{1.53 \text{ KN.m}}$$

III.5.4. Ferrailage de la dalle a l'ELS :

➤ Sens Lx :

• Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d_x^2 f_{bc}} = \frac{M_x^a}{b d_x^2 f_{bc}} = \frac{2.58 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_1 = 0.011 \Rightarrow \beta_1 = 0.847$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta_1 d \sigma_s} = \frac{2.58 \times 10^3}{0.847 \times 13 \times 348} = 0.67 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• En travées :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{b d_x^2 f_{bc}} = \frac{7.31 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0306 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\mu_1 = 0.0306 \Rightarrow \beta_1 = 0.785$$

$$A_a = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.31 \times 10^3}{0.785 \times 13 \times 348} = 2.06 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens Ly :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d_y^2 f_{bc}} = \frac{M_y^a}{b d_y^2 f_{bc}} = \frac{1.53 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.007 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_1 = 0.007 \Rightarrow \beta_1 = 0.871$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{1.53 \times 10^3}{0.871 \times 12 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- En travées :

$$\mu_t = \frac{M_y^t}{b d_y^2 f_{bc}} = \frac{4.33 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.021 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_1 = 0.021 \Rightarrow \beta_1 = 0.808$$

$$A_a = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{4.33 \times 10^3}{0.808 \times 12 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.5. Vérification a L'ELS :

✚ Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ Sens x-x :

- En travées :

$$\frac{M_U}{M_S} = \frac{9.07}{7.31} = 1.24$$

$$\mu_u = 0.038 \rightarrow \alpha = 0.0485.$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.87 > 0.0485 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\frac{M_U}{M_S} = \frac{3.201}{2.58} = 1.24$$

$$\mu_u = 0.014 \rightarrow \alpha = 0.0176$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.87 > 0.0176 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y :

- En travées :

$$\frac{M_U}{M_S} = \frac{4.04}{4.33} = 0.93$$

$$\mu_u = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.0100$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.93-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.2 > 0.0100 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\frac{M_U}{M_S} = \frac{1.42}{1.53} = 0.93$$

$$\mu_u = 0.020 \rightarrow \alpha = 0.0485$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.20 > 0.0485 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/ Artc A.4.5, 32)

La fissuration est peut préjudiciable , aucun vérification n'est nécessaire

✚ Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20 \times M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{125} = 0.12 \geq \frac{9.07}{20 \times 9.07} = 0.05 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées a l'ELU sont justifiées, qui sont récapitulées comme suit :

Dans les deux sens (x-x et y-y) :

{	En travée : 4HA10 (3.14 cm ²).
	Aux appuis : 4HA10 (3.14 cm ²).

Chapitre III : Calcul des éléments

III.3. Les Balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine.

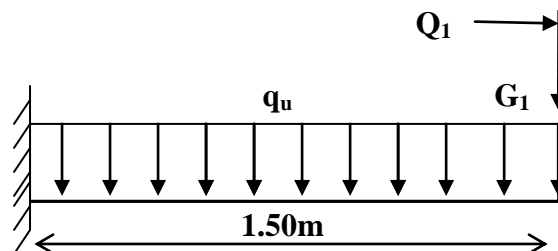
III .3.1.Etude De La Dalle Pleine :

Le balcon est calculé telle une console encastrée au niveau de la poutre de rive. Soumis à des charges permanentes G , au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalle pleine et sont dimensionnés comme suit :

- largeur $L = 1.50\text{m}$.

- longueur $l = 4.70\text{ m}$.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :



FigIII.3.1 schéma statique de balcon

Avec :

q_u : Charge et surcharge pondérée de la dalle.

Q_1 : Surcharge du garde de corps.

G_1 : Charge permanente de garde de corps.

Chapitre III : Calcul des éléments

a) Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : largeur du balcon.

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{e = 15cm}$$

b) Détermination des sollicitations :

- Charges permanentes de la dalle :

- Charge G due a la dalle en pleine $G_1 = 5.31 \text{ KN/ml}$ (déterminée dans le chapitre II).

- Charges permanentes de mur :

-Poids propre des cloisons extérieures..... $G_2=2.40 \text{ KN/ml}$ (déterminée dans le chapitre II).

- Surcharge d'exploitation :

-Charge d'exploitation de la dalle..... $Q_1 = 3.5 \text{ KN/ml}$.

-Charge horizontale due à la main courante $Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$.

- Remarque :

Le moment engendré par Q_2 est faible devant le moment d'encastrement, donc on néglige cet effort dans le calcul.

Chapitre III : Calcul des éléments

c) Combinaisons de charges :

➤ ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Dalle :** $q_{u1} = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.418 \text{ KN/ml.}$
- **Garde de corps :** $q_{u2} = 1.35 \times 2.40 = 3.24 \text{ KN/ml.}$

➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

- **Dalle :** $q_{s1} = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{ KN/ml}$
- **Garde de corps :** $q_{s2} = 2.40 \text{ KN/ml}$

III.3.2.calcul à l'ELU :

a) Calcul des moments :

- le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} L^2}{2}$$

$$M_{qu1} = \frac{12.418 \times 1.50^2}{2} = 13.97 \text{ KN.m}$$

- le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = \frac{q_{u2} L^2}{2}$$

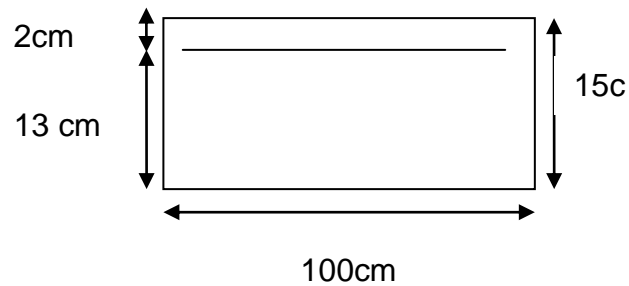
$$M_{qu2} = \frac{3.24 \times 1.50^2}{2} = 3.645 \text{ KN.m}$$

- le moment total est :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 13.97 + 3.645 = 17.615 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

b) ferrailage :



• **armatures principales :**

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.50} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{17.615 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.073 \leq 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.073 \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{17.615 \times 10^3}{0.962 \times 13 \times 348} = 4.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.04 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA12** ($A = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement **St = 20 cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit **5 HA 10** ($A = 3.92 \text{ cm}^2$) avec un espacement **St = 20 cm**.

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Vérification à l'ELU :

✚ Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99].

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.569 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 5.65 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} \text{ avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} \text{ avec } u_i \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$\sum u_i = n \times 2\pi R = 5 \times 2 \times 3.14 \times 6 = 188.4 \text{ mm}$$

• Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_{u1}L + q_{u2}$$

$$T_u = 12.418 \times 1.50 + 3.24 = 21.867 \text{ KN} \rightarrow T_u = 21.867 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.867 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.992 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.992 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ Vérification à l'effort tranchant - contrainte de cisaillement :

(Art A 5.1, 2/BAEL 91 modifié 99) :

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

Avec T_u : effort tranchant maximal. $T_u = 21.867$ KN.

$$\tau_u = \frac{21.867 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.168 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min\{2.5; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Vérification des l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$ CV.

Armatures de répartition : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45) \text{ cm} = 45 \text{ cm} \rightarrow$ CV.

III.3.3. Calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

➤ Calcul des moments :

- le moment provoqué par la charge q_{s1} est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} L^2}{2}$$

$$M_{qs1} = \frac{8.81 \times 1.50^2}{2} = 9.91 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

- le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = \frac{q_{s2} L^2}{2}$$

$$M_{qs2} = \frac{2.40 \times 1.50^2}{2} = 2.7 \text{ KN.m}$$

- le moment total est :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 9.91 + 2.7 = 12.61 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification à l'ELS :

✚ **Etat limite d'ouverture des fissurations :** (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

La fissuration est préjudiciable

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

$$\overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(266.66; 201.63) \text{ MPa} = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \rightarrow \beta_1 = 0.899 \rightarrow K_1 = 34.50$$

$$\sigma_s = \frac{12.61 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 190.969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190.969 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV .}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ **Etat limite de résistance de béton à la compression** : (Art A.4.5.2/BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \Rightarrow \beta_1 = 0.899 ; K_1 = 34.50$$

$$\sigma_s = \frac{12.61 \times 10^6}{0.439 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 190.969 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{190.969}{34.50} = 5.53 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.535 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

✚ **Vérification de la flèche** :

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifiée 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 :

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

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

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{150} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow 0.1 > 0.062 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \quad \rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{12.61}{10 \times 12.61} = 0.1 \rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{CV}$$

Conclusion :

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

III.4. Calcul de l'acrotère

III.4.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisée en béton armé assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main Courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et L'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.4.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 70 \text{ cm}$; L'épaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$
L'enrobage : $c = c' = 2 \text{ cm}$; La surface : 0.078 m^2 .

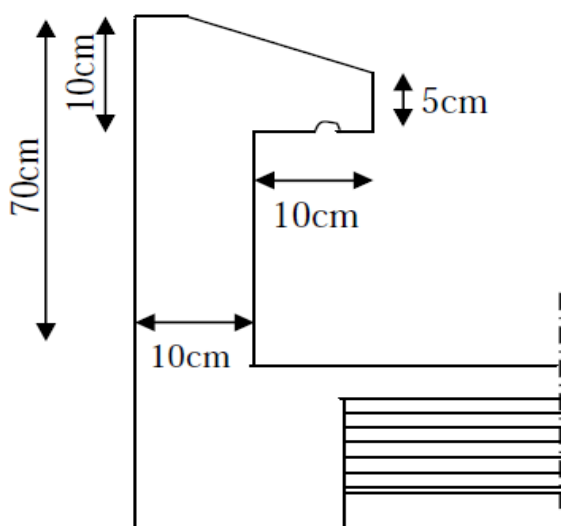
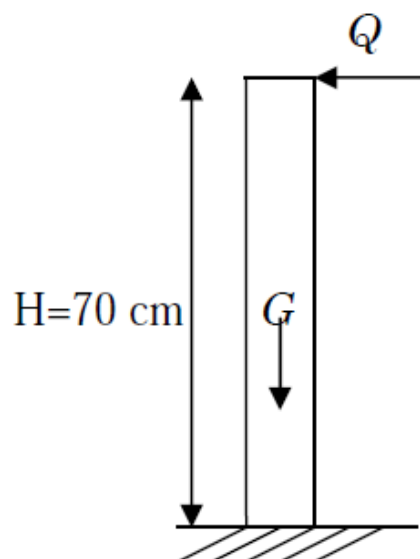


Fig. III.4.1: Coupe verticale de l'acrotère.



FigIII.4.2. Schéma statique.

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Calcul des sollicitations :

• Le chargement :

le poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S_{ac}$, avec :

ρ : poids volumique du béton

S : surface de l'acrotère.

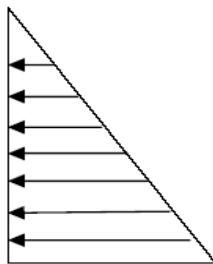
$$G = 25 \times \left[(0.6 \times 0.01) + (0.1 \times 0.02) - \left(\frac{0.05 \times 0.08}{2} \right) \right] = 25 \times 0.078 \rightarrow G = 1.95 \text{ KN.}$$

• Surcharge d'exploitation horizontale :

Effort normal du au poids propre : $N = G \times 1 = 1.95 \text{ KN}$

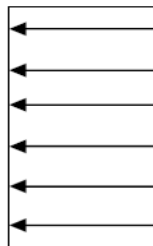
Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$

Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ KN.m}$



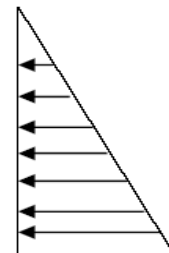
1.95 KN

*Diagramme de l'effort
Normal*



0.7 KN.m

*Diagramme du moment de
renversement*



1 KN

*Diagramme de l'effort
tranchant*

Fig III.4.3. Diagramme des efforts internes.

➤ Les combinaisons de charges :

ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.95 = 2.632 \text{ KN} \\ T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

ELS: G + Q

$$\begin{cases} NS = N = 1.95 \text{ KN} \\ TS = T = 1 \text{ KN} \\ MS = M = 0.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Le 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 « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Avec : h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS.

III.4.3. Calcul a L'ELU :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = M_u / N_u = 1.05 / 2.632 = 0.39\text{m, soit } e = 40\text{cm.}$$

$$a = h/2 - c = 10/2 - 2 = 0.03\text{m soit } 3\text{cm.}$$

Avec : M_u : moment dus a la compression

N_u : effort de compression.

e_u : excentricité.

$y = (h/2 - c) \rightarrow$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendus.

$$\text{Donc } e_u = 40\text{cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm.}$$

D'où le centre de pression se trouve a l'extérieur de la section limitée par les armatures est un effort de compression a l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

- ❖ Calcul en flexion simple :

- ✚ Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u [e_u + (h/2) - c] = 2.632 [0.4 + (0.1/2) - 0.02] = 1.13 \text{ KN.m}$$

- ✚ Moment réduit :

$$u = M_{fu} / b d f_{bc} = 1.13 \times 10^3 / 100 \times 8^2 \times 14.2 = 0.0124$$

$$0.0124 < 0.392 \rightarrow \text{la section est simplement armée (SSA).}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ (Mpa).}$$

Conclusion :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures fictives :

$$A_f = M_f / \beta \times \sigma_s \times d = 1.13 \times 10^5 / 0.994 \times 348 \times 10^2 \times 8 = 0.41 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = f_e / 1.15 = 400 / 1.15 = 348 \text{ (Mpa).}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Calcul en flexion composée :

➤ Les armatures réelles :

$$A_r = A_f - N_u / \sigma_s = 0.41 - 2.632 / 34.8 = 0.334 \text{ cm}^2$$

$A_r = 0 \rightarrow$ les armatures comprimées sont pas nécessaires

❖ Vérification a l'ELU :

✚ La condition de non fragilité : (Art : A.4.2, 1, BAEL91).

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1 / 400 = 0.996 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.51/4 = 0.627 \text{ cm}^2.$$

On adoptera $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 70/4 = 17.5$

\rightarrow On prend $St = 20 \text{ cm}$.

✚ Vérification au cisaillement : (Art : 5.1, 21, BAEL 91).

Nous avons une fissuration préjudiciable d'ou :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = \{ 2.5\text{Mpa}, 4\text{MPa} \} = 2.5\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_U}{b \cdot d}.$$

$$V_U = 1.5Q = 1.5 \cdot 100$$

$$\Rightarrow V_U = 150 \text{ Kg} = 0.15 \text{ t}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{150}{100 \cdot 8} = 0.1875 \text{ Kg/cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\Rightarrow \tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_U}{0,9.d.\sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa.}$$

Avec :

Ψ_S : coefficient de scellement=1.5 (acier haute adhérence).

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 4 \times 3,14 \times 0,8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{150}{0,9 \cdot 8 \cdot 10,05} \cdot 10^{-1}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Longueur de scellement droit : (Art A.1.2.2-BAEL91)

$$\left\{ \begin{array}{ll} L_s = 40 \Phi & \text{pour FeE 400} \\ L_s = 50 \Phi & \text{pour FeE 500 et les ronds lisses.} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : FeE 400 $\Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable $\Rightarrow St < \text{Min}(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

$\Rightarrow St < \text{Min}(2 \times 70 ; 25 \text{ cm})$, soit $St = 20 \text{ cm}$.

- **❖ Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable donc on doit vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

- **✚ Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

Nous devons vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e , 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \}$$

Avec :

$$n : \text{coefficient de fissuration} : \begin{cases} n=1.6 & \text{pour les H.A} \\ n=1 & \text{pour les R.L} \end{cases}$$

Dans notre cas $n=1.6$.

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 400 , 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67 ; 201.63 \} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

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

$$U_1 = 100 \times A_{st} / b \times d$$

$$U_1 = 100 \times 2.5 / 100 \times 8 ; u_1 = 0.314 \rightarrow \beta_1 = 0.912$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Par suite :

$$\sigma_S = \frac{0.7 \times 10^3}{0.912 \times 8 \times 2.5} = 38.22 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_S = 38.22 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_S = 201.63 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

Nous devons vérifier que :

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

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

$$\alpha = 3(1 - \beta_1) = 3(1 - 0.914) = 0.258 \quad (\text{avec : } \beta_1 = 0.914).$$

$$K = \alpha / 15(1 - \alpha) = 0.258 / 15(1 - 0.912) = 0.023$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.023 \times 38.22 = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'acrotère au séisme :

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$\rightarrow A = 0.15 \quad (\text{Art 4.2.3 tab 4-1})$$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) : C_p = 0.8

W_p : Poids de l'acrotère (W_p = 1,95 [KN/ml])

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.95 = 0.936 \text{ [KN/ml].}$$

$$F_p = 0.936 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

III.4.3. Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **5HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.

Armatures de répartitions : **4HA8** avec un espacement **St = 20 cm**.

III.5.Escalier :

III.5.1.Introduction :

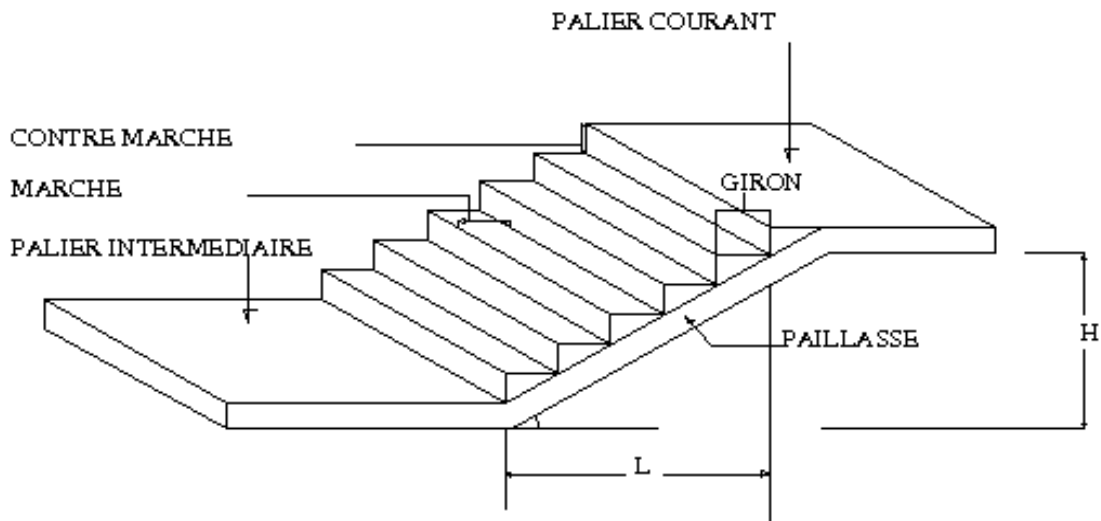
Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

III.5.2 :Terminologie :

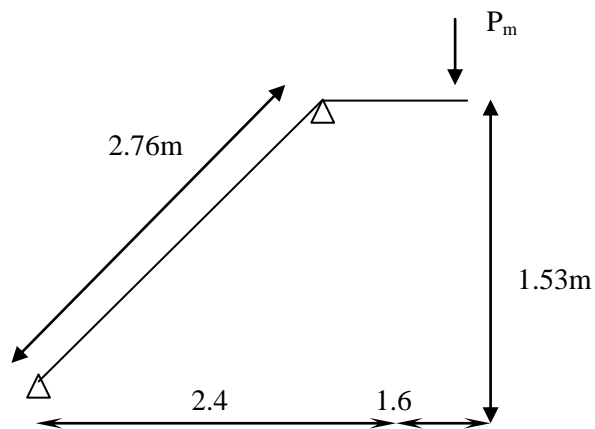
Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig III.5.1.

- **Caractéristiques dimensionnelles :**
- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- **L'embranchement (E) :** représente la largeur de palier de repos.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

Chapitre III : Calcul des éléments



III.5.1. Schéma général d'une volée d'un escalier droit



III.5.2. Schéma statique

III.5.3. Notations utilisées :

- g : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée

Chapitre III : Calcul des éléments

a) La hauteur des marches :

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ est le plus courant } (14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}) \\ g : \text{ est le plus courant } (59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$

b) Nombre de contre marches :

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Donc la nouvelle hauteur } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

On opte pour $h=17 \text{ cm}$

c) Nombre de marches :

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On prend $g = 30 \text{ cm}$.

- ❖ Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL

➤ Loi de BLONDEL :

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable ; qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.64$

- Vérification de la relation de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} ;$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} ; \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm} \Rightarrow \text{La relation est vérifiée .}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

d) Emmarchement :

La largeur des paliers de repos $l = 1.60$ m

Avec :

l'emmarchement : $E = 1.35$ m.

e) Dimensionnement de la paillasse :

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

$L = 240$ cm.

$$\tan \alpha = h/g = 17/30 = 0.567 \rightarrow \alpha = 29.57^\circ ;$$

$$l_0 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(29.57^\circ)} = 2.76 \text{ m}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = l_0 + l_1 = 2.76 + 1.60 = 4.36 \text{ m}$$

D'où :

On prend :

$$e_p = 18 \text{ cm.}$$

Remarque :

On adopte la même épaisseur que la paillasse pour le palier de repos.

Soit :

$$e_p = 18 \text{ cm.}$$

N.B :

La cage d'escaliers comporte des volées identiques, l'étude se résume par le calcul d'une seule volée se généralisera pour toutes les autres.

Chapitre III : Calcul des éléments

III.5.4. Détermination des charges et surcharges :

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

a- Le palier :

Tableau III.5.1. Charges permanentes du palier.

Élément	Poids (KN/ml)
- Poids propre de la dalle	4,5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.56
	$G_1 = 6.06$ $Q_1 = 2,5$

Chapitre III : Calcul des éléments

b) La volée:

Tableau III.5.2. Charges permanentes du volée.

Elément	Poids (KN/ml)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = 5,173$
- Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage (2 cm)	$20 \times 0,02 = 0,40$
- Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
- Couche de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment (1,5 cm)	$22 \times 0,018 = 0,36$
- Poids propre du garde corps	0,2
	$G_2 = 9,06$
	$Q_2 = 2,5$

- **Surcharges d'exploitations :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.5.5. Combinaisons de charges :

- **Calcul a l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

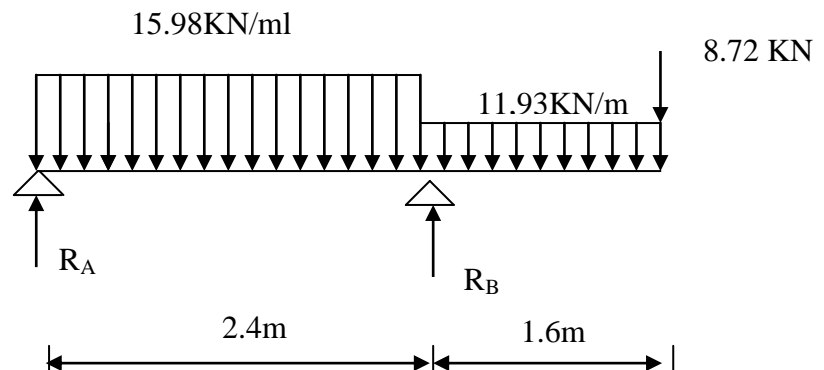
- **Volée :** $q_{u_{ps}} = 1,35(9,06) + 1,5(2,5) = 15,98 \text{ KN/ml}$.
- **Palier de repos :** $q_{u_{pr}} = 1,35(6,06) + 1,5(2,5) = 11,93 \text{ KN/ml}$
- **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**

$$q_m = 2,22(3,06 - 0,15) = 6,46 \text{ KN}$$

$$q_{mu} = 6,46 \times 1,35 = 8,72 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**



$$R_b + R_a = (15.98 \times 2.4) + (11.93 \times 1.6) + 8.72$$

$$R_b + R_a = 66.16 \text{ KN}$$

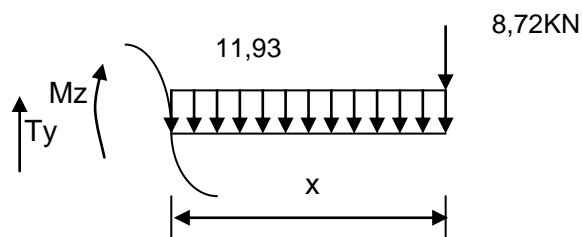
$$\sum M/a = -R_b \times 2.4 + (15.98 \times 2.4^2 / 2) + ((11.93 \times (2.4 + 1.6 + 0.8)) + (8.72 \times 4))$$

$$R_b = 59.16 \text{ KN}$$

$$R_a = 65 - 59.16 = 7.00 \text{ KN}$$

➤ **les efforts internes :**

- **Tronçon 1 :** $0 \text{ m} \leq x \leq 1.6 \text{ m}$



- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = -8.72x - 11.93 \frac{x^2}{2}$$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 1.6 \Rightarrow M(1.6) = -29.22 \text{ KNm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

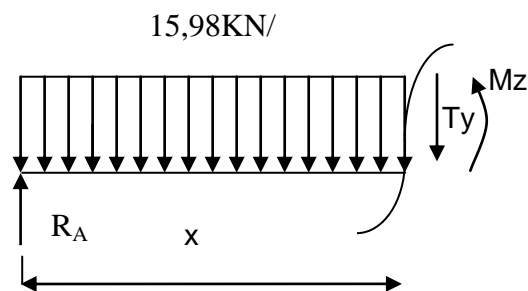
- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = -8,72 - 11,93x$$

pour : $x = 0 \Rightarrow T(0) = -8,72 \text{KN}$

$$x = 1.6 \Rightarrow T(1.6) = -27.81 \text{KN}$$

Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,4 \text{ m}$ (venant de gauche à droite)



- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = -15.98 \frac{x^2}{2} + 7x$$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 2,40 \Rightarrow M(2,40) = -29.22 \text{KNm}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = 7.00 - 15.98x$$

pour : $x = 0 \Rightarrow T(0) = 7.00 \text{KN}$

$$x = 2,4 \Rightarrow T(2,40) = -31.35 \text{KN}$$

Le moment max :

$$T(x) = 7 - 15.98x = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{7.00}{15.98} = 0.44 \text{m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

On remplace x dans l'équation :

$$M(0.44)1.53\text{KN}, M_{\max} = -29.22\text{KNm}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, et on prend les corrections suivantes :

$$\text{Appuis : } -0.50 M_{\max} = -0,50 \times 29.22 = -14.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée : } 0.85 M_{\max} = 0,85 \times 29.22 = 27.76 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

III.5.5. diagramme des sollicitations :

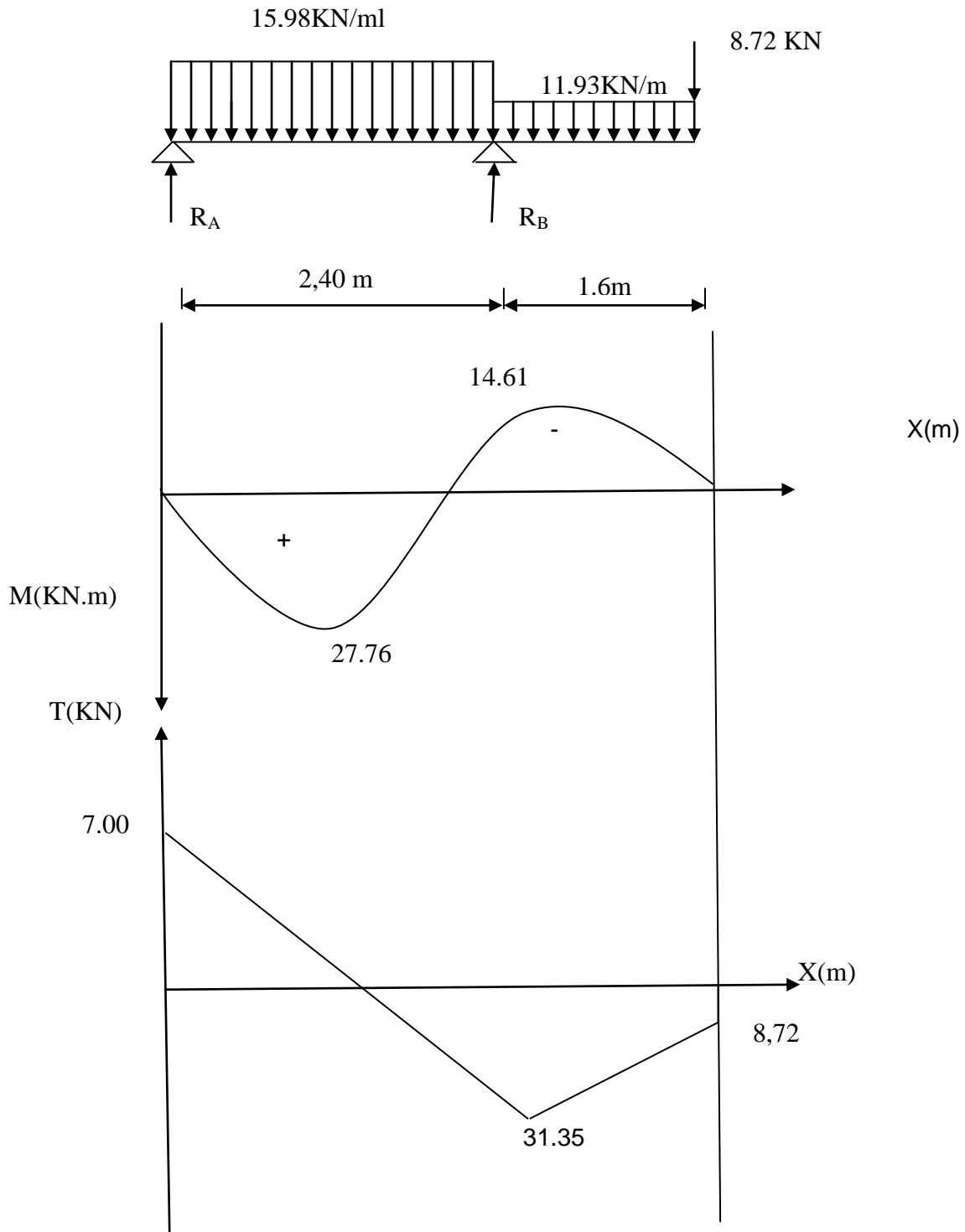


Fig III.5.3. Diagramme des efforts internes à l'ELU

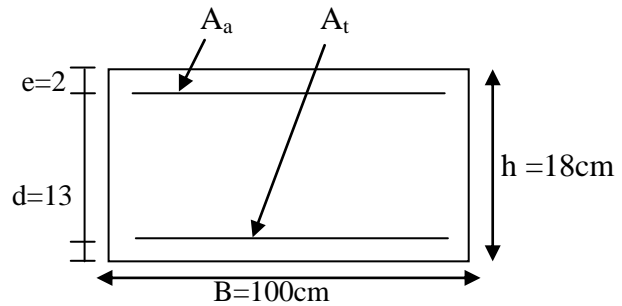
III.5.6. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

❖ **Armatures longitudinales :**

➤ **aux appuis :**

$$M_{uapp} = 14.61 \text{ KN.m}$$



$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14.61 \times 10^6}{1000 \times (160)^2 \times 14,2} = 0,040$$

$$\mu_b = 0,04 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

.Les armatures de compression ne se sont pas nécessaires ($\overline{A_{uapp}} = 0$)

$$\mu_b = 0,050 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,98$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.61 \times 10^3}{0,98 \times 16 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20[cm].

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 27.76 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27.76 \times 10^6}{1000 \cdot (160)^2 \cdot 14,2} = 0,076.$$

$$\mu_b = 0,076 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,076 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,96$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.76 \times 10^3}{0,96 \times 16 \times 348} = 5.20 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 [cm].

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires $\overline{A_{ut}} = 0$.

Chapitre III : Calcul des éléments

❖ Armatures de répartition :

➤ Aux appuis :

$$A_r = A_t / 4$$

$$A_{\min} = 1.41 [\text{cm}^2].$$

Soit Soit 4 HA 10 ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 20 [\text{cm}]$.

➤ En travée :

$$A_r = A_t / 4 \quad A_{\min} = 1.41 [\text{cm}^2].$$

Soit Soit 4 HA 10 ($A_t = 3.14 \text{ cm}^2$), avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

🚦 Vérification de non fragilité (BAEL91A4.21) :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{sapp}} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A_{\text{ut}} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1.93 \text{ cm}^2.$$

⇒ Alors la condition est vérifiée.

❖ Répartition des barres :

• Armatures longitudinales :

$$S_t < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}]$$

$$S_t = (25, 20) [\text{cm}] < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 [\text{cm}] \text{ condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition :

$$S_t < \min (4h, 45 \text{ cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = (20, 20) [\text{cm}] < 45 [\text{cm}] \text{ Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis

(BAEL91Art61.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \quad , \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{\max} = 25,90 \text{ KN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ [cm].}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,35 \times 10}{0,9 \times 160 \times 12,56} = \frac{313,5}{1808,64} = 0,173 < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ vérification des l'effort tranchant :(BAEL91.ArtA552)

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min \{0,1 f_{t28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{31,35 \times 10}{100 \times 16} = 0,195 \text{ [MPa]}. \quad \tau < \bar{\tau} = 2,5 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les armatures}$$

transversales ne sont pas nécessaires.

✚ Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(BAEL91ArtA5.132)

• Influence sur le béton :

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 100 \times 0,9 \times 25 \times 10^{-1}}{1,5} = 960 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 31,35 \text{ KN} \leq 960 \text{ [KN].}$$

✚ Ancrage des barres aux appuis :(BAEL91, Art61.21)

La longueur de scellement doit être : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$.

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{c28} = 0,6(1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ [MPa].}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,37 \text{ [cm].}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

Vu que l'épaisseur de voile dans le quel il sera ancre, ou calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$.

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,12 \text{ [cm]}. \rightarrow \text{On prend } L_s = 15 \text{ cm}.$$

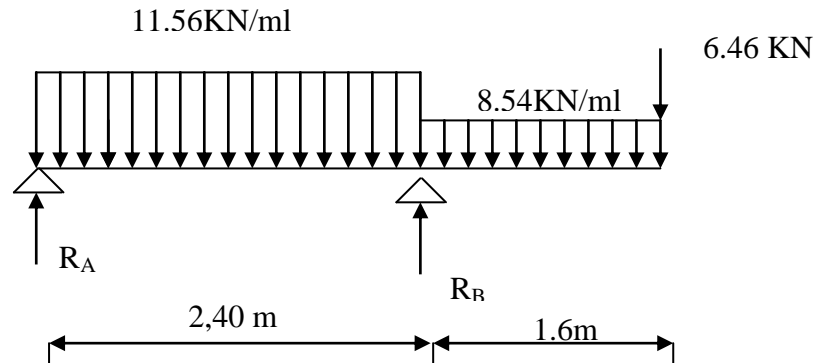
III.5.7. Vérification a l ELS :

➤ Combinaison des charges :

$$q_s = G + Q$$

- **Volée :** $q_{s_{ps}} = 9.06 + 2,5 = 11.56 \text{ KN/ml.}$
- **Palier de repos :** $q_{s_{pr}} = 6.06 + 2,5 = 8.56 \text{ KN/ml}$
- **Charge concentrée due au poids propre du mur extérieur :**
 $q_m = 2,22(3,06 - 0,15) = 6,46 \text{ KN}$

➤ Calcul des réactions d'appuis :



$$R_b + R_a = (11.56 \times 2.40) + (8.54 \times 1.6) + 6,46$$

$$R_b + R_a = 47.87 \text{ KN.}$$

$$\sum M/a = -R_b \times 2.4 + (11.56 \times 2.40^2 / 2) + ((8.54 \times (2.4 + 1.6 + 0.8))) + (6.46 \times 4)$$

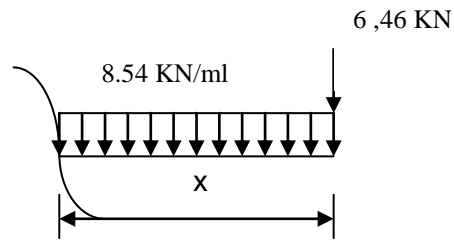
$$R_a = 5.11 \text{ KN.}$$

$$R_b = 42.76,15 - 14,74 = 32,21 \text{ KN.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

➤ les efforts internes :

- **Tronçon 1 :** $0\text{m} \leq x \leq 1.6\text{m}$



- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = -6.46x - 8.54 \frac{x^2}{2}$$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 0.90 \Rightarrow M(0.90) = -21.27 \text{ KNm}$$

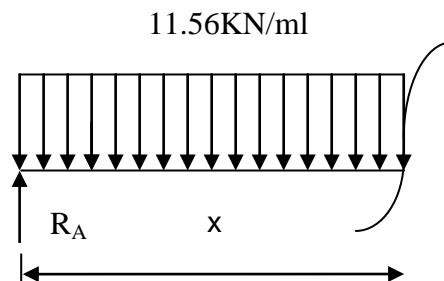
- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = -6.46 - 8.54x$$

pour : $x = 0 \Rightarrow T(0) = -6.46 \text{ KN}$

$$x = 1.6 \Rightarrow T(1.6) = -20.13 \text{ KN}$$

Tronçon 2 : $0 \text{ m} \leq x \leq 2,40\text{m}$ (venant de gauche à droite)



Chapitre III : Calcul des éléments

- **Moment fléchissant :**

$$M(x) = 5.11x - 11.56x^2$$

pour : $x = 0 \Rightarrow M(0) = 0$

$$x = 2,40 \Rightarrow M(2,40) = -21.27 \text{ KNm}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = 5.11 - 11.56x$$

pour : $x \Rightarrow T(0) = 14,74 \text{ KN}$

$$x = 2,4 \Rightarrow T(2,40) = -13,37 \text{ KN}$$

Le moment max :

$$T(x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{5.11}{11.56} = 0.44 \text{ m}$$

On remplace x dans l'équation :

$$M(0.44) = M_{\max} = 1.13 \text{ KNm}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, et on prend les corrections suivantes :

$$\text{Appuis : } -0.50 M_{\max} = -0,50 \times 21.27 = -10.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée : } 0.85 M_{\max} = 0,85 \times 21.27 = 18.08 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

3.7.1. Diagramme des sollicitations :

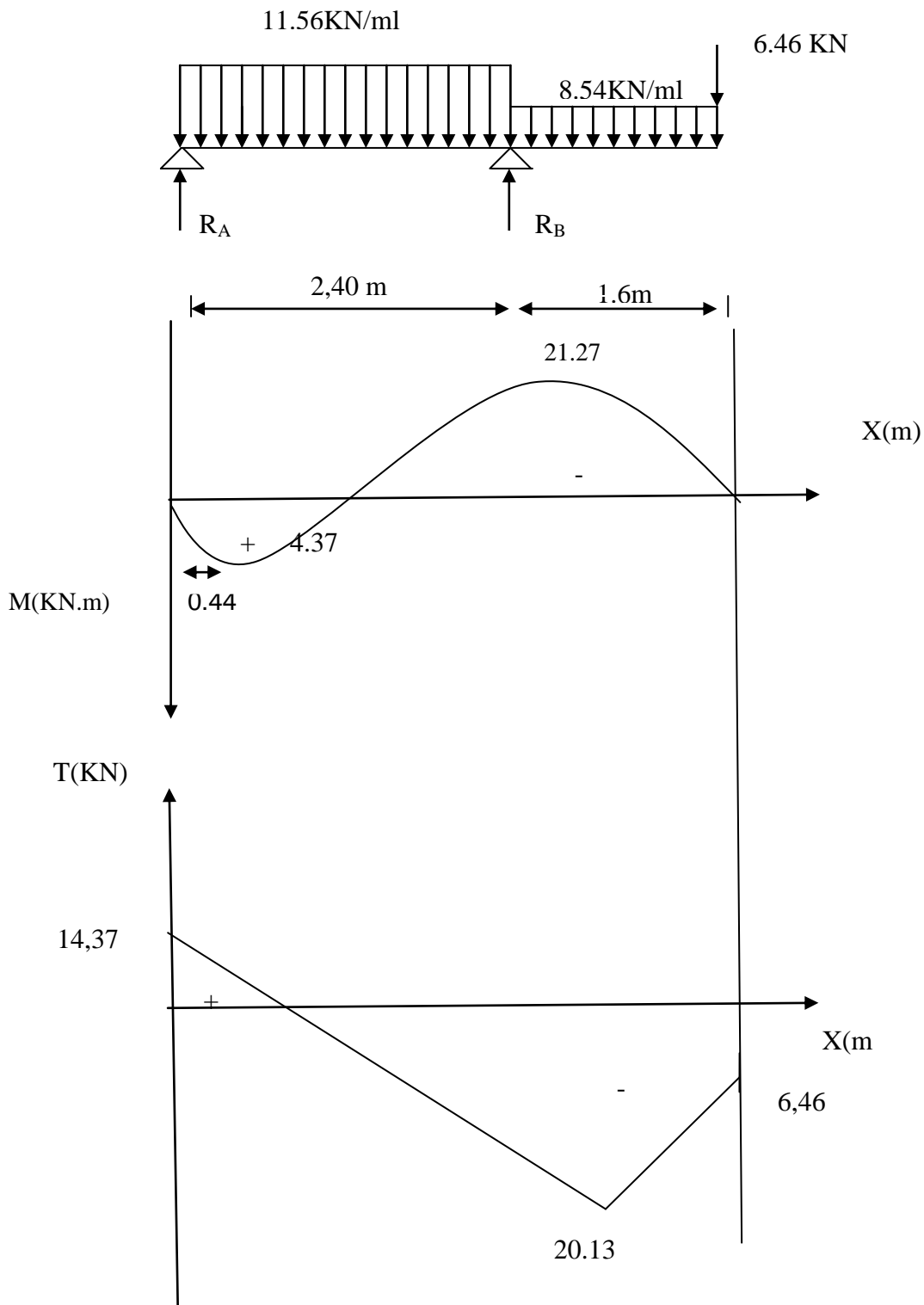


Fig III.5.4. Diagramme des efforts internes à l'ELS

Chapitre III : Calcul des éléments

Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifiée que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$.

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.868 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.396 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{10.63 \times 10^6}{0.921 \times 160 \times 565} = 127.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.026 \times 127.67 = 3.32 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.868 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.396 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.026$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{18.08 \times 10^6}{0.868 \times 160 \times 565} = 230.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.026 \times 230.42 = 5.99 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ **Etat limite de déformation :** [BAEL 91 Art B.6.5.3]

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{240} = 0.075 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \leq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{18}{240} = 0.075 < \frac{18.08}{10(8.32)} = 0.21 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{5.65}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{5.65}{400} = 0.01412 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire ;
donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.6. Poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 2,90m.

III.6.1.pré-dimensionnement:

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \Rightarrow 19.33\text{cm} \leq h_t \leq 29\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003 $h_t \geq 30\text{cm}$,On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003 $b \geq 20\text{cm}$ et $\frac{h}{b} \leq 4$ On opte pour $b=30\text{cm}$

Donc la poutre aura pour dimension $b \times h = 30 \times 30\text{cm}^2$

III.6.2.Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.30 \times 0.30 \times 25 = 2,25\text{KN/ml}$

$G_{\text{palier}} = 6.06\text{KN/ml}$.

$G = G_{\text{palier}} + G_p = (2,25 + 6.06) = 8.31 \text{ KN/ml}$.

L'effort tranchant :

ELU : $T_u = 31.35\text{KN}$

ELS : $T_s = 20.13 \text{ KN}$

III.6.3.Calcul à L'ELU :

a- Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 8.31 + \frac{31.35}{1 \text{ ml}} = 42.56 \text{ KN/ml}.$$

Chapitre III : Calcul des éléments

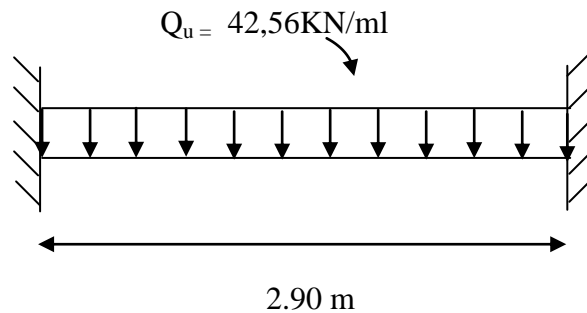


Figure III.6. 1. Schéma statique de la poutre palière.

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{42.56 \times 2.9^2}{8} = 44.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{42.56 \times 2.9}{2} = 61.71 \text{ KN.}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = - 13.42 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 38.03 \text{ KN.m}$$

III.6.4. Diagramme de M et T :

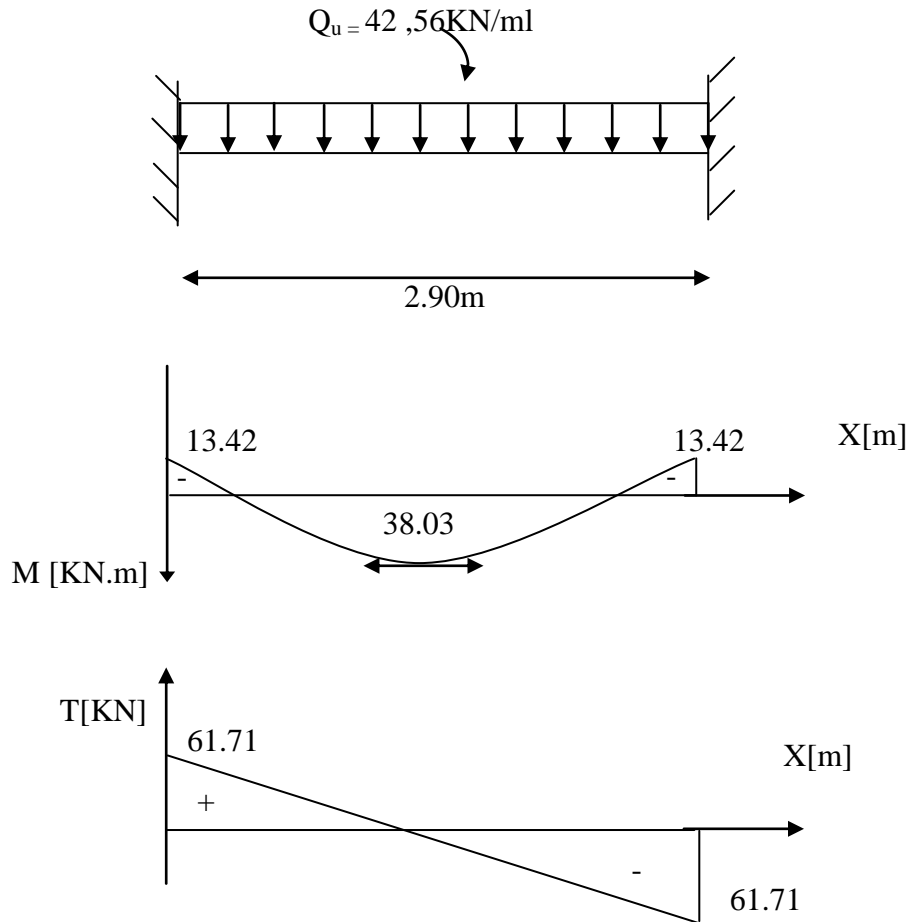


Fig III.6.2. Diagramme des efforts internes

III.6.5. Ferrailage :

- **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38,03 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,122$$

$$u_b = 0,122 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0,126 \Rightarrow \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38,03 \times 10^3}{0,935 \times 27 \times 348} = 4,33 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

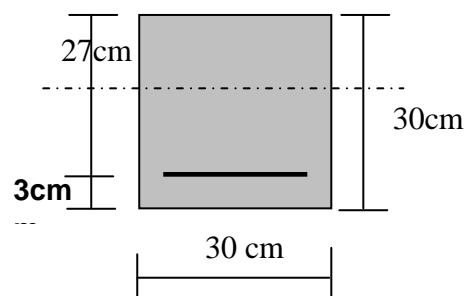


Figure III.6.3.

- **Aux appuis :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.42 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14,2} = 0.044$$

$$u_b = 0,044 < u_r = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.044 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.42 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 1.46 \text{cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{cm}^2$

III.6.6. Vérifications :

- ✚ **Condition de non fragilité :** (BAEL91/Art4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 27 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{cm}^2 > 0.97 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 3,39 \text{cm}^2 > 0.97 \text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✚ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa} \} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{61.71 \times 10^3}{270 \times 300} = 0,762 \text{ MPa} < 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- ✚ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\phi = 3.14(2 \times 12) = 75,36 \text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{61.71 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 753,6} = 0,336 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 3.15} = 380.95 \text{ mm} = 38.09 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \text{Soit } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4L_s = 0.4 \times 45 = 16 \text{ cm}$

Soit un crochet de 20cm.

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

✚ Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi, \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(14, 30, 8,57) \text{ mm}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} < 8,57 \text{ mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7 \text{ cm}$$

• En dehors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm, Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

III.6.7. Etat limite de service L'ELS :

➤ **Calcul des moments et de l'effort tranchant :**

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 8.31 + \frac{20.13}{1 \text{ ml}} = 28,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{28.44 \times (2.90)^2}{8} = 29,89 \text{ KN.m}$$

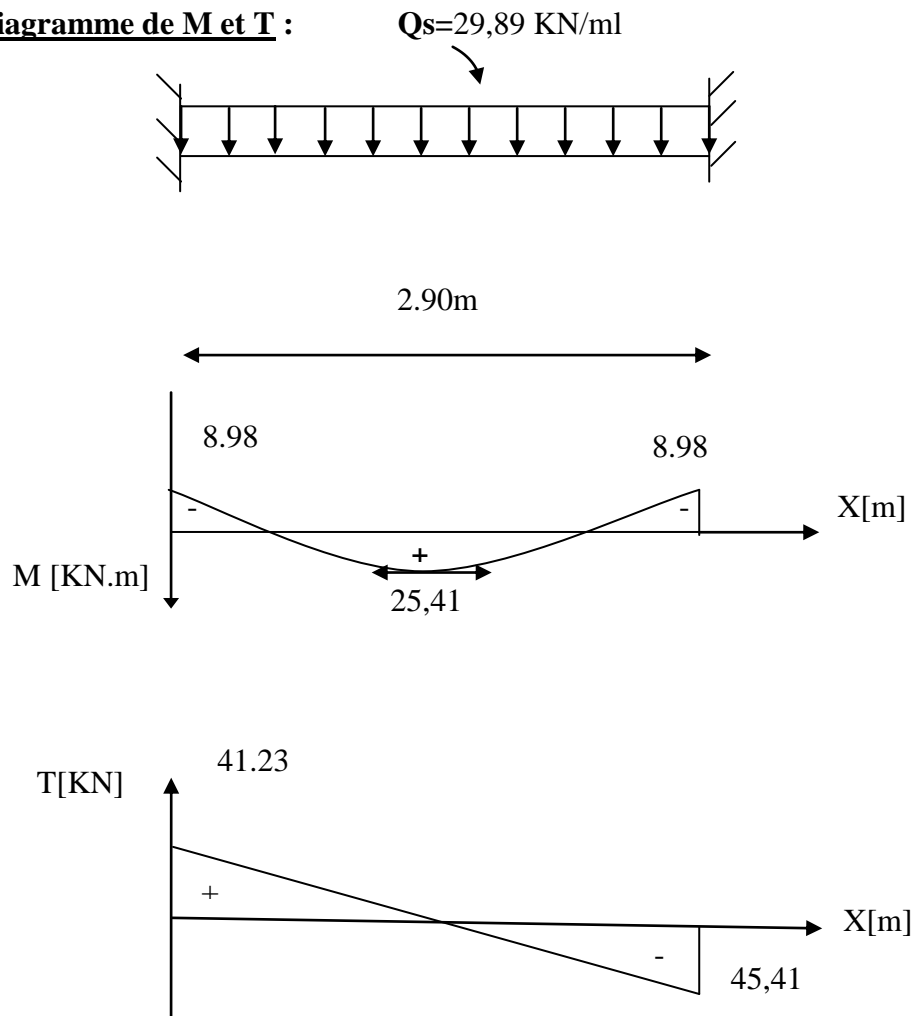
$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{28,44 \times 2.9}{2} = 41,23 \text{ KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = 8,98 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = (0.85) \times M_{os} = 25,41 \text{ KN.m}$$

➤ **Diagramme de M et T :**



FigIII.6. 4. Diagramme des efforts internes

III.6.8. Vérification des contraintes:

✚ Etat limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{30 \times 27} = 0.418 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 45,24 \\ \beta_1 = 0,917 \end{cases}$$

✚ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{8.98 \times 10^6}{0.917 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 106,99\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ La contrainte dans le béton :

$$K = \frac{\alpha_1}{(1-\alpha_1) \times 15} = 0,022$$

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.022 \times 106,99 = 2,35 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 27} = 0.57 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 25,00 \\ \beta_1 = 0,875 \end{cases}$$

✚ La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,41 \times 10^3}{0.875 \times 27 \times 4,62} = 232.80\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✚ La contrainte dans le béton :

$$K = \frac{\alpha_1}{(1-\alpha_1) \times 15} = 0,04$$

$$\bullet \quad \sigma_b = k \times \sigma_s = 0.04 \times 232,80 = 9,31 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

III.6.9. Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{29}{300} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{29}{300} = 0,096 > \frac{25,41}{10(29,89)} = 0,085 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,62}{f_e} \quad \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 27} = 0,0057 < \frac{4,62}{400} = 0,011 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

III.7. Etude de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinés de

Dans l'étude de cette charpente, nous nous intéresserons a déterminer les efforts revenant aux différents sollicitations.

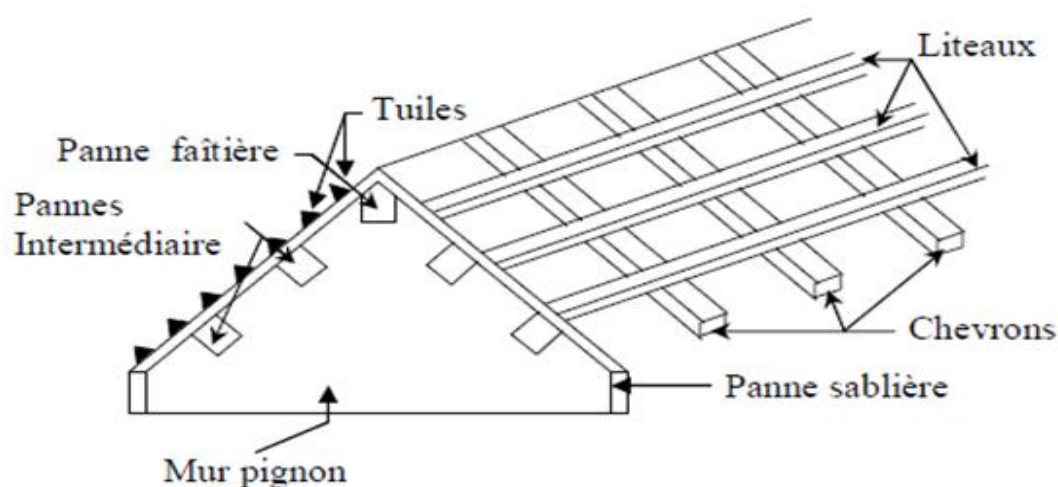


Fig III.7.1 :Schéma descriptif de la toiture

III.7.1.Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

-Poids de la tuiles et des linteaux.....0,49 KN/m².

-Poids des pannes et des chéverons.....0,10 KN/m².

➤ Charges d'exploitation :

-Poids de la neige.....1 KN/m².

Le choix des sections des pannes, des cheverons et des linteaux est conditionné par le marché. C'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

Chapitre III : Calcul des éléments

Alors on adoptera les sections suivantes :

Les pannes :(120x250)

Les chevrons :(60x60)

Les liteaux :(30x30)

Pour le choix des sections des pannes on est contraints de faire des commandes car les sections commerciales ne sont pas admissibles dans notre cas.

- **Poids de la panne**

$pp = (0.12 \times 0.25) \cdot \rho_b$ avec $\rho_b = 6 \text{ KN/m}^3$ (DTR BC.22)

$pp = (0.12 \times 0.25) \times 6 = 0.18 \text{ KN/ml}$

- **Poids des chevrons**

$P_c = (0.06 \times 0.06) \times 6 = 0.0216 \text{ KN/ml}$

- **Poids des liteaux**

$P_l = (0.03 \times 0.03) \times 6 = 0.0054 \text{ KN/ml}$

III.7.2./Détermination des efforts revenant aux différents éléments sous (1,35G +1,5 Q) :

➤ **Efforts revenant aux liteaux :**

Espacements des liteaux $e = 0,32\text{m}$;

La portée des liteaux $L_T = 0,50\text{m}$;

$G_L = 0.49 \text{ KN/m}^2$

$q_L = [(1,35 \times 0.49) + (1,5 \times 1)] \times 0.32 = 0,692 \text{ KN/ml}$.

➤ **Efforts revenant aux cheverons q_c :**

Espacement des cheverons $e = 0,50\text{m}$;

La portée des cheverons $L_e = 1\text{m}$;

$G_c = 0,0216 + (0,49 \times 0.5) = 0,266 \text{ KN/ml}$

$q_c = 1,35 \times 0,266 + 1,5 \times (1 \times 0,50) = 1,11 \text{ KN/ml}$.

➤ **.Efforts revenant à la panne q_p :**

Espacements des pannes est pris égale à 1 m ;

La portée des pannes est de 4.5 m ;

Chapitre III : Calcul des éléments

$$G_p = (0.18 + 0.0216) \times \cos 24 + (0.45 \times 1) = 0.63 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 1,35 \times (0,63) + 1,5 \times 1 \times 1 = 2.35 \text{ KN/ml.}$$

III.7.3. Dimensionnement des éléments de la charpente :

Nous utilisons le bois de sapin de catégorie I et après les règles **CB71[5]**, la contrainte Admissible forfaitaire $\bar{\sigma}_f$ dans ce bois travail en flexion déviées est de $\bar{\sigma}_f \leq 142 \text{ daN/cm}^2$;

III.7.3.1. Dimensionnement du liteau :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait comme suit :

On choisie une section de $(30 \times 30) \text{ mm}^2$.

Vérification des contraintes :

Suivant xx' : $q_{lx} = qL \cdot \sin \alpha = 0,692 \sin 33.24^\circ = 0,344 \text{ KN/ml}$

Suivant yy' : $q_{ly} = qL \cdot \cos \alpha = 0,692 \cos 33.24^\circ = 0,600 \text{ KN/ml}$

- Calcul des moments de flexion

Suivants $x'x$: $M_{fx} = 1/8 q_{lx} \times L_p^2 = 1/8 \times 0,334 \times 0,5^2 = 0,0107 \text{ Kn.m.}$

Suivant $y'y$: $M_{fy} = 1/8 q_{ly} \times L_p^2 = 1/8 \times 0,600 \times 0,5^2 = 0,0187 \text{ Kn.m.}$

$$= 1/8 \times 1,99 \times 3,50^2 \Rightarrow M_{fy} = 3,05 \text{ KN.m.}$$

- Calcul des modules de résistance

$$W_{x'x} = bh^3/12 \times 2/h = 3 \times 3^3/12 \times 2/3 = 4.5 \text{ cm}^3.$$

$$W_{y'y} = hb^3/12 \times 2/h = 3 \times 3^3/12 \times 2/3 = 45 \text{ cm}^3.$$

On aura: $\sigma_f = 65.33 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma_f = 65.33 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f < \bar{f}$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$\bar{f} = \frac{Llit}{200}$$

$$\bar{f} = 100/200 = 0.5 \text{ cm.}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times Llit^2}{48 \times E_f \times h/2}$$

$E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma_f}$ E_f est le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080,128 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 98 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times 3/2} = 0.259 \text{ cm}$$

$f = 0.259 < \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

III.8.3.2/ Dimensionnement des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après ;

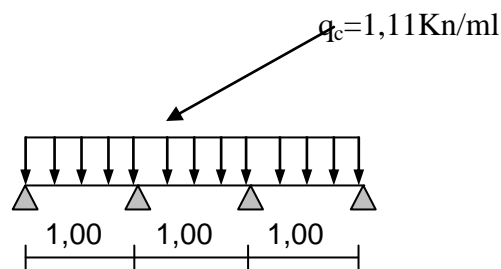


Fig III.7.2. schéma de chargement du cheverons.

La section optée pour les chevrons est de $(60 \times 60) \text{ mm}^2$.

Chapitre III : Calcul des éléments

✚ vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que $\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$

• Détermination des moments fléchissant :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

Aux appuis : $M_{fa} = 0,8M_0$

En travées : $M_{ft} = 0,66M_0$ avec $M_0 = 1/8 q_c \times Lc^2$

d'où : $M_0 = 1/8 \times 1,11 \times 1^2 \Leftrightarrow M_0 = 0,138 \text{ KN.m}$

Ce qui donne :

$M_{fa} = 0,11 \text{ KNm}$ $M_{ft} = 0,09 \text{ KNm}$

• Calcul des modules de résistance

$$W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6} = \frac{6 \times 6^2}{6} = 36 \text{ cm}^2$$

Ainsi on aura :

$$\text{Aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0,11 \times 10^4}{36} = 30,55 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{En travée : } \sigma_{ft} = \frac{0,09 \times 10^4}{36} = 25 \text{ dan/cm}^2$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow$ la section choisi est admise

Vérification de la flèche :

$$\text{Vérification de la flèche : } \bar{f} = \frac{Lc}{200}$$

$$\bar{f} = 100/200 = 0,5 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times Lc^2}{48 \times Ef \times h/2}$$

Chapitre III : Calcul des éléments

$$f_a = \frac{5 \times 30.55 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 6/2} = 0.081 \text{ cm}$$

→ condition vérifiée

$$f_t = \frac{5 \times 25 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times 6/2} = 0.066 \text{ cm}$$

→ condition vérifiée

III.7.3.3. Dimensionnement de la panne

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p comme le montre le schéma suivant :

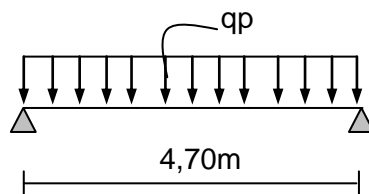


Fig III.7.3. schéma de chargement de la panne.

✚ vérification de la section de la panne

la section de la panne est de $(120 \times 250) \text{ mm}^2$

- vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier que
$$\sigma_f = \frac{M_{f_x} \times v}{I_{x'x'}} + \frac{M_{f_y} \times v}{I_{y'y'}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Vérification des contraintes :

Suivant xx' : $q_{lx} = qL \cdot \sin \alpha = 2.35 \sin 33.18^\circ = 1.170 \text{ KN/ml}$

Suivant yy' : $q_{ly} = qL \cdot \cos \alpha = 2.35 \cos 33.18^\circ = 2.037 \text{ KN/ml}$

- Calcul des moments de flexion :

Suivants $x'x'$: $M_{f_x} = 1/8 q_{lx} \times Lp^2 = 1/8 \times 1.17 \times 4.7^2 = 3.23 \text{ Kn.m}$

Suivant $y'y'$: $M_{f_y} = 1/8 q_{ly} \times Lp^2 = 1/8 \times 2.037 \times 4.7^2 = 5.62 \text{ Kn.m}$

Chapitre III : Calcul des éléments

- **Calcul des modules de résistance :**

$$W_{x'x'} = bh^3/12 \times 2/h = 12 \times 25^3/12 \times 2/25 = 1250 \text{ cm}^3.$$

$$W_{y'y'} = hb^3/12 \times 2/h = 25 \times 12^3/12 \times 2/25 = 600 \text{ cm}^3$$

$$\sigma f = \frac{Mf_x \times v}{Ix'x'} + \frac{Mf_y \times v}{Iy'y'} = 109.36 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{dan/cm}^2$$

$$\sigma f = 109.36 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma} f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :** (Art 4.962/CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par :

$$\bar{f} = \frac{Lp}{300}, \quad Lp = 470 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{470}{300} = 1,566 \text{ cm}$$

Par ailleurs la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 \times \sigma f \times Lp^2}{48 \times Ef \times h/2}$$

$$Ef = 11000 \times \sqrt{\sigma f} \quad \text{Ef est le module de déformation de la flèche.}$$

$$Ef = 11000 \times \sqrt{142} = 131080,128 \text{ dan/cm}^2$$

Ce qui donne :

$$f = \frac{5 \times 109.36 \times 470^2}{48 \times 131080,128 \times 25/2} = 1,535 \text{ cm}$$

$$f = 1,535 \text{ cm} < \bar{f} = 1,566 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée .}$$

Donc on peut garder notre choix de section de la panne qui est de $(120 \times 250) \text{ mm}^2$.

Chapitre III : Calcul des éléments

III.8.4. Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilisé en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles. Les assemblages cloués sont utilisés dans les ouvrages importants, comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des clous soit en fonction de son épaisseur ;

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \rightarrow d \leq e/7 \\ e > 30\text{mm} \rightarrow d \leq e/9 \end{array} \right\} \text{ pour le bois tendre (art 4.32-123cb71)}$$
$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \rightarrow d \leq e/9 \\ e > 30\text{mm} \rightarrow d \leq e/11 \end{array} \right\} \text{ pour le bois dur et sec}$$

avec :

e : épaisseur de bois le plus mince à assembler.

d : diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargissent par dessiccation de ce dernier.

Il ne faut pas galvanisé.

Le bois utilisé pour la charpente de notre ouvrage est le sapin vu ses très bonnes caractéristiques mécaniques du point de vue résistance et durabilité.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est :

$$d = 3/9 = 0.33\text{cm.}$$

Remarque :

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières qui seront prévues le long des Rives du bâtiment.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Introduction :

Vu à la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique.

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 .

VI.1. Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2. Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique.

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. L'*ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverse fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000...*)

Rappel (terminologie) :

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Élément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

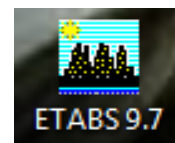
Column : poteau

Beam : poutre

IV .3 .Etapas de modélisation :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



IV.3.1. Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser en plan et en élévation .

a) Choix des unités

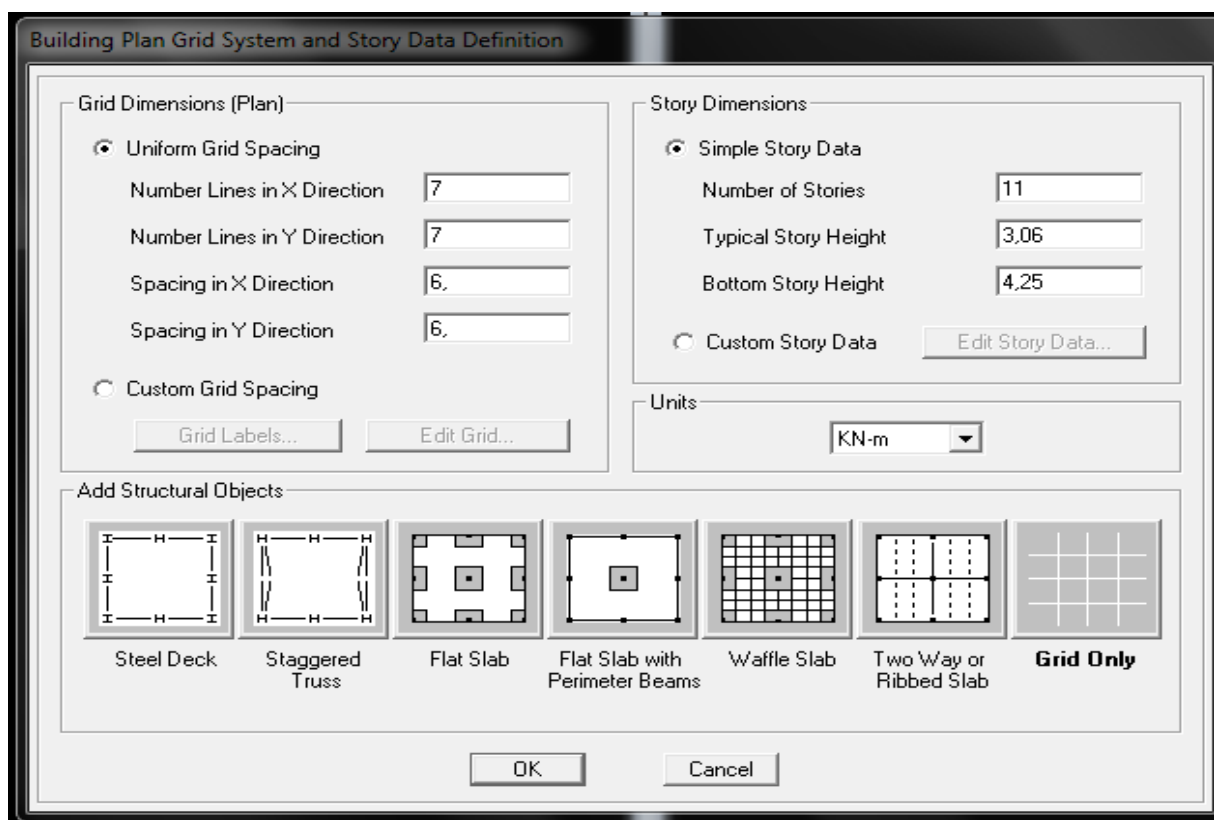
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements .



b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File puis New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Chapitre IV : Modélisation de la structure

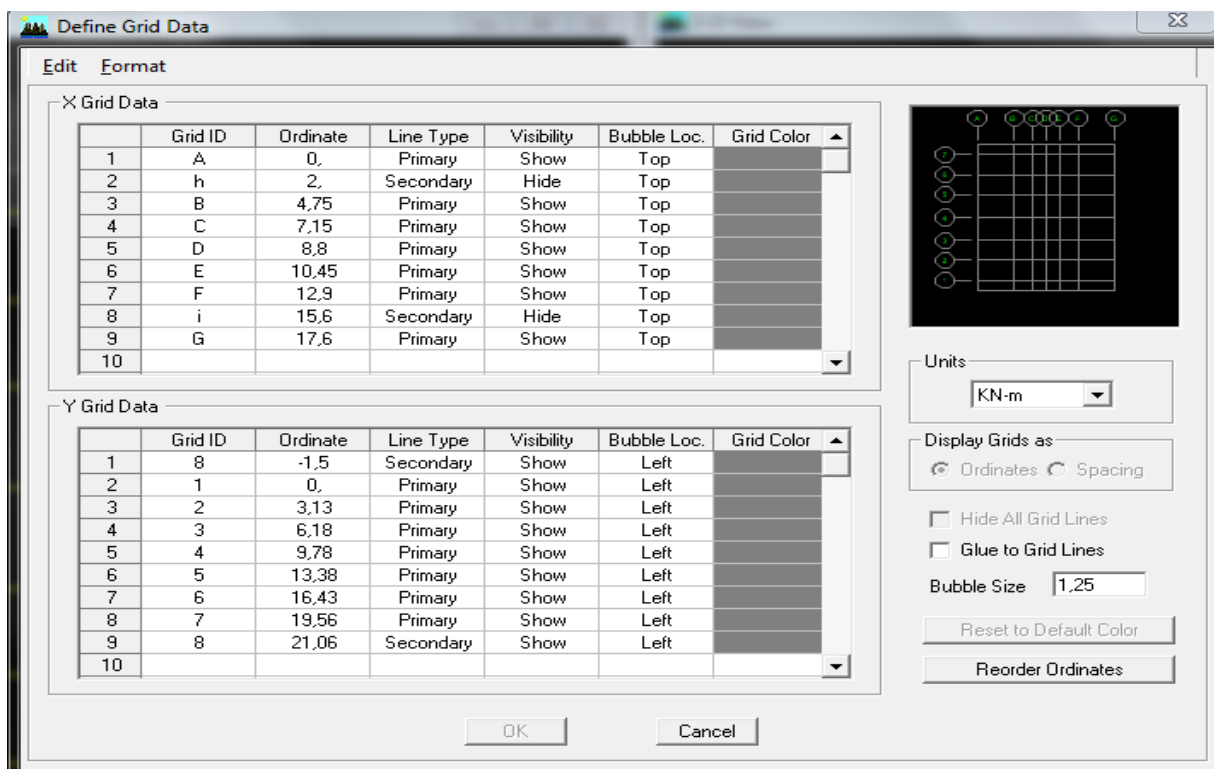
Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- Pour modifié les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis

Edit Story Data



Chapitre IV : Modélisation de la structure

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	TOIT	3,05	34,84	Yes		No	0,
11	5	3,06	31,79	No	TOIT	No	0,
10	4	3,06	28,73	No	TOIT	No	0,
9	3	3,06	25,67	No	TOIT	No	0,
8	2	3,06	22,61	No	TOIT	No	0,
7	1	3,06	19,55	No	TOIT	No	0,
6	RDC	4,25	16,49	No	TOIT	No	0,
5	1SS	3,06	12,24	No	TOIT	No	0,
4	2SS	3,06	9,18	No	TOIT	No	0,
3	3SS	3,06	6,12	No	TOIT	No	0,
2	4SS	3,06	3,06	No	TOIT	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

IV.3.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

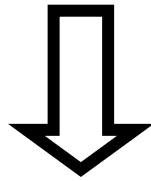
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Define Materials

Materials

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:



The dialog box is titled "Material Property Data" and contains the following fields and options:

- Material Name:** BETON
- Display Color:** Color (Cyan)
- Type of Material:** Isotropic, Orthotropic
- Type of Design:** Design (Concrete)
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2,5
 - Weight per unit Volume: 25,
 - Modulus of Elasticity: 32164200,
 - Poisson's Ratio: 0,2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9,900E-06
 - Shear Modulus: 13401750,
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000,
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000,
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000,
 - Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: [Empty]

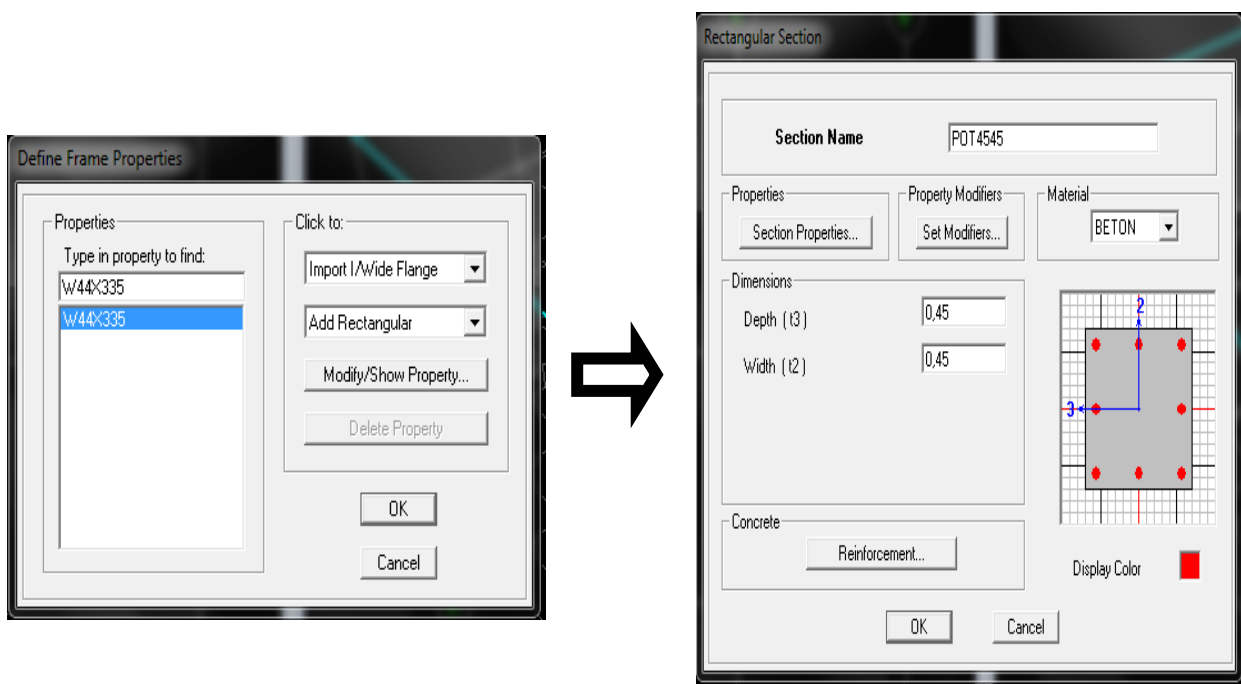
Buttons: OK, Cancel

IV.3.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante :Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires)

Chapitre IV : Modélisation de la structure



Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

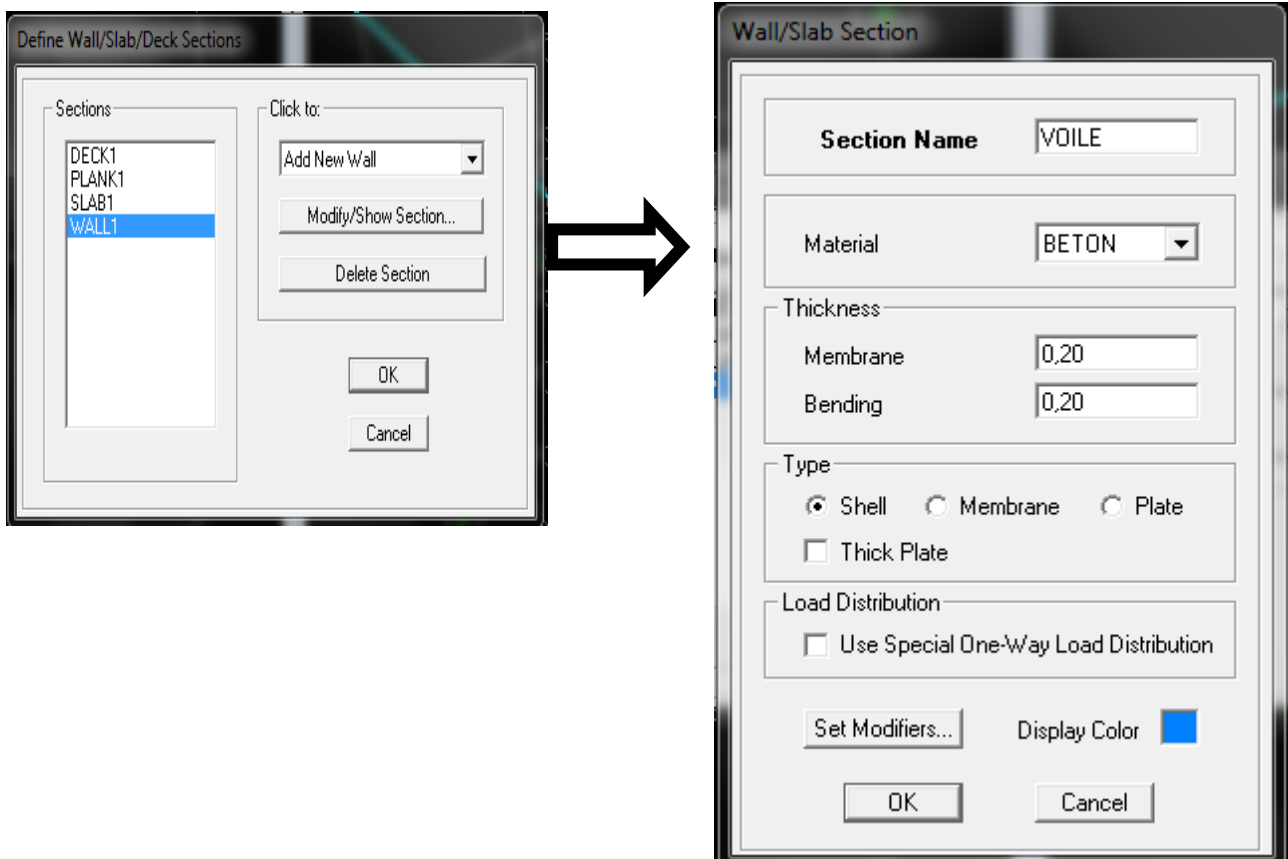
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).


On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

Chapitre IV : Modélisation de la structure



NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône **Set Display**  **Options**

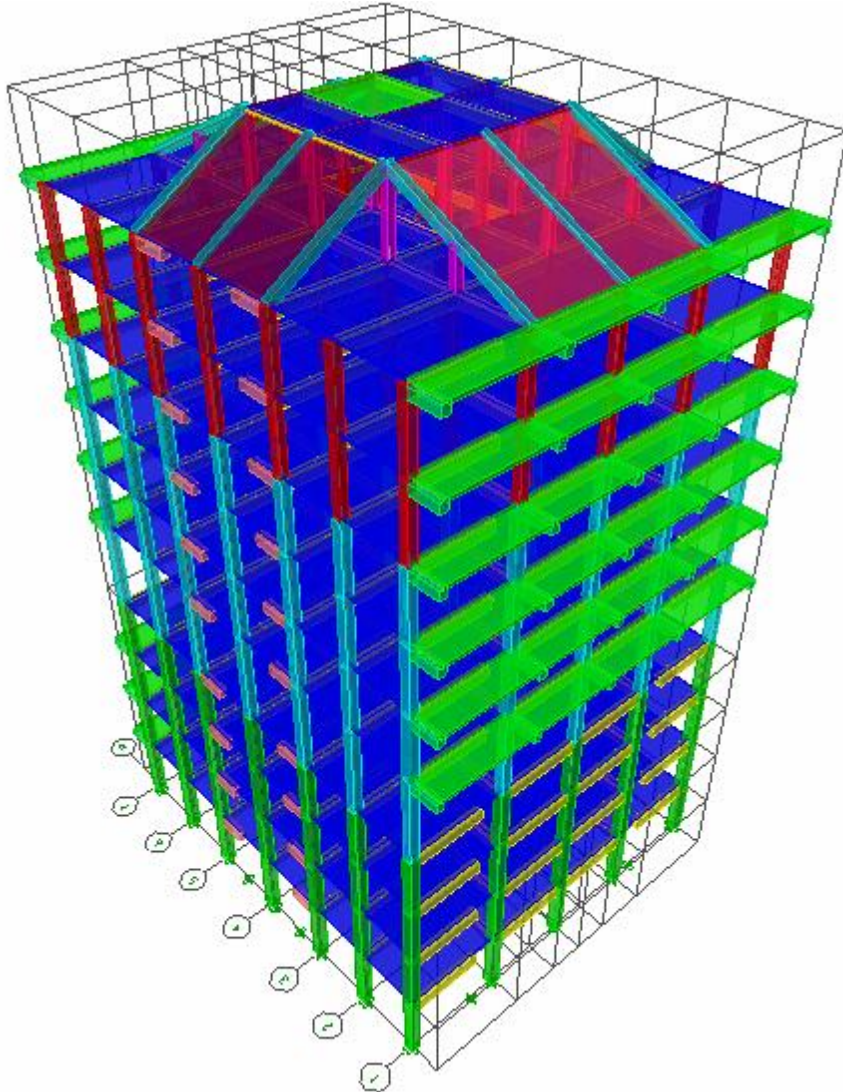


Fig IV.1. Géométrie de base de la structure (vue en 3D)

IV.3.4 Quatrième étape :

- **Définir les charges :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases.**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

➤ Charges permanentes :

➤ Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

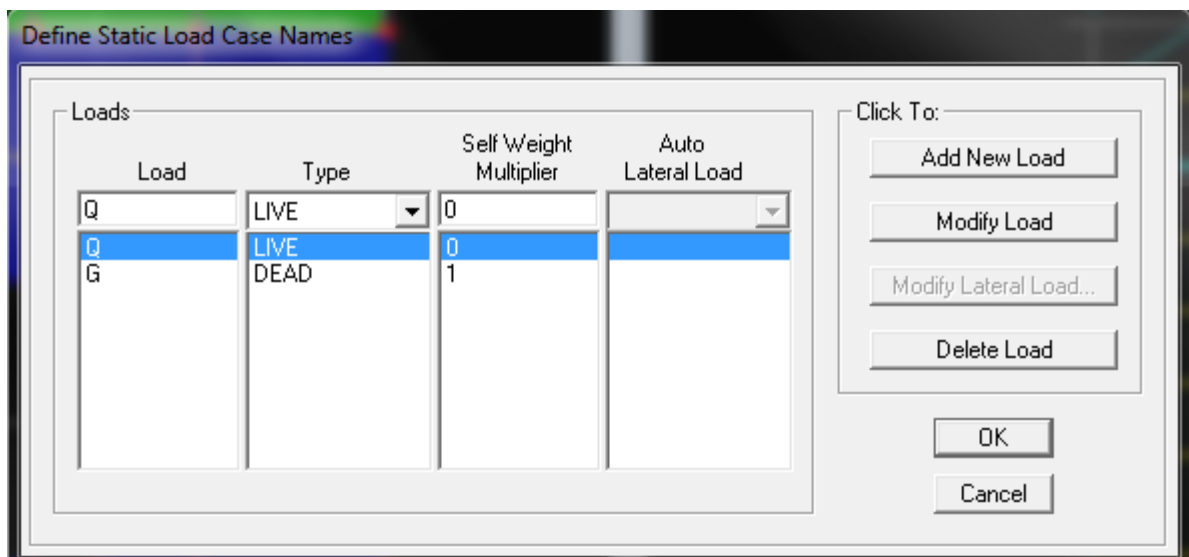
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



2) Charge dynamique (E) :

➤ Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de la structure et ses dimensions ; qui peut être mené suivant trois méthodes:

- ❖ Par la méthode statique équivalente.
- ❖ Par méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par accélérogrammes

Chapitre IV : Modélisation de la structure

a) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, et de commerce dont la hauteur $H = 34.84 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé selon RPA 99/modifié 2003 au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone **IIa**).

b) Principe de la méthode :

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003 (article 4.1.3). Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

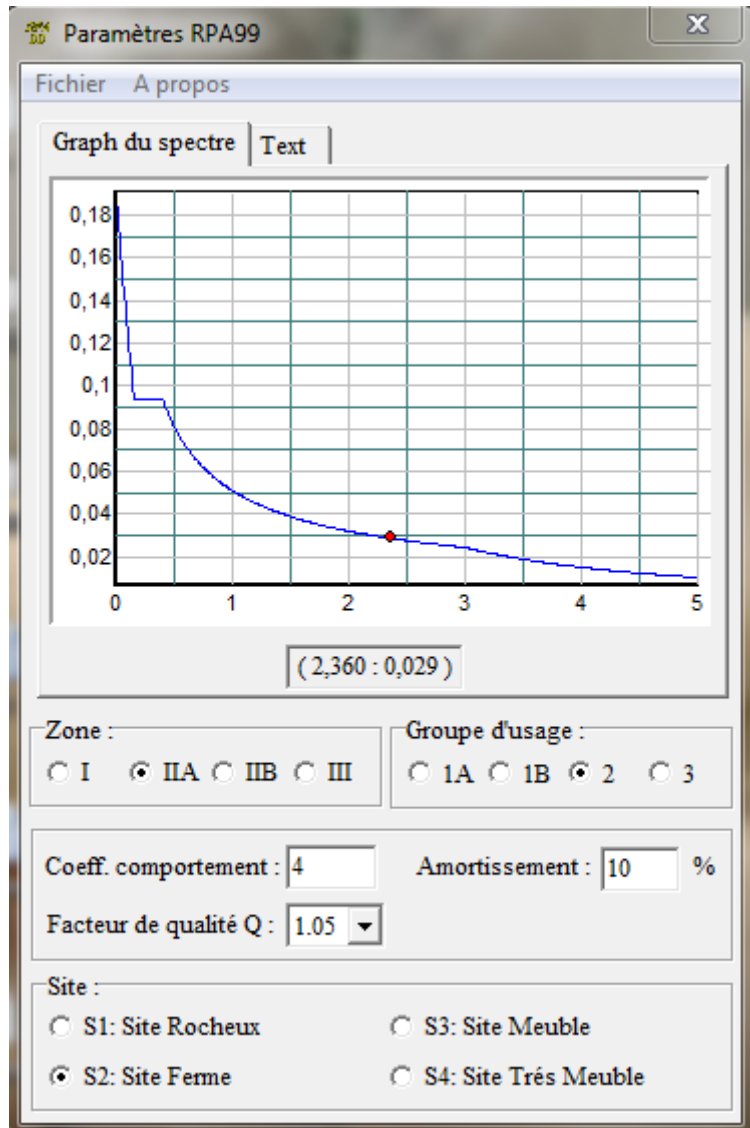
- Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant:

Tableau IV.1 : Caractéristiques du spectre de réponse.

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S2	Article 3.3.1
La zone	IIa	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité Q	1.05	Tableau 4.4
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3

Chapitre IV : Modélisation de la structure



Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

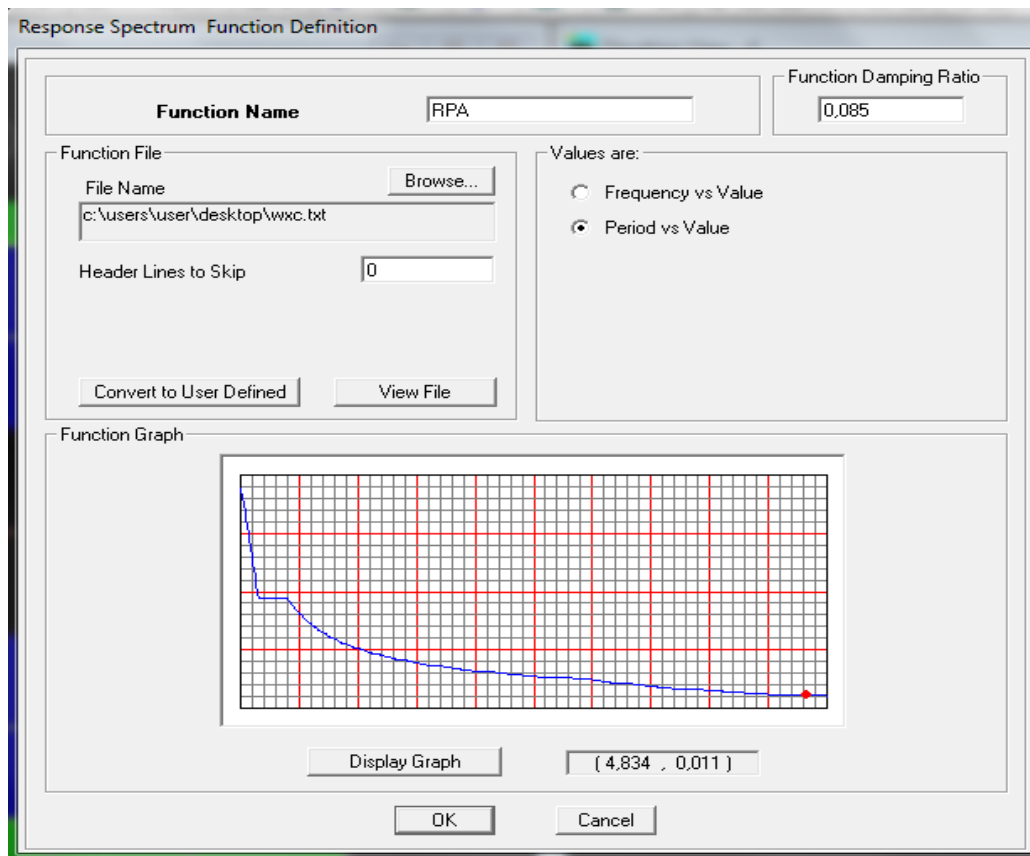
Define Response —————> Spectrum Functions —————> Spectrum from file

Function Name (nom du spectre): RPA.

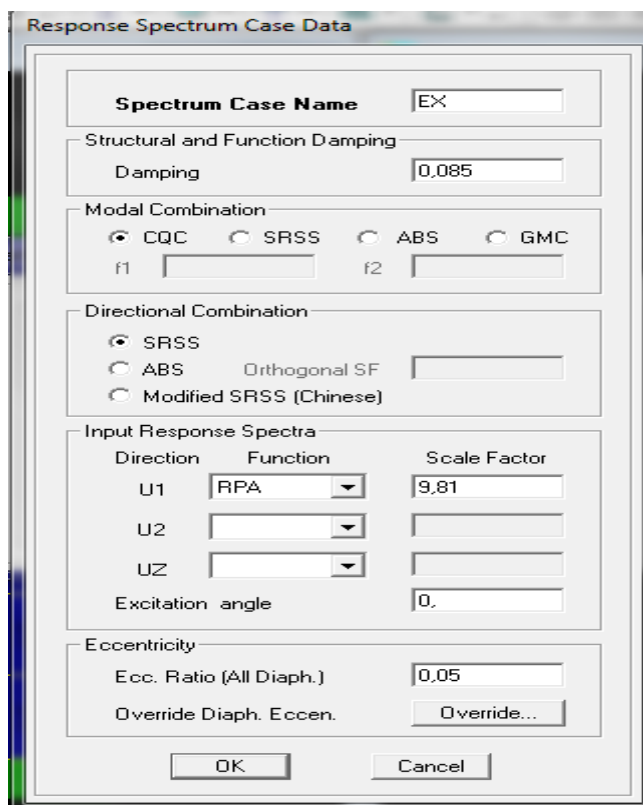
Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define —————> Reponses spectrum —————> cases Add New Spectrum

Chapitre IV : Modélisation de la structure



Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).



IV.4.5. Cinquième étape :

➤ chargement

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie

Frame Distributed Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Load Type and Direction: Forces Moments Direction: Gravity

Options: Add to Existing Loads Replace Existing Loads Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads:

	1	2	3	4
Distance	0,	0,25	0,75	1,
Load	0,	0,	0,	0,

Relative Distance from End-I Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 0,

OK Cancel

- En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)

Chapitre IV : Modélisation de la structure

En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise aux poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations.

Plancher a usage d'habitation : $G = 4.34 \text{ KN/ml}$; $Q = 1.5\text{KN/ml}$.

Plancher a usage commerciale : $G = 4.34 \text{ KN/ml}$; $Q = 3.5\text{KN/ml}$.

Plancher terrasse et toiture : $G = 4.34 \text{ KN/m}$; $Q = 1\text{KN/ml}$.

Dalle plein balcon : $G = 4.31 \text{ KN/ml}$; $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$.

IV.3.6. Sixième étape :

➤ Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

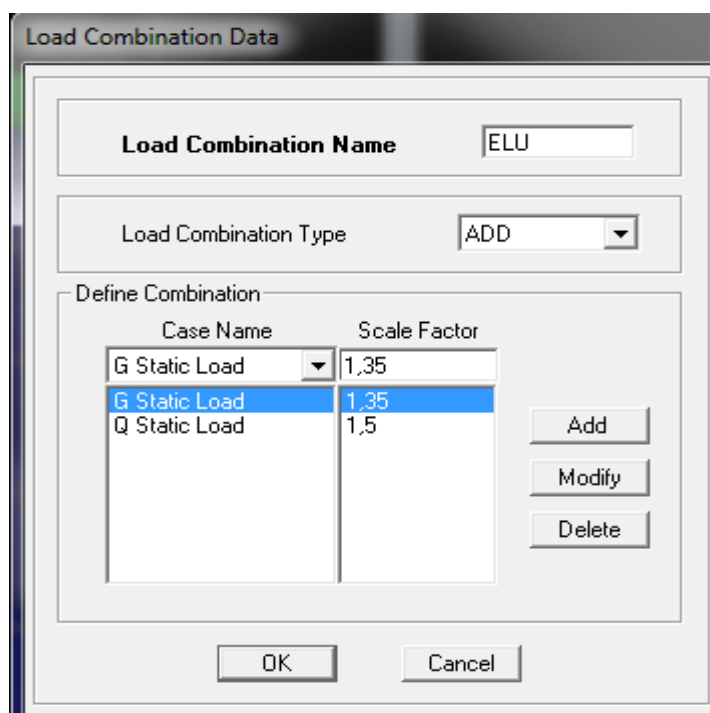
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions

IV.3.7. Septième étape :

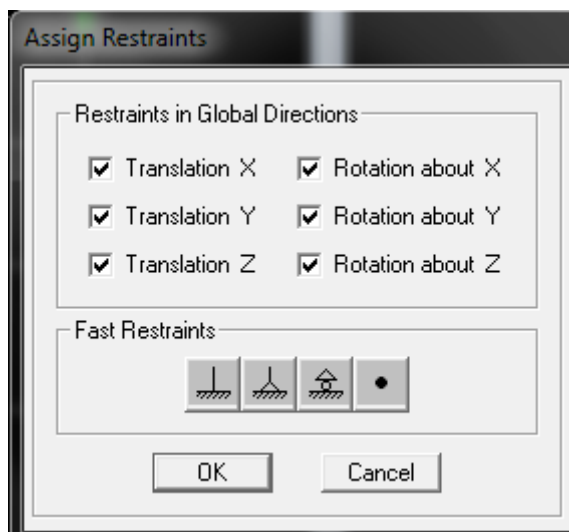
-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée

➤ **Appuis :**

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign → Joint/point →  → Restraints (Supports)

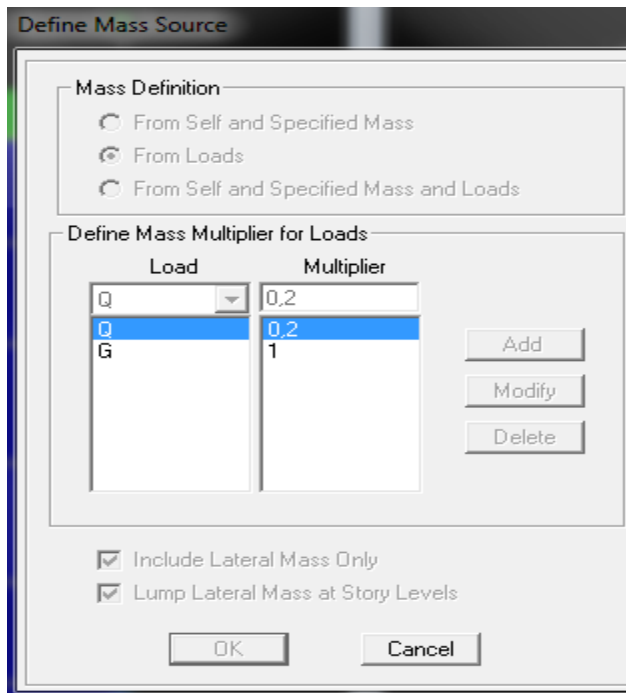


➤ **Mass- Source :**

Les masses des planchers est supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



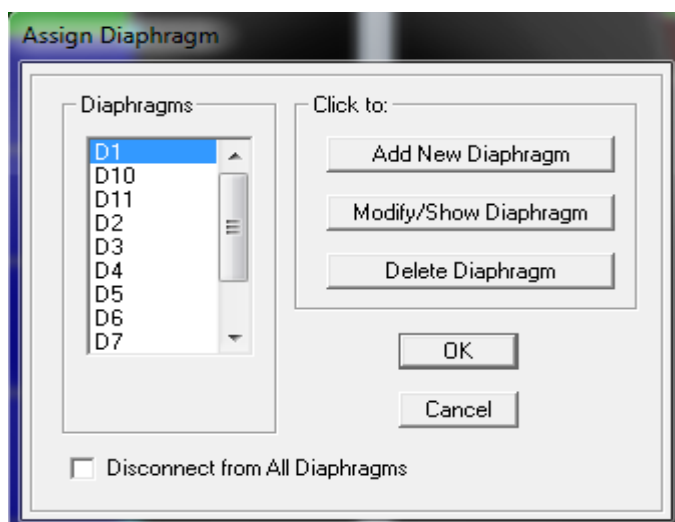
➤ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :



Assign → **Joint/point Diaphragm** → **Add New Diaphragm.**



Chapitre IV : Modélisation de la structure

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragme on clique sur ok pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.3.8.Huitième étape :

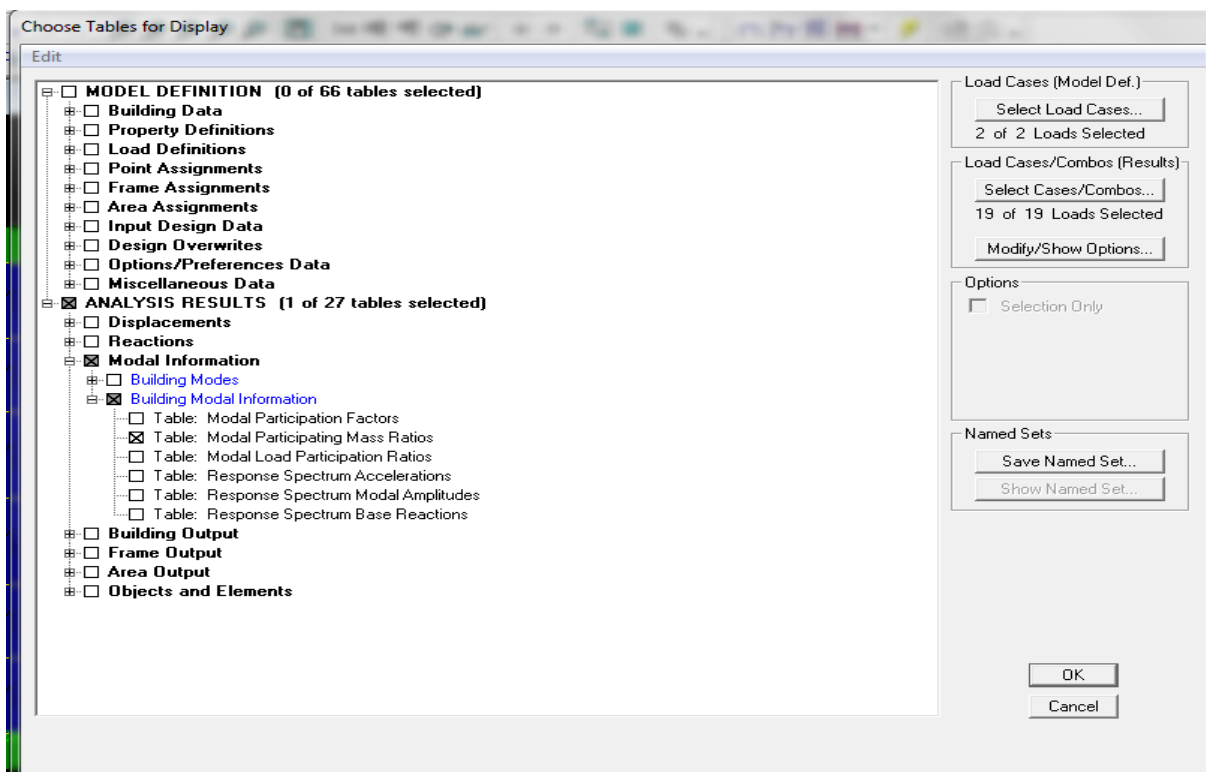
Analyse et visualisation des résultats.

- **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Chapitre IV : Modélisation de la structure

Tableau IV.2 :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,874679	72,4393	0,0000	0,0000	72,4393	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,764875	0,0000	67,9140	0,0000	72,4393	67,9140	0,0000	98,2397
3	0,732612	0,0060	0,2648	0,0000	72,4453	68,1788	0,0000	0,3837
4	0,239421	13,5472	0,0000	0,0000	85,9925	68,1788	0,0000	0,0000
5	0,176746	0,0044	0,7579	0,0000	85,9969	68,9367	0,0000	0,0435
6	0,175246	0,0002	16,1064	0,0000	85,9971	85,0430	0,0000	0,9086
7	0,119239	6,6995	0,0000	0,0000	92,6966	85,0430	0,0000	0,0000
8	0,080389	0,0111	0,0088	0,0000	92,7077	85,0518	0,0000	0,0004
9	0,077349	0,0000	7,0848	0,0000	92,7077	92,1367	0,0000	0,3361
10	0,070513	2,6039	0,0000	0,0000	95,3116	92,1367	0,0000	0,0000
11	0,048937	1,9272	0,0000	0,0000	97,2388	92,1367	0,0000	0,0000
12	0,046671	0,0587	0,0042	0,0000	97,2975	92,1409	0,0000	0,0000

➤ **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Déformée Shape** et on sélectionne une combinaison d'action

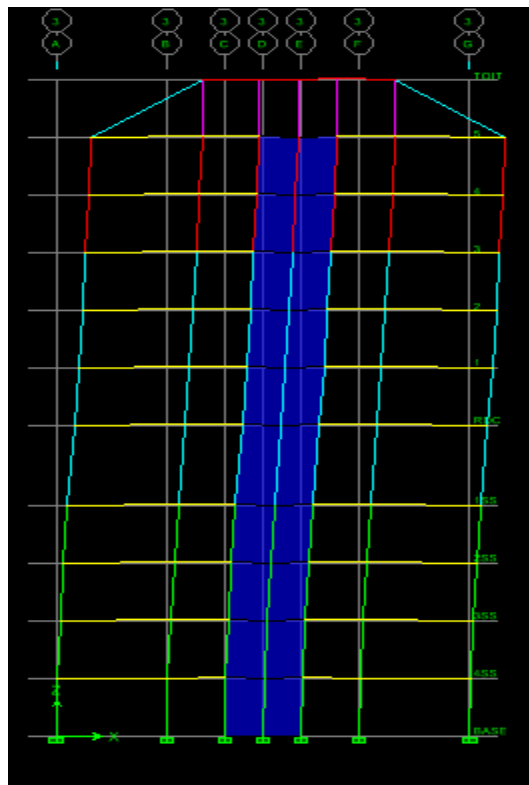


Fig IV.2. Déformé de structure selon(xx)

➤ Les efforts internes :

Le menu **Disptay** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante:

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts
- L'option **Shear 3-3** afficher l'efforts tranchants hors plans
- L'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- L'option **Torsion** et **Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Seal Facteur** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

Pour voir les valeurs dans les diagrammes on découcher **Fill Diagram** et on coche

Show Values on diagramme :

❖ portique-(3)-selon(yy).

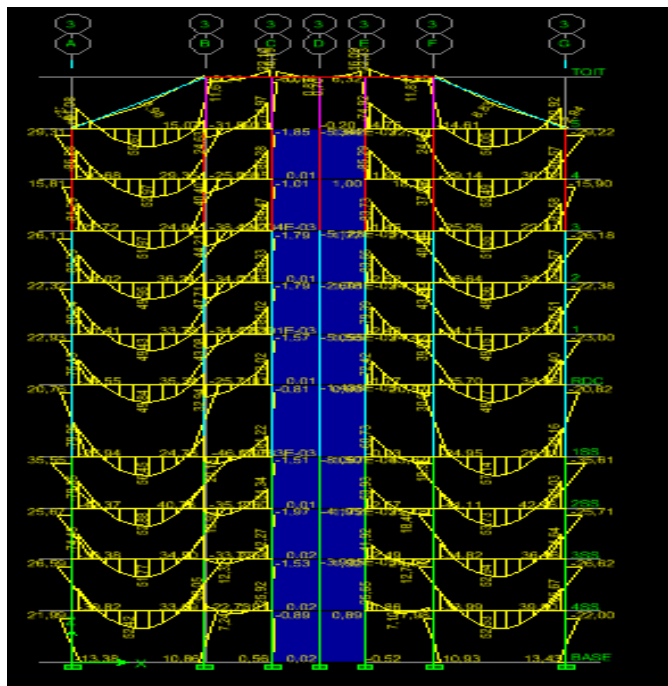


Fig IV.3. Diagrammes des moments fléchissant

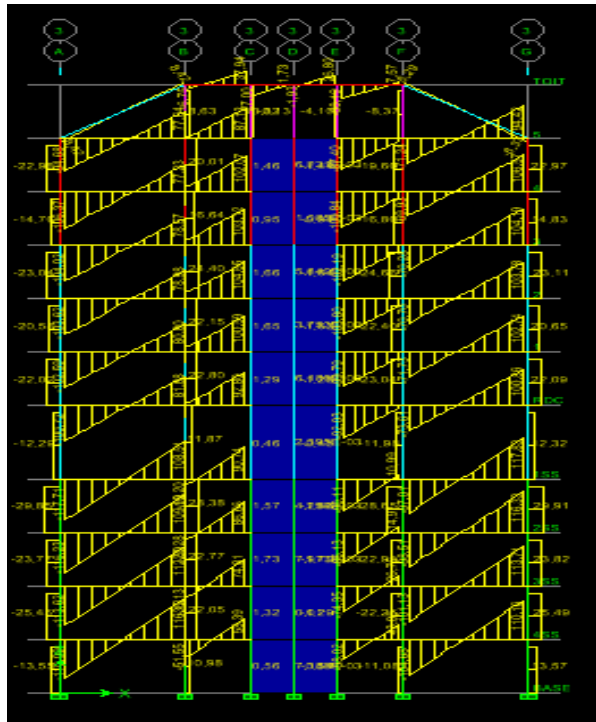


Fig IV.4. Diagramme des efforts tranchant

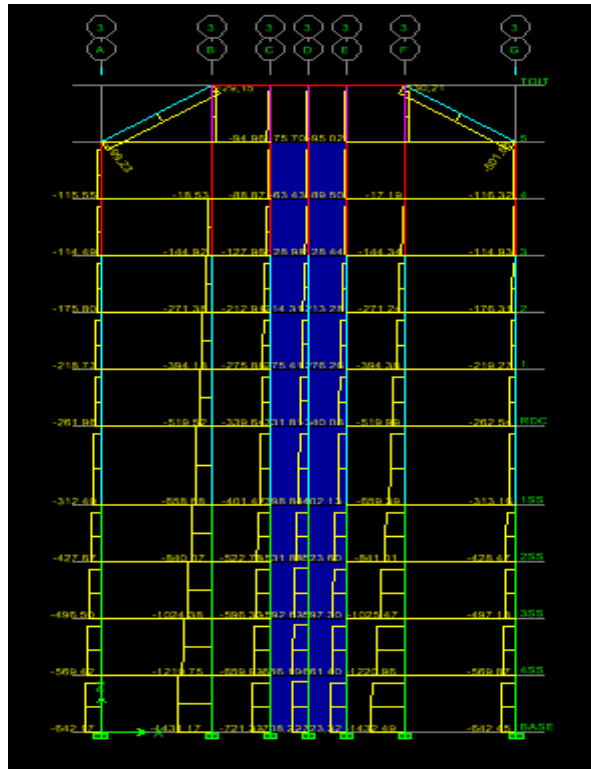


Fig IV.5. Diagramme des efforts normaux

Chapitre IV : Modélisation de la structure

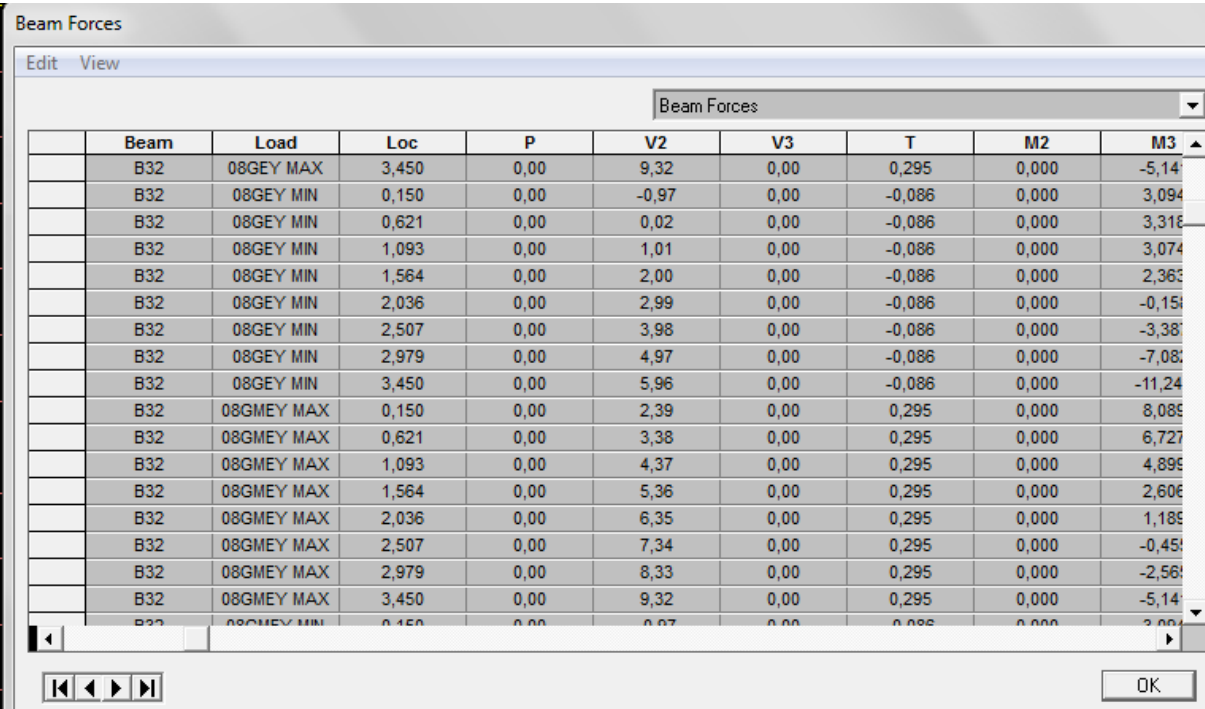
➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Beam Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

Tableau IV.3 :



Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
B32	08GEY MAX	3,450	0,00	9,32	0,00	0,295	0,000	-5,14
B32	08GEY MIN	0,150	0,00	-0,97	0,00	-0,086	0,000	3,094
B32	08GEY MIN	0,621	0,00	0,02	0,00	-0,086	0,000	3,316
B32	08GEY MIN	1,093	0,00	1,01	0,00	-0,086	0,000	3,074
B32	08GEY MIN	1,564	0,00	2,00	0,00	-0,086	0,000	2,363
B32	08GEY MIN	2,036	0,00	2,99	0,00	-0,086	0,000	-0,151
B32	08GEY MIN	2,507	0,00	3,98	0,00	-0,086	0,000	-3,387
B32	08GEY MIN	2,979	0,00	4,97	0,00	-0,086	0,000	-7,081
B32	08GEY MIN	3,450	0,00	5,96	0,00	-0,086	0,000	-11,24
B32	08GMEY MAX	0,150	0,00	2,39	0,00	0,295	0,000	8,089
B32	08GMEY MAX	0,621	0,00	3,38	0,00	0,295	0,000	6,727
B32	08GMEY MAX	1,093	0,00	4,37	0,00	0,295	0,000	4,899
B32	08GMEY MAX	1,564	0,00	5,36	0,00	0,295	0,000	2,606
B32	08GMEY MAX	2,036	0,00	6,35	0,00	0,295	0,000	1,189
B32	08GMEY MAX	2,507	0,00	7,34	0,00	0,295	0,000	-0,451
B32	08GMEY MAX	2,979	0,00	8,33	0,00	0,295	0,000	-2,561
B32	08GMEY MAX	3,450	0,00	9,32	0,00	0,295	0,000	-5,14

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Column Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

Après la modélisation et l'analyse automatique par le logiciel Etabs, Nous passons à la vérification des exigences de RPA. Le fichier résultats est envoyé en annexe .

Chapitre IV : Modélisation de la structure

❖ portique-(6)-selon(xx).

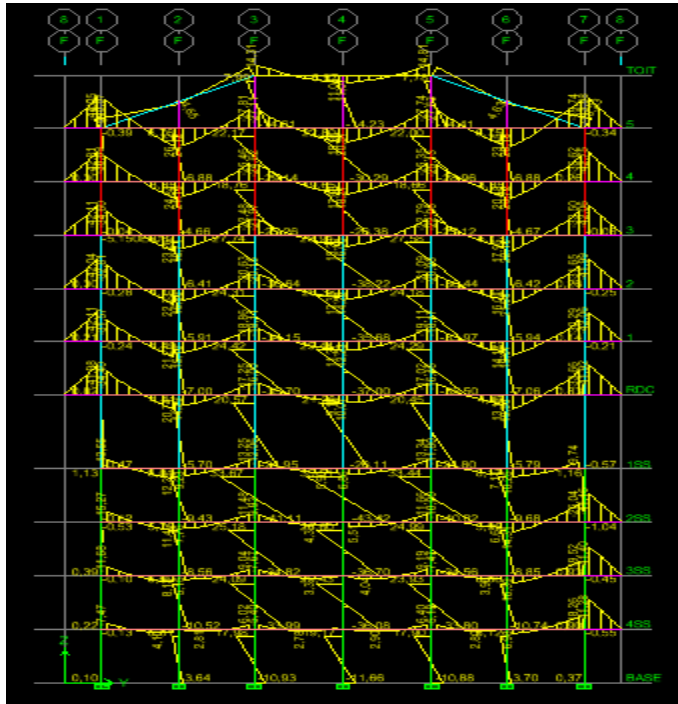


Fig IV.6. Diagrammes des moments fléchissant

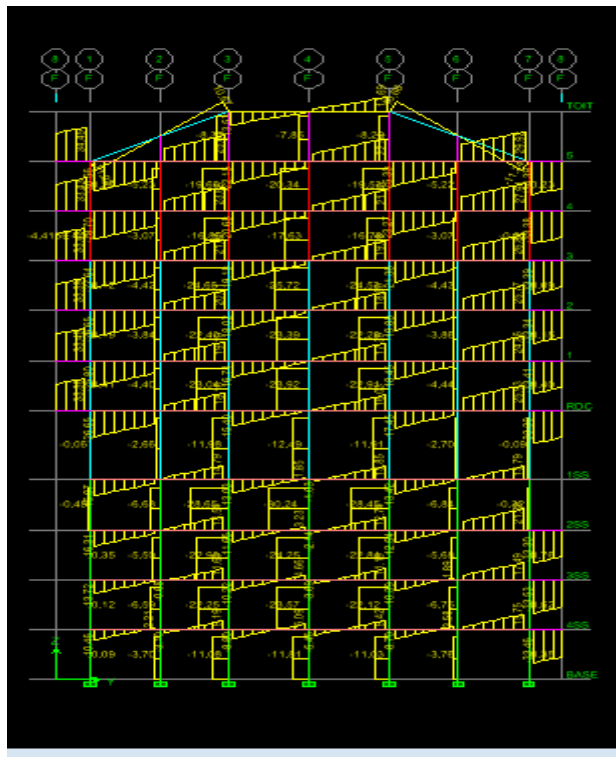


Fig IV.7. Diagramme des efforts tranchant

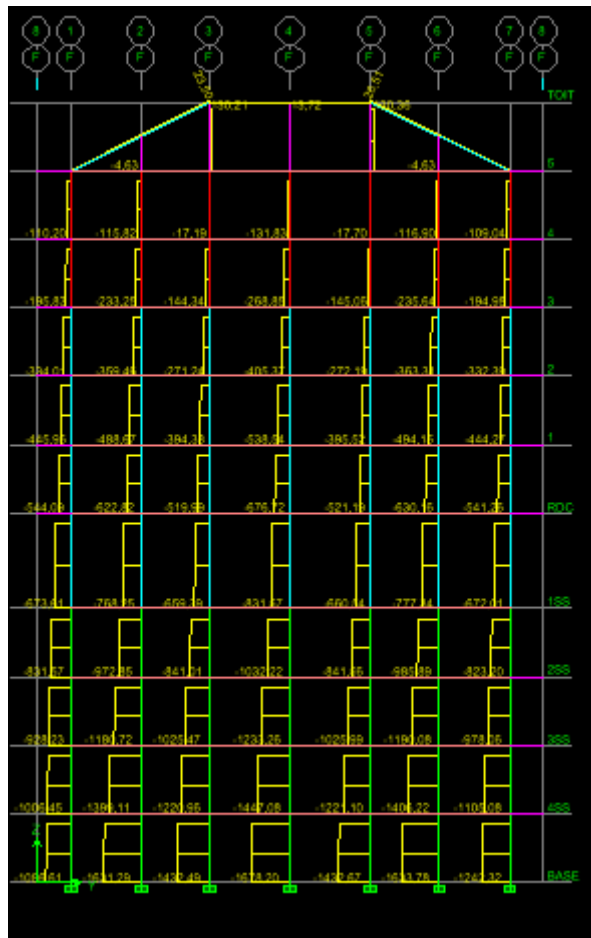


Fig IV.8. Diagramme des efforts normaux

➤ Les poutres :

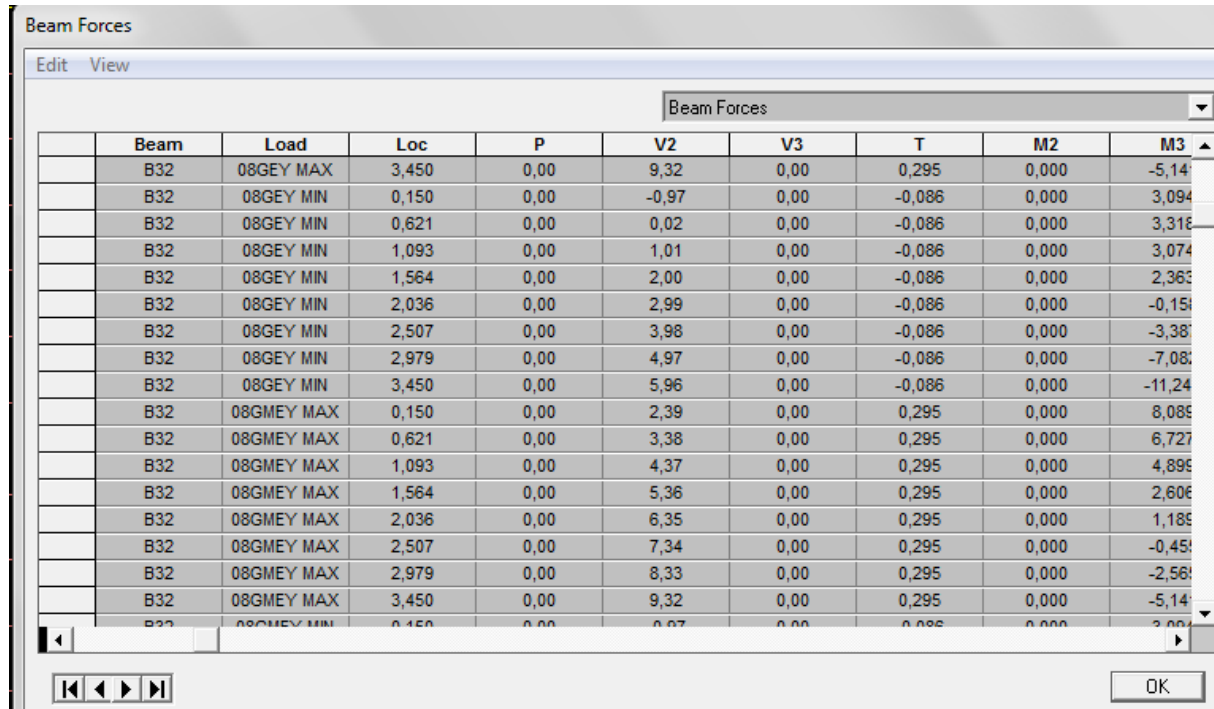
Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Beam Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Tableau IV.4 :



The screenshot shows a software window titled "Beam Forces" with a menu bar containing "Edit" and "View". Below the menu bar is a dropdown menu labeled "Beam Forces". The main area contains a table with the following columns: Beam, Load, Loc, P, V2, V3, T, M2, and M3. The table lists data for beam B32 under various load conditions (08GEY MAX, 08GEY MIN, 08GMEY MAX) at different locations (0,150 to 3,450). The values for P are all 0,00. The values for V2, V3, T, M2, and M3 vary according to the load and location.

Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
B32	08GEY MAX	3,450	0,00	9,32	0,00	0,295	0,000	-5,14
B32	08GEY MIN	0,150	0,00	-0,97	0,00	-0,086	0,000	3,094
B32	08GEY MIN	0,621	0,00	0,02	0,00	-0,086	0,000	3,318
B32	08GEY MIN	1,093	0,00	1,01	0,00	-0,086	0,000	3,074
B32	08GEY MIN	1,564	0,00	2,00	0,00	-0,086	0,000	2,363
B32	08GEY MIN	2,036	0,00	2,99	0,00	-0,086	0,000	-0,154
B32	08GEY MIN	2,507	0,00	3,98	0,00	-0,086	0,000	-3,381
B32	08GEY MIN	2,979	0,00	4,97	0,00	-0,086	0,000	-7,081
B32	08GEY MIN	3,450	0,00	5,96	0,00	-0,086	0,000	-11,241
B32	08GMEY MAX	0,150	0,00	2,39	0,00	0,295	0,000	8,089
B32	08GMEY MAX	0,621	0,00	3,38	0,00	0,295	0,000	6,727
B32	08GMEY MAX	1,093	0,00	4,37	0,00	0,295	0,000	4,899
B32	08GMEY MAX	1,564	0,00	5,36	0,00	0,295	0,000	2,606
B32	08GMEY MAX	2,036	0,00	6,35	0,00	0,295	0,000	1,189
B32	08GMEY MAX	2,507	0,00	7,34	0,00	0,295	0,000	-0,451
B32	08GMEY MAX	2,979	0,00	8,33	0,00	0,295	0,000	-2,561
B32	08GMEY MAX	3,450	0,00	9,32	0,00	0,295	0,000	-5,141
B32	08GMEY MIN	0,150	0,00	0,97	0,00	0,086	0,000	3,094

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Column Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

Après la modélisation et l'analyse automatique par le logiciel Etabs, Nous passons à la vérification des exigences de RPA. Le fichier résultats est envoyé en annexe .

Chapitre IV : Modélisation de la structure

Tableau IV.5 :

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	1SS	C1	ELS	0,000	-556,53	-7,30	-1,50	-0,001	-0,87
	1SS	C1	ELS	1,305	-549,93	-7,30	-1,50	-0,001	1,08
	1SS	C1	ELS	2,610	-543,32	-7,30	-1,50	-0,001	3,04
	1SS	C1	ELU	0,000	-766,94	-10,15	-2,09	-0,001	-1,21
	1SS	C1	ELU	1,305	-758,02	-10,15	-2,09	-0,001	1,51
	1SS	C1	ELU	2,610	-749,10	-10,15	-2,09	-0,001	4,23
	2SS	C1	ELS	0,000	-605,66	-5,71	0,54	-0,001	0,46
	2SS	C1	ELS	1,305	-599,05	-5,71	0,54	-0,001	-0,23
	2SS	C1	ELS	2,610	-592,45	-5,71	0,54	-0,001	-0,93
	2SS	C1	ELU	0,000	-834,66	-7,94	0,74	-0,001	0,64
	2SS	C1	ELU	1,305	-825,74	-7,94	0,74	-0,001	-0,32
	2SS	C1	ELU	2,610	-816,83	-7,94	0,74	-0,001	-1,30
	3SS	C1	ELS	0,000	-654,31	-6,13	-0,01	-0,001	0,20
	3SS	C1	ELS	1,305	-647,70	-6,13	-0,01	-0,001	0,21
	3SS	C1	ELS	2,610	-641,09	-6,13	-0,01	-0,001	0,23
	3SS	C1	ELU	0,000	-901,73	-8,53	-0,01	-0,001	0,28
	3SS	C1	ELU	1,305	-892,82	-8,53	-0,01	-0,001	0,30
	3SS	C1	ELU	2,610	-883,90	-8,53	-0,01	-0,001	0,32

➤ **Efforts internes dans les voiles**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Tableau IV.6 :

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
▶	4SS	W4	Wall	481	59	ELS	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	60	ELS	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	60	ELS	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	59	ELS	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	59	ELU	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	60	ELU	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	60	ELU	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	59	ELU	Combination	-	
	4SS	W4	Wall	481	59	08GEX	Combination	Max	
	4SS	W4	Wall	481	60	08GEX	Combination	Max	
	4SS	W4	Wall	481	60	08GEX	Combination	Max	
	4SS	W4	Wall	481	59	08GEX	Combination	Max	
	4SS	W4	Wall	481	59	08GEX	Combination	Min	
	4SS	W4	Wall	481	60	08GEX	Combination	Min	
	4SS	W4	Wall	481	60	08GEX	Combination	Min	
	4SS	W4	Wall	481	59	08GEX	Combination	Min	
	4SS	W4	Wall	481	59	08GMEX	Combination	Max	
	4SS	W4	Wall	481	60	08GMEX	Combination	Max	

IV.4. Etude du contreventement :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS version 9.7

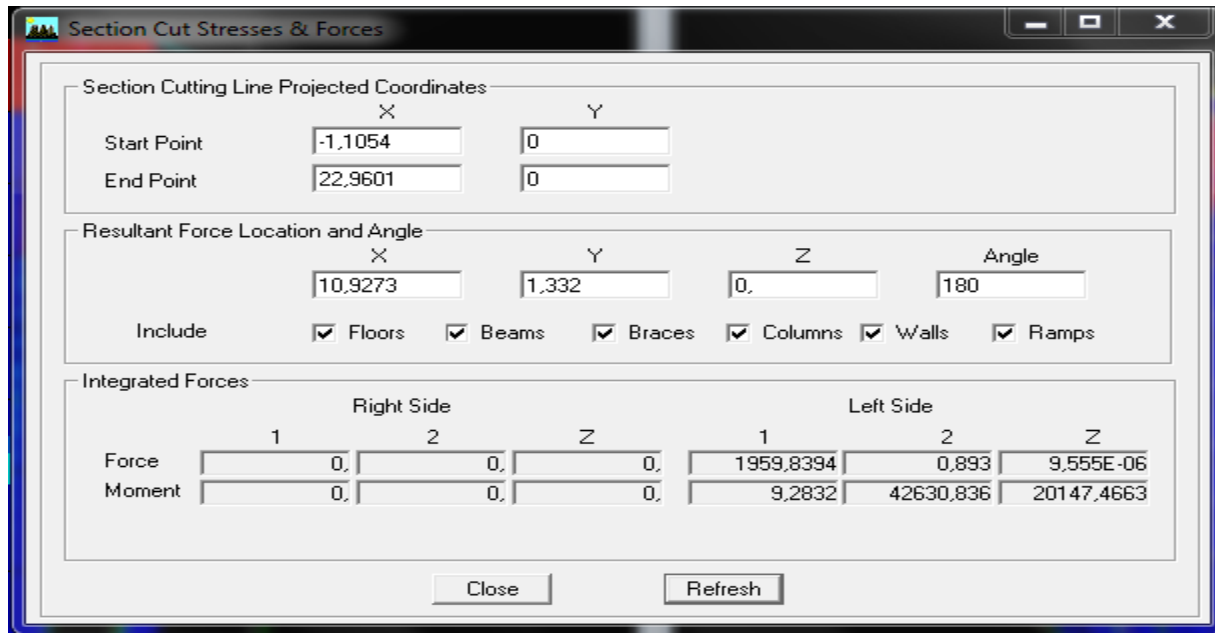


Fig. IV.9 . Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de Ex.

Sens x- x :

On a : 1959.8394 \longrightarrow 100 %
 1598.3002 \longrightarrow X

X : étant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{1598.3002 \times 100}{1959.8394} = 81.55\%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **81.55%**

Effort repris par les portiques = **18.45%**

Chapitre IV : Modélisation de la structure

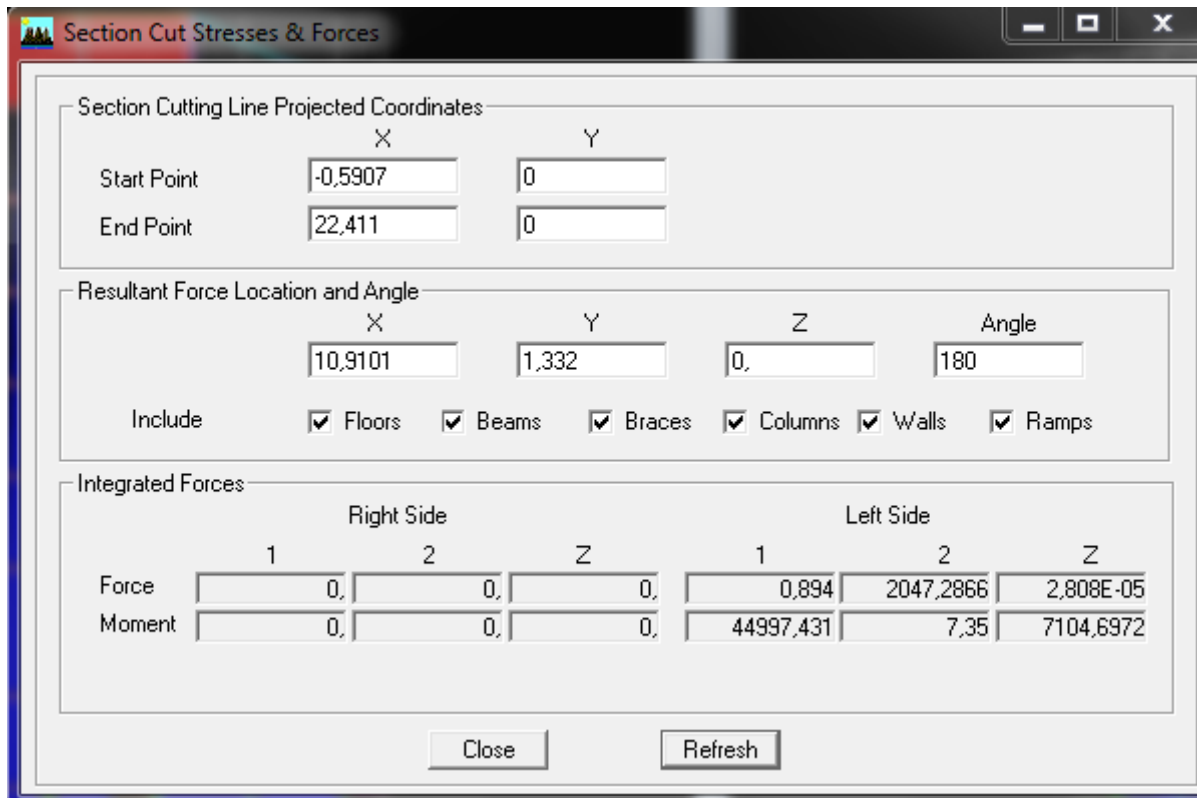


Fig. IV.10 . Figure donnant l'effort tranchant à la base sous l'action de Ey

Sens y- y :

On a : 2047.2866 \longrightarrow 100 %

1909.224 \longrightarrow X

X : étant le % des efforts repris par les voiles.

$$X = \frac{1909.224 \times 100}{2047.2866} = 93.74 \%$$

Donc : Effort repris par les voiles = **93.74 %**

Effort repris par les portiques = **6.74%**

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, la structure est contreventée par **voiles**

Chapitre V : Vérification RPA

V.1. Estimation de la période fondamentale de la structure :

(Art4.2.4 /RPA99. V 2003) :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_t h_N^{(3/4)} ; 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

$h_N = 34.84\text{m}$.

CT : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. **Cas n° 4** : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie $\rightarrow CT = 0.05$

D : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On doit vérifier que : $T_{mse} \geq T_{ETABS}$

Périodes données par l'ETABS sont :

$$\begin{cases} T1(xx) = 0.8747\text{s (mode1).} \\ T2(yy) = 0.7650\text{ s (mode2).} \end{cases}$$

Période donnée par les formules empiriques est :

➤ Sens x-x:

$$\begin{cases} T_{y1} = CT (h_N)^{3/4} = 0.05(34.84)^{3/4} = 0.717\text{s} \\ T_{y2} = 0.09 \frac{34.84}{\sqrt{18}} = 0.7391\text{ s} \end{cases}$$

$$T_{emp} = \min (T_{x1}; T_{x2}) = 0.717\text{s.}$$

Chapitre V : Vérification RPA

$$T_{mse} = T_{emp} + 30\% T_{emp} = 0.717 + 0.2157 = 0.9347 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T_{mse} = \mathbf{0.9321 \text{ s}} > T_1 = \mathbf{0.8747 \text{ s}}.$$

➤ **Sens y-y :**

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{y1} = CT (hN)^{3/4} = 0.05(34.84)^{3/4} = 0.717 \text{ s} \\ T_{y2} = 0.09 \frac{34.84}{\sqrt{20}} = 0.701 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$T_{emp} = \min (T_{y1}; T_{y2}) = \mathbf{0.701 \text{ s}}.$$

$$T_{mse} = T_{emp} + 30\% T_{emp} = 0.701 + 0.2103 = 0.9113 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } T_{mse} = \mathbf{0.9113 \text{ s}} > T_2 = \mathbf{0.7650 \text{ s}}.$$

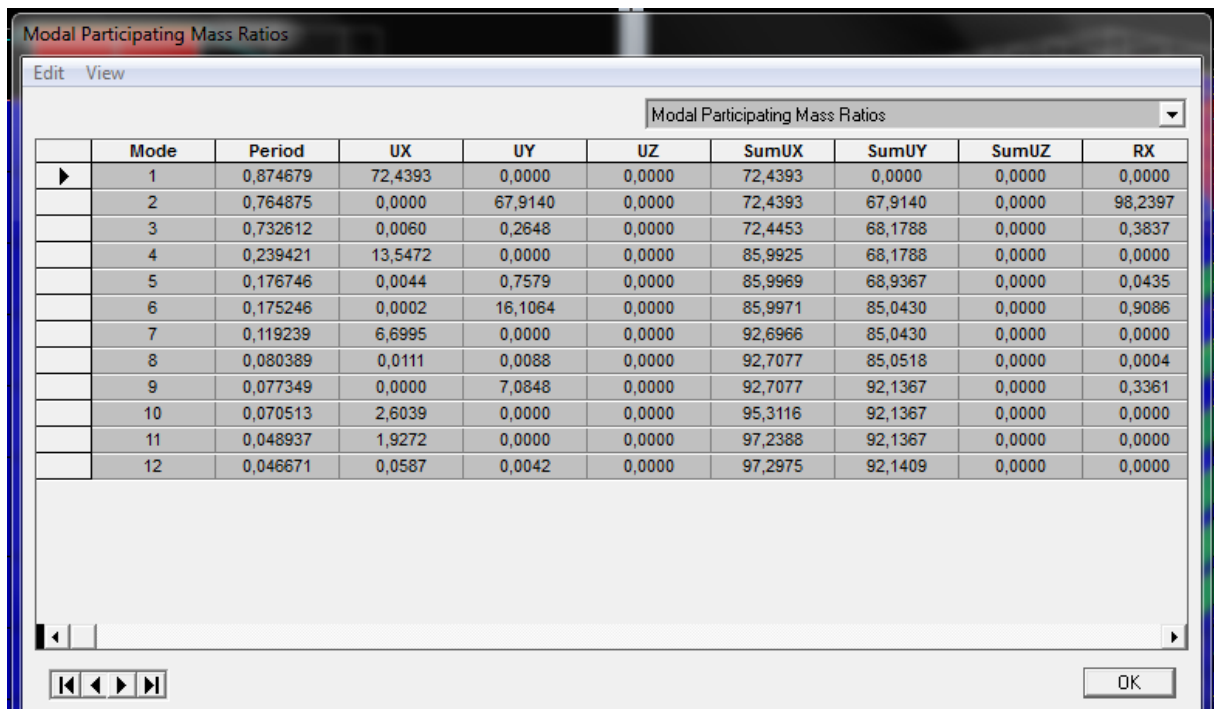
V.2 . Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions Orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 Version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Chapitre V : Vérification RPA

Tableau V.1 : Période et participation massique.



The screenshot shows a software window titled "Modal Participating Mass Ratios" with a table of data. The table has 10 columns: Mode, Period, UX, UY, UZ, SumUX, SumUY, SumUZ, and RX. The data is as follows:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,874679	72,4393	0,0000	0,0000	72,4393	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,764875	0,0000	67,9140	0,0000	72,4393	67,9140	0,0000	98,2397
3	0,732612	0,0060	0,2648	0,0000	72,4453	68,1788	0,0000	0,3837
4	0,239421	13,5472	0,0000	0,0000	85,9925	68,1788	0,0000	0,0000
5	0,176746	0,0044	0,7579	0,0000	85,9969	68,9367	0,0000	0,0435
6	0,175246	0,0002	16,1064	0,0000	85,9971	85,0430	0,0000	0,9086
7	0,119239	6,6995	0,0000	0,0000	92,6966	85,0430	0,0000	0,0000
8	0,080389	0,0111	0,0088	0,0000	92,7077	85,0518	0,0000	0,0004
9	0,077349	0,0000	7,0848	0,0000	92,7077	92,1367	0,0000	0,3361
10	0,070513	2,6039	0,0000	0,0000	95,3116	92,1367	0,0000	0,0000
11	0,048937	1,9272	0,0000	0,0000	97,2388	92,1367	0,0000	0,0000
12	0,046671	0,0587	0,0042	0,0000	97,2975	92,1409	0,0000	0,0000

La somme des masses modales dans le 9^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d’où la condition du RPA est vérifiée.

V.3. Vérification de l’effort tranchant a 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_{mse} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{mse} \leq 0.8 V_t$; il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ...) dans le rapport $0.8V_t / V_D$

Chapitre V : Vérification RPA

✚ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{mes} = \frac{A D Q}{R} W_T \quad \text{RPA 99 (4-1)}$$

• Calcul des coefficients A, D, Q, et R :

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Groupe d'usage : 2} \\ - \text{Zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15 \text{ (Tab 4.1).}$$

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement donné par le (Tab 4.3), **R = 4** (portiques contreventés par des voiles).

• Calcul du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \Sigma P q$$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA

Chapitre V : Vérification RPA

Tableau.V.2 : Valeurs de pénalités Pq dans les deux sens.

Pénalité Pq :		
Critère :	Observé :	Non observé :
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Conditions minimales sur les fils de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:	0	/

Donc : $Q = 1+0.05 = 1.05$

- Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS :

Le poids totale de la structure est : $W_t = 45884.62KN$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T) :

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times (T_2 / 3)^{2/3} \times (3/T) & \rightarrow T \leq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau

(Tab 4.7) de RPA99 : Site ferme $\rightarrow S_2 \rightarrow T_2 = 0.4 s$

Chapitre V : Vérification RPA

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du Type de structure et de l'importance des remplissages. (Tab 4-2)

Le système est constitué par voiles $\rightarrow \xi = 10(\%)$

D'où : $\eta = 0.76 \geq 0.70 \rightarrow$ vérifiée.

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Sens x-x :

$$D_x = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times (0.4 / 0.8747)^{2/3} = 1.13$$

Sens y-y :

$$D_y = 2.5 \times \eta \times (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \times (0.4 / 0.7650)^{2/3} = 1.23$$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et Wt sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.3 :

Paramètre :	Valeur :	Article du RPA :
Coefficient de zone A	0.15	Tablea 4.1
Facteur de qualité Q	1.05	Tablea 4.4
Période caractéristique T	0.4	Tablea 4.7
Poids total de la structure Wt	45884.62 KN	/
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3
Facteur d'amplification D	Dx	formule 4.2
	Dy	

Chapitre V : Vérification RPA

Sens x-x :

$$V_{\text{mes}} = \frac{A D_x Q}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1.13 \times 1.05}{4} \times 45884.62 = \mathbf{2041.58 \text{ KN.}}$$

$$V'_{\text{mes}} = 80\% \times V_{\text{mes}} = 0.8 \times 2041.58 = \mathbf{1633.26 \text{ KN.}}$$

Sens Y-Y:

$$V_{\text{mes}} = \frac{A D_y Q}{R} W_T = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.05}{4} \times 45884.62 = \mathbf{2222.24 \text{ KN.}}$$

$$V'_{\text{mes}} = 80\% \times V_{\text{mes}} = 0.8 \times 2222.24 = \mathbf{1777.79 \text{ KN.}}$$

❖ Vérification :

Sens x-x :

$$V_{\text{etabs}} = \mathbf{1959.84} > V'_{\text{mes}} = \mathbf{1633.26 \text{ KN.}}$$

Sens Y- Y :

$$V_{\text{etabs}} = \mathbf{2047.29 \text{ KN}} > V'_{\text{mes}} = \mathbf{1777.79 \text{ KN.}}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

Chapitre V : Vérification RPA

V. 4) Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), 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.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :

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

Avec : δ_{ek} : Déplacement dû 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 :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau. V.4 : Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Niveau	$\delta_k X$ (m)	$\delta_k Y$ (m)	$\Delta_k X$ (m)	$\Delta_k Y$ (m)	1% h (m)	Vérification
11	0.0144	0.0128	0.0001	0.0003	0.0305	cv
10	0.0143	0.0125	0.0011	0.0014	0.0306	cv
09	0.0133	0.0111	0.0012	0.0014	0.0306	cv
08	0.0121	0.0097	0.0015	0.0015	0.0306	cv
07	0.0106	0.0082	0.0016	0.0015	0.0306	cv
06	0.009	0.0067	0.0017	0.0015	0.306	cv
05	0.0073	0.0052	0.0025	0.0019	0.0425	cv
04	0.0048	0.0033	0.0017	0.0013	0.0306	cv
03	0.0031	0.002	0.0014	0.001	0.0306	cv
02	0.0017	0.001	0.0012	0.0007	0.0306	cv
01	0.0005	0.0003	0.0005	0.0003	0.0306	cv

Chapitre V : Vérification RPA

V.5.Déplacement maximal :

O n doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de Ex :

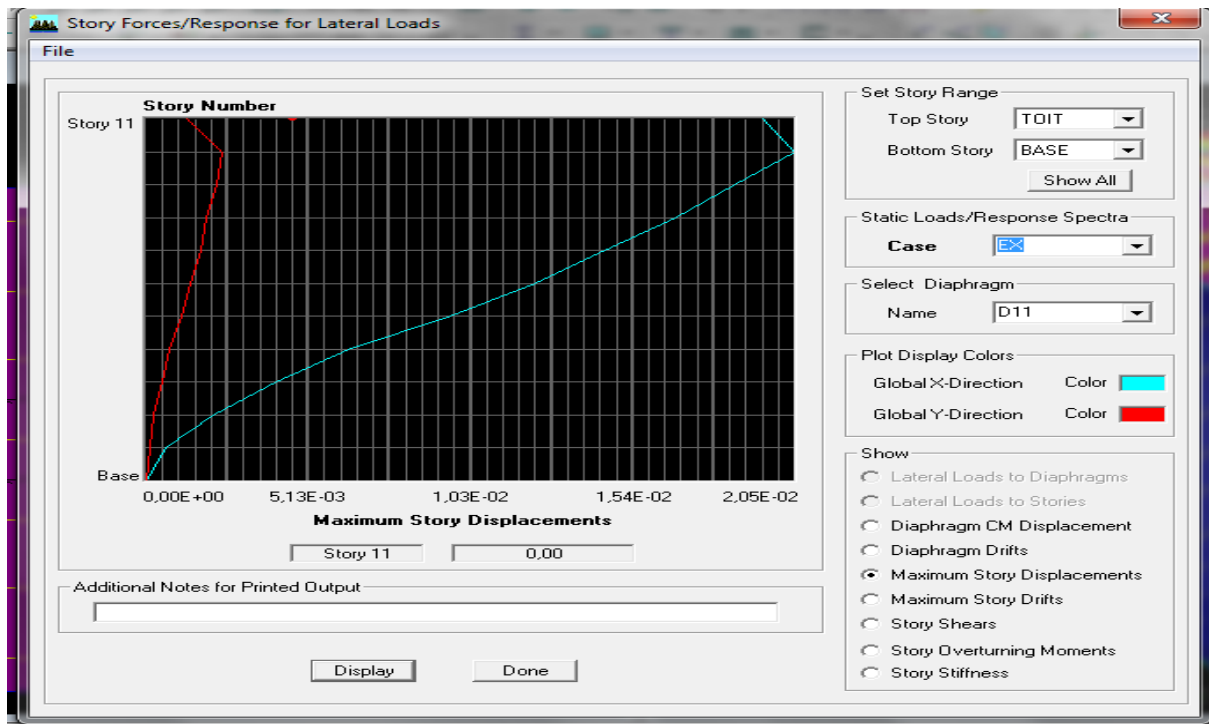


Fig. V.1. :Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{max} = 0.0144\text{m}$; $f = h_t / 500 = 34.84/500 = 0.06968 \text{ m}$ → Condition vérifiée.

Chapitre V : Vérification RPA

Sous l'action de E_y :

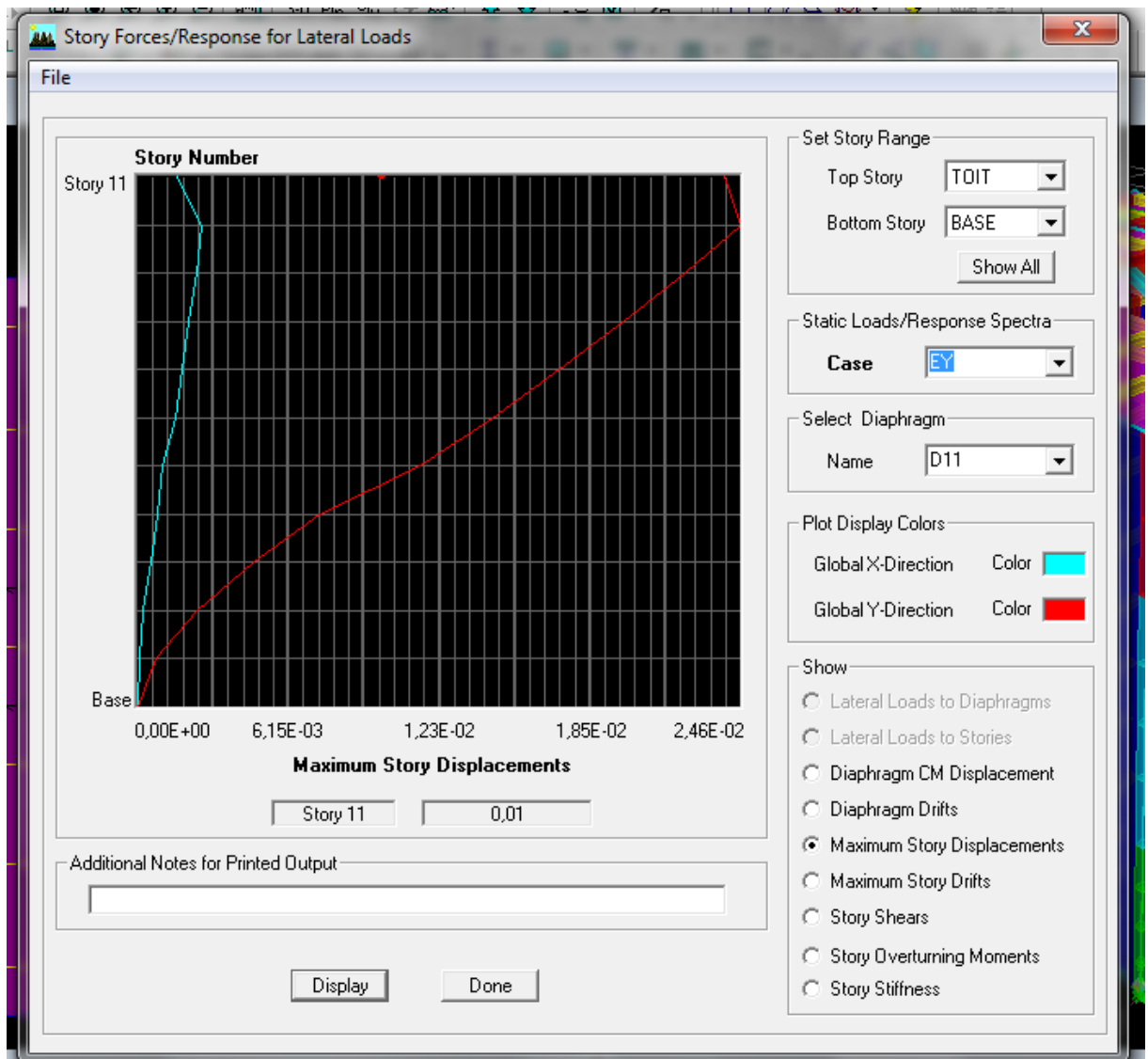


Fig. V.2. Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta_{\max} = 0.0128 \text{ m}$; $f = ht / 500 = 34.84/500 = 0.06968 \text{ m}$ → **Condition vérifiée.**

Chapitre V : Vérification RPA

V.6.Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Suivant le sens x-x : $L_x = 18 \text{ m}$

On doit vérifier que : $|\text{CM} - \text{CR}| \leq 5\% L_x$

Tableau V.5 : Excentricité suivant x-x

Niveaux	Diaphragme	XCM	XCR	CM -CR	5% Lx	Vérification
1	D1	8.781	8.804	- 0.023	0.9	cv
2	D2	8.781	8.81	- 0.029	0.9	cv
3	D3	8.781	8.815	- 0.034	0.9	cv
4	D4	8.781	8.82	- 0.039	0.9	cv
5	D5	8.783	8.842	- 0.059	0.9	cv
6	D6	8.782	8.828	- 0.046	0.9	cv
7	D7	8.782	8.831	- 0.049	0.9	cv
8	D8	8.782	8.843	- 0.061	0.9	cv
9	D9	8.784	8.836	- 0.052	0.9	cv
10	D10	8.784	8.837	- 0.053	0.9	cv
11	D11	8.821	8.833	- 0.012	0.9	cv

Chapitre V : Vérification RPA

Suivant le sens x-x : $L_y = 20 \text{ m}$

On doit vérifier que : $|\text{CM} - \text{CR}| \leq 5\% L_y$

Tableau V.6. Excentricité suivant y-y

Niveaux	Diaphragme	Y _{CM}	Y _{CR}	CM - CR	5% L _y	Vérification
1	D1	10.387	9.806	0.581	1	cv
2	D2	10.387	9.83	0.557	1	cv
3	D3	10.387	9.842	0.545	1	cv
4	D4	9.78	9.841	- 0.061	1	cv
5	D5	9.78	9.828	- 0.048	1	cv
6	D6	9.78	9.82	- 0.04	1	cv
7	D7	9.78	9.813	-0.033	1	cv
8	D8	9.78	9.807	- 0.027	1	cv
9	D9	9.78	9.03	0.75	1	cv
10	D10	9.78	9.8	- 0.02	1	cv
11	D11	9.755	9.795	- 0.04	1	cv

V.7 .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 :

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$N_d = 1239.39 \text{ KN}$.

B_c : l'aire de la section de béton (section brute).

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{1216.39}{0.45 \times 0.45 \times 25} 10^{-3} = 0.24 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.8 . Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Il y'a deux types d'effet P-Delta

- Le grand effet P-U : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P- δ : Considéré au niveau des éléments de la structure

Chapitre V : Vérification RPA

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1$$

- Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2^{eme} ordre sont négligés.
- Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_k)$.
- $\theta_k < 0.20$ Si la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « K ».

L'évaluation de cet effet du 2^{eme} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

Chapitre V : Vérification RPA

Tableau V.7: Vérification de l'effet P-Delta.

Niv	P _K (KN)	Δ _{Kx} m	Δ _{Ky} m	V _{Kx} KN	V _{Ky} KN	h _K m	θ _{Kx}	θ _{Ky}	Vérification
11	503.51	0.0001	0.0003	96.36	101.92	3.05	0.0001	0.0004	cv
10	4362.46	0.0011	0.0014	493.84	546.65	3.06	0.003	0.003	cv
09	8729.96	0.0012	0.0014	790.21	870.06	3.06	0.004	0.004	cv
08	13097.11	0.0015	0.0015	1033.49	1109.43	3.06	0.006	0.005	cv
07	17575.96	0.0016	0.0015	1243.92	1323.57	3.06	0.007	0.0006	cv
06	22054.8	0.0017	0.0015	1430.1	1519.05	3.06	0.008	0.007	cv
05	26533.64	0.0025	0.0019	1602.55	1690.62	4.25	0.009	0.007	cv
04	31102.37	0.0017	0.0013	1723	1804.46	3.06	0.01	0.007	cv
03	35578.54	0.0014	0.001	1826.79	1917.8	3.06	0.089	0.006	cv
02	40054.7	0.0012	0.0007	1910.81	2008.93	3.06	0.002	0.004	cv
01	44530.87	0.0005	0.0003	1959.84	2047.29	3.06	0.003	0.002	cv

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Chapitre V : Vérification RPA

V.9.Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La structure est contreventée par voiles
- La période fondamentale est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant a la base est vérifié
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS Pour les cas suivants :

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

Situation :	Fe (MPa)	f _{C28} (Mpa)	γ _b	γ _s	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
Durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Accidentelle	400	25	1.5	1	18.48	400

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et moment correspondant : $N_{\max} - M_{\text{corr}}$.
- Effort normal minimal et moment correspondant : $N_{\min} - M_{\text{corr}}$.
- Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant : $M_{\max} - N_{\text{corr}}$.

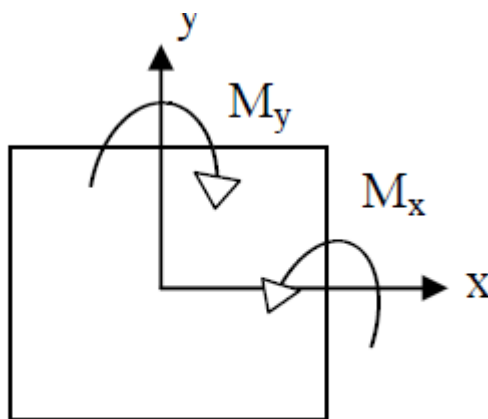


Fig VI.1 :sollicitations

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

VI.1. Combinaisons de calcul :

- **BAEL.91/modif 99 :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

- **RPA.99/modif 2003 :**

$G + Q \pm E$

$0.8 G \pm E$

VI.2. Recommandation du RPA 2003 :

➤ **Les armatures longitudinales :**

✚ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

✚ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

❖ Le pourcentage minimal d'armatures sera **0.8% $b \times h$** en zone IIa :

- Poteau : (45x45) : $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$.

- Poteau : (40x40) : $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$.

- Poteau : (35x 35) : $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$.

- Poteau : (30x 30) : $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$.

❖ Le pourcentage maximal en zone courante sera **4% $b \times h$** :

- Poteau : (45x45) : $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$.

- Poteau : (40x 40) : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.

- Poteau : (35x 35) : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$.

- Poteau : (30x 30) : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section des poteaux :(cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\% b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal :	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 0.04 \times b \times h$ (cm ²)
(45 x 45)	16.2	121.5	81
(40 x 40)	12.8	96.0	64
(35 x 35)	9.8	73.5	49
(30 x 30)	7.2	54	36

- ❖ Le diamètre minimal est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est $LR = 40 \Phi L$ min en zone II_a.
- ❖ La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.
- ❖ Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

➤ Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- ✓ Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- ✓ Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- ✓ Positionner les armatures longitudinales.

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante : (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales ; $f_e = 400$ [MPa].

A_t : Armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.50 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (10 \Phi_1 ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \Phi_1 \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec Φ_1 : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

❖ **La quantité d'armatures transversales minimale :**

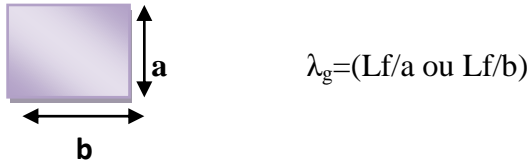
$$\frac{A_t}{b \times S_t} \text{ en \% , elle est donnée comme suit :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

❖ Calcul d'élanement géométrique :



Avec : « **a** » et « **b** » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

VI.3. Calcul des armatures à l'ELU :

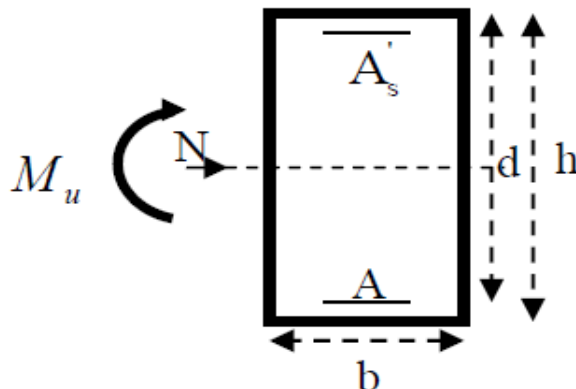
❖ Les armatures longitudinales :

○ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = M_u/N_u$



Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

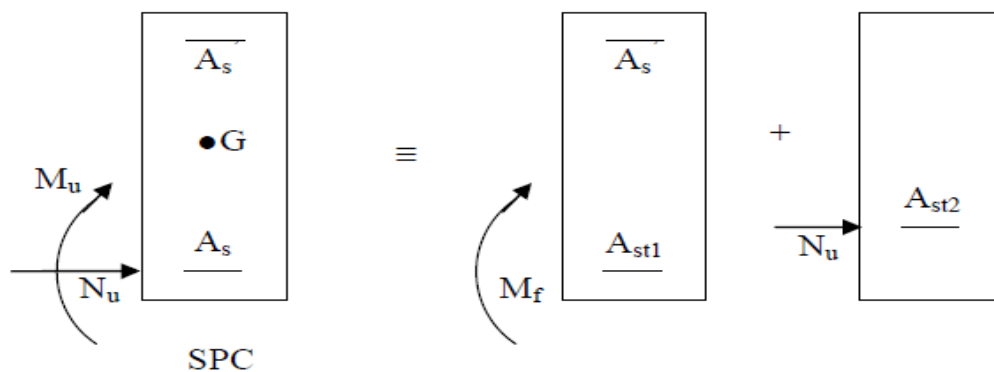
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = M_u / N_u \geq h/2 - c \\ (d - c') \times (N_u - M_f) \leq (0.337 - 0.81 x c' / h) \times b h^2 \times f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u (h/2 - c + e) = M_u + N_u (h/2 - c).$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = M_f / b d^2 f_{bc} \quad \text{avec : } f_{bc} = 0.85 f_{c28} / \theta \quad \gamma_b = 14.2 \text{ MPa.}$$

- Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) $\rightarrow \beta$.

$$A_1 = M_f / \beta d \sigma_s \quad . A' = A_1 - N_u / \sigma_s \quad \text{si l'effort est négatif.}$$

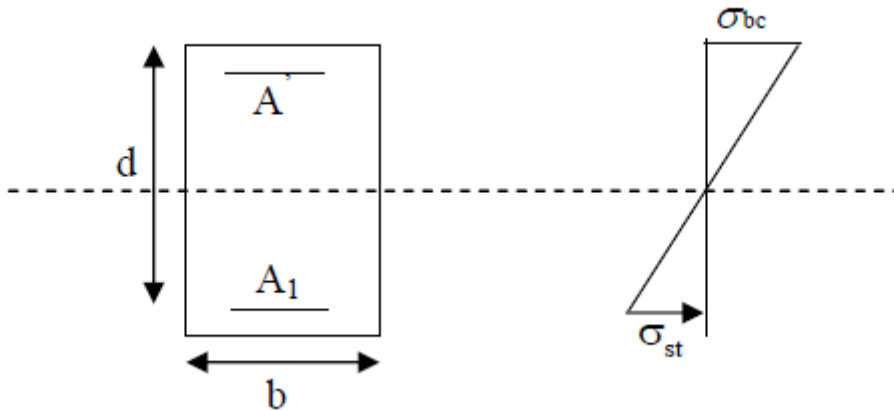
$$\text{Si } A_s \text{ est négatif } A_s \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0.23bh \frac{f_{c28}}{f_e} \right\}$$

- Si $\mu > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA)

On calcul:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = b d^2 f_{c28} \\ \Delta M = M - M_r \end{array} \right.$$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = M_r / \beta_r \sigma_s$$

$$A' = \Delta M / (d - c') \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa .}$$

La section réelle d'armature est : $A_s' = A'$, $A_s = A_1 - N_u / \sigma_s$.

b) Section entièrement comprimée : (SEC) :

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = M_u / N_u \leq (h/2 - c') \\ N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 c'/h) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ si : } (0.337 - 0.81 c'/h) b h^2 f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0.5 - c'/h) \cdot b h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = N_u - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} / 100 \cdot \sigma_s \quad , A_s = 0.$$

$$\text{Avec: } \Psi = \frac{0.3751 + (N_u(d - c') - M_f) / b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}{0.8571 - c'/h}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

2) si: $N_u (d-c') - M_f \geq (0.5-c'/h).b.h^2.f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{S'} = \frac{M_f - (d - 0.5h).b.h.f_{bc}}{(d - c').\sigma_s}; \quad A_s = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_s} - A_{S'}$$

- Si $e_u = M_u/N_u = 0$, (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = N_u - B.f_{bc} / \sigma_s$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} B : \text{Aire de la section du béton seul.} \\ \sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} \end{array} \right.$$

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : 4^{ème}, 3^{ème}, 2^{ème} et le 1^{er} sous-sol.

Zone II : RDC, 1^{er}, 2^{ème} et le 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème} et le 5^{ème} étage.

Zone IV : toiture.

✚ Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

VI.3. Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens.

Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	(h/2 -c) (m)	Obs :	As (cm ²)	As' (cm ²)
Zone I (45x45)	Nmax=-1678.43	M2cor= 0.541	-0.00032	0.205	SEC	0	0
		M3cor=- 11.671	0.00695	0.205	SEC	0	0
	Nmin=-218.79	M2cor =3.033	-0.01386	0.205	SEC	0	0
		M3cor=64.10 2	-0.29298	0.205	SPC	1.39	0
	Ncor=-547.95	M2max=36.3 85	-0.06640	0.205	SEC	0	0
	Ncor=-784.33	M3max=- 115.8	0.14774	0.205	SEC	0	0
Zone II (40x40)	Nmax=-831.33	M2cor =0.4	-0.00048	0.180	SEC	0	0
		M3cor=- 26.114	0.03141	0.180	SEC	0	0
	Nmin=-107.94	M2cor =28.799	-0.26580	0.180	SPC	0.66	0
		M3cor=- 13.954	0.12927	0.180	SEC	0	0
	Ncor=-398.18	M2max=36.1 6	-0.09081	0.180	SPC	0	0
	Ncor=-457.73	M3max =- 91.3	0.19965	0.180	SPC	1.86	0

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Zone III (35x35)	Nmax=-272.94	M2cor =0.311	-0.00113	0.155	SEC	0	0
		M3cor=-20.141	0.07379	0.155	SEC	0	0
	Nmin=55.01	M2cor =3.004	0.05460	0.155	SPC	0	0
		M3cor=16.962	0.30834	0.155	SPC	0.7	0
	Ncor=-143.17	M2max =-26.59	-0.18572	0.155	SPC	0.38	0
Ncor=-63.36	M3max=-55.85	0.88152	0.155	SPC	4,31	0	
Zone IV (30x30)	Nmax=170.52	M2cor =2.415	0.01416	0.130	SEC	0	0
		M3cor=-3.718	0.02180	0.130	SEC	0	0
	Nmin=-135.3	M2cor =0.897	-0.00662	0.130	SEC	0	0
		M3cor=-11.265	0.08326	0.130	SEC	0	0
	Ncor=-96.21	M2max=-9.294	0.09660	0.130	SEC	0	0
Ncor=-32.82	M3max =-18.5	0.56322	0.130	SPC	1.48	0	

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Tableau VI.4.Ferrailage des poteaux suivant les deux sens

Niveau :	Section (cm2)	As' (cm2)	As (cm2)	Amin (cm2)	Aadopté (cm2)	Choix de A
4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} et le 4 ^{ème} sous-sol.	Zone I (45x45)	0	0	16.2	20.61	4HA20 + 4 HA 16
RDC,1er,2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage.	Zone II (40x40)	0	1.86	12.8	14.2	4 HA 16 + 4 HA 14
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , étage.	Zone III (35x35)	0	4.31	9.8	12.32	8 HA 14
Toiture	Zone IV (30x30)	0	1.48	7.2	9.23	6HA14

➤ Vérfications à l'ELU :

✚ Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe Longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures Longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du **BAEL.91-modifié99**,

le diamètre des armatures transversales " " est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t = 1/3. \omega_{\max} = 16/3 = 5.33\text{mm. Soit } \omega_t = 8\text{mm.}$$

Φ_1^{\max} : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées a l'aide de la formule : $A_t/S_t = \rho_1 \times Tu / h_1 \times fe.$

Avec :

Tu : Effort tranchant de calcul.

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_1 : coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_1 = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique dans la direction considérée } \lambda g \geq 5 \\ \rho_1 = 3.75 \text{ dans le cas contraire.} \end{array} \right.$$

L'élanement géométrique (λg) est donné par la relation : $\lambda g = L_f/a = L_f/b$ ($a=b$).

Telle que : $L_f = 0.7 l_0$

L_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : longueur libre du poteau.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 286 \text{ cm pour les sous-sols et les étages courants.} \\ l_0 = 412 \text{ cm pour le RDC.} \end{array} \right.$$

Espacement des armatures transversales:

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement St des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $St \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \longrightarrow St = 10\text{cm}$.
- $St \leq 15\phi_l = 18\text{cm} \longrightarrow St = 15\text{cm}$.

Avec:

$\phi_l = 12 \text{ mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Calcul de λg et de A_t^{\min}

$A_t / t.b$ en % sera comme suit:

- si: $\lambda g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- si: $\lambda g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- si: $3 < \lambda g < 5 \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes.

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

➤ **Poteaux (30x30) :**

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 286/30 = 6.673 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2. \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (35x35) :**

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 286/35 = 5.72 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (40x40) :RDC**

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 412/40 = 7.21 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (40x40) :1^{er},2^{eme} et 3^{eme} étage ;**

$$\lambda_g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 286/40 = 5.005 \rightarrow \lambda_g > 5 \rightarrow A_t / (b \times s_t) = 0.3 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Poteaux (45x45) :**

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

$$\lambda g = l_f/a = 0.7 \times l_0/a = 0.7 \times 286/45 = 4.45 \rightarrow 3 < \lambda g < 5 \rightarrow \text{interpolation : } A_t / (b \times s_t) = 0.044 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_t \text{ min} = 0.0044 \times 45 \times 10 = 1.98 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t \text{ min} = 0.0044 \times 45 \times 15 = 2.97 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

✚ Sections des armatures transversales :

Tableau IV.5. Sections des armatures transversales.

	(45x45)	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème}	(35x35)	(30x30)
		(40x40)			
Efforts tranchants (KN)	73.22	31.9	58.7	35.41	12.21
Elancement géométrique λg	4.45	7.21	5.005	5.72	6.673
Coefficient correcteur ρ_1	3.75	2.5	2.5	2.5	2.5
A_t^{min} zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$)	1.98	1.20	1.20	1.05	0.9
A_t^{min} zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$)	2.97	1.80	1.80	1.575	1.35

D'après le tableau ci-dessus, $A_t^{\text{min}} > A_t \Rightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux seront Encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : ($4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$).

- les poteaux des 4 s-sol seront encadrées avec un cadre $\Phi 10$ et 1 losange $\Phi 10$ de sections transversales : ($4 \Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2$).

- les poteaux de RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étages et toiture seront encadrés avec un cadre $\Phi 8$ et 1 losange $\Phi 8$ de sections transversales : ($4 \Phi 8 = 2.1 \text{ cm}^2$).

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

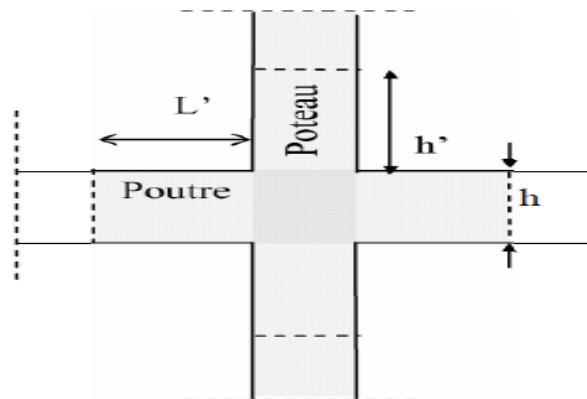
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur

Droite minimum de $10\Phi_t^{\min} = 8\text{cm}$.

✚ Longueur de recouvrement :

$L_R = 40 \Phi_1^{\min} = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$, soit : $L_R = 50\text{cm}$.

✚ Délimitation de la zone nodale :



FigVI. 2. Délimitation de la zone nodale.

- **Au niveau des poutres : $L' = 2 \times h$;**
 h : hauteur de la poutre
- **Au niveau des poteaux : $h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.**
 b_1 et h_1 : dimensions du poteau.
 h_e : hauteur entre nu des poutres.
 $h' = \max(402/6, 45, 45, 60\text{cm}) = 67\text{cm}$.
 $h' = \max(276/6, 45, 45, 60\text{cm}) = 60\text{cm}$.

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = 67\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux du RDC.} \\ h' = 60\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux des sous-sols et les différents étages.} \end{array} \right.$$

✚ **Longueur d'ancrage** : (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$L_s = f_e \times \Phi / 4 \times \tau_{su}; \quad \tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \cdot 25 = 2.1 \text{MPa}$$

$\psi = 1.5$ s = Pour les aciers à haute adhérence.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les HA12 : } L_s = 400 \times 1.2 / 4 (0.6 \times 1.5^2 \cdot 2.1) = 42.32 \text{cm ; soit } L_s = 45 \text{cm.} \\ \text{Pour les HA14 : } L_s = 400 \times 1.4 / 4 (0.6 \times 1.5^2 \cdot 2.1) = 49.38 \text{cm ; soit } L_s = 50 \text{cm} \\ \text{Pour les HA16 : } L_s = 400 \times 1.6 / 4 (0.6 \times 1.5^2 \cdot 2.1) = 56.44 \text{cm ; soit } L_s = 60 \text{cm} \end{array} \right.$$

✚ **Vérification au cisaillement** : (RPA Art 7-4-3-2) :

$$\tau_b = V_u / b d \leq \bar{\tau}_b = \rho_d \cdot f_{c28}; \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Tableau VI.6. vérification au cisaillement :

Niv	Vu	b (cm)	h (cm)	λg	Pd	τb (MPa)	$\bar{\tau} b$ (MPa)	Vérif
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} S-sols.	73.22	45	45	4.45	0.04	0.36	1.00	cv
RDC,	31.9	40	40	7.21	0.075	0.19	1.875	cv
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} Étages.	58.7	40	40	5.005	0.075	0.36	1.875	cv
4 ^{eme} , 5 ^{eme} Étages.	35.41	35	35	5.72	0.075	0.28	1.875	cv
Toiture.	12.21	30	30	6.673	0.075	0.13	1.875	cv

VI.4. Vérifications à l'ELS :

✚ Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.445x_d}{e_s - 0.185x_d} \times b d$$

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

Les résultats de vérification sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.7. Vérification de non fragilité dans les deux sens.

section	sollicitations	Nc (KN)	M (KN.m)	e (m)	h/6 (m)	Nature	Amin cm2	AS cm2	Vérif
45x45	Nmax	-1216.56	M2cor= 0.388	-0.00032	0.075	SEC	5.62	20.61	cv
			M3cor=-8.351	0.00686	0.075	SEC	5.62	20.61	cv
	Nmin	-534.88	M2cor=-0.576	0.00107	0.075	SEC	5.62	20.61	cv
			M3cor=-16.295	0.03046	0.075	SEC	5.62	20.61	cv
	Ncor	-848.42	M2max=-3.285	0.00087	0.075	SEC	5.62	20.61	cv
	Ncor	-736.17	M3max=-35.25	0.04788	0.075	SEC	5.62	20.61	cv
40x40	Nmax	-608.4	M2cor=0.288	-0.00047	0.067	SEC	4.42	14.2	cv
			M3cor=-18.793	0.03094	0.067	SEC	4.42	14.2	cv
	Nmin	-186.88	M2cor=0.135	-0.00072	0.067	SEC	4.42	14.2	cv
			M3cor=-27.917	0.14938	0.067	SPC	4.42	14.2	cv
	Ncor	-461.87	M2max=3.055	-0.00661	0.067	SEC	4.42	14.2	cv
	Ncor	-283.94	M3max=-29.65	0.10444	0.067	SPC	4.42	14.2	cv
35x35	Nmax	-199.16	M2cor=0.227	-0.00114	0.058	SEC	3.36	12.32	cv
			M3cor=-14.623	0.07342	0.058	SPC	3.36	12.32	cv
	Nmin	-5.09	M2cor=0.092	-0.01807	0.058	SEC	3.36	12.32	cv
			M3cor=-23.235	4.56483	0.058	SPC	3.52	12.32	cv
	Ncor	-75.90	M2max=1.502	-0.01978	0.058	SEC	3.36	12.32	cv
	Ncor	-86.97	M3max=-23.83	0.27408	0.058	SPC	2.42	12.32	cv

Chapitre VI : Ferrailage des poteaux

30x30	Nmax	-98.26	M2cor=0.658	-0.00669	0.05	SEC	2.44	9.23	cv
			M3cor=-8.185	0.08329	0.05	SEC	2.44	9.23	cv
	Nmin	94.63	M2cor=-2.039	-0.02154	0.05	SEC	2.44	9.23	cv
			M3cor=5.697	0.06020	0.05	SEC	2.44	9.23	cv
	Ncor	-69.50	M2max=-6.11	0.08791	0.05	SPC	2.44	9.23	cv
	Ncor	87.93	M3max=10.982	0.12489	0.05	SPC	2.44	9.23	cv

VI.5.Conclusion :

Le ferrailage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8. Ferrailage des poteaux

Zone	Niveau :	Section (cm2) :	Armatures longitudinaux :
Zone I	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} S-sols.	45x45	4 T20 + 4 T16
Zone II	RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage.	40x40	4 T16 + 4 T14
Zone III	4 ^{eme} , 5 ^{eme} , étage.	35x35	8 T14
Zone IV	Toiture	30x30	6T14

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

Introduction :

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a- 1.35G+1.5Q	ELU
G+Q	ELS
b- G+Q+E	RPA2003
0.8G±E	RPA2003

VII.1. Recommandation du RPA99 version 2003 :

a) Armatures longitudinales : ART (7.5.2.1)

- ✚ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 45 \times 35 = 7.875 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$

Poutres inclinée, de la toiture : $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

❖ En zone courante :

Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 35 = 56 \text{ cm}^2$

❖ En zone de recouvrement :

Poutre principale : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 35 = 94.5 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 35 = 84 \text{ cm}^2$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

- La longueur minimale de recouvrement et de $40\emptyset$ en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales : ART (7.5.2.2)

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

✚ L'espacement maximum entre les armatures transversales est donné comme suit :

$S_{\max}^t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\emptyset \right) \rightarrow$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow$ En zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale).

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

✓ Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Disposition constructive

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- à $1/5$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- à $1/4$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée

VII.2. Calcul des poutres à l'ELU :

❖ Armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- A_{st} : La section d'armatures tendues
- A_{sc} : La section d'armatures comprimées.
- moment de flexion M_u supporté par la section.

❖ Calcul du moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M}{b d^2 \times f_{bu}}$$

❖ Calcul du moment réduit limite (μ_1) :

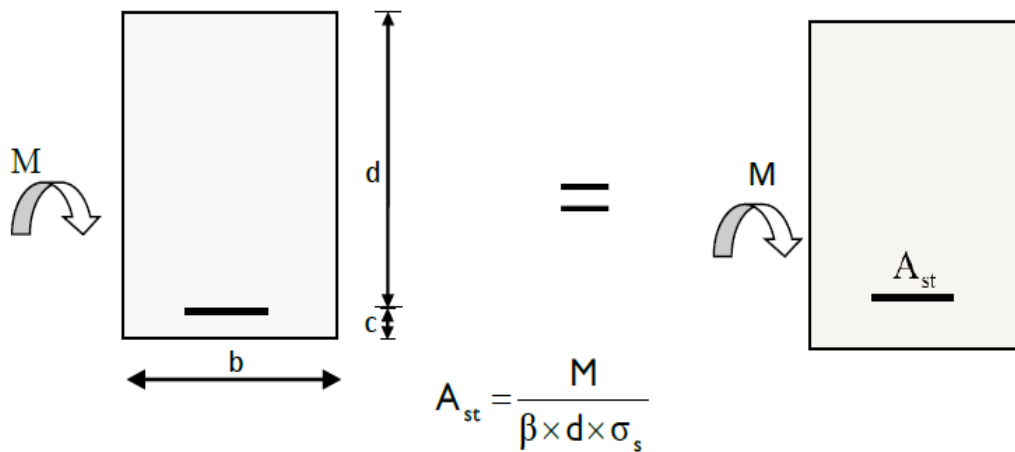
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

❖ On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

- 1er cas : $\mu \leq \mu_1 \rightarrow$ Section simplement armée (SSA)

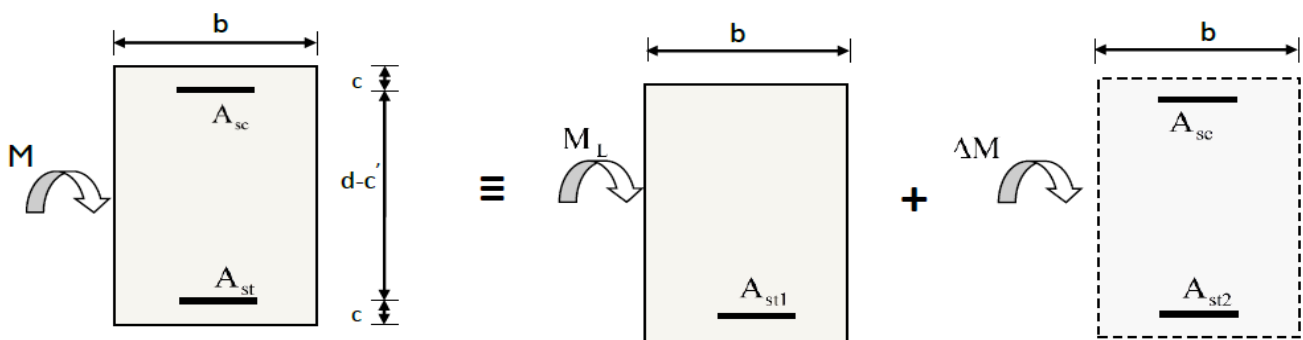
Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.

Chapitre VII : Ferrailages des poutres



- 2ème cas : $\mu \geq \mu_1$ → Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

❖ Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

• Poutres principales :

Zone	combinaison	M_{\min}	M_{\sup}
1	ELU	-89.985	60.263
	ACC	-145.011	102.211
2	ELU	-84.47	52.329
	ACC	-151.66	105.499
3	ELU	-86.718	57.808
	ACC	-120.714	66.664
4	ELU	-22.334	11.87
	ACC	-28.337	10.099

• Poutres secondaires :

Zone	combinaison	M_{\min}	M_{\max}
1	ELU	-31.762	21.676
	ACC	-126.015	91.8
2	ELU	-45.106	32.945
	ACC	-123.701	91.605
3	ELU	-51.956	41.631
	ACC	85.239	65.89
4	ELU	14.813	13.229
	ACC	14.092	15.966

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

- **Poutres inclinée :**

Zone	combinaison	M _{min}	M _{max}
Toiture	ELU	-2.90	8.98
	ACC	- 2.79	8.37

❖ En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

Remarque : Le ferrailage des poutres se fait par zones tel que :

ZONE1 : 1^{er} sous sol au 4^{eme} sous sol .

ZONE2 : RDC au 3^{eme} étage.

ZONE3: 4^{eme} étage au 5^{eme} étage .

ZONE4:toiture .

- ❖ **Exemple de calcul :**

Poutre principale (35, 45) Zone 1 en travée.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_{\max}^u}{b d^2 \times f_{bc}} = \frac{102.21 \times 10^6}{350 \times 425^2 \times 14.2} = 0.113 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

Pour $\mu = 0.113 \rightarrow \beta = 0.912$

$$A_{cal} = \frac{M_u^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{93.209 \times 10^5}{0.912 \times 42.5 \times 348 \times 10^2} = 7.38 \text{ cm}^2$$

Ferrailage des poutres a l'ELU :

Le ferrailage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

A) Poutres principales :

Zone	Nature	M_u^{max} (KN.m)	μ	obs	A_{cal} (cm^2)	A_{min}	A_{adop}	Choix des barres
Zone1	travée	102.21	0.113	SSA	7.38	7.875	12.06	3HA16+3HA16
	appuis	145.011	0.161	SSA	10.8	7.875	12.06	3HA16+3HA16
Zone2	travée	105.499	0.116	SSA	7.63	7.875	12.06	3HA16+3HA16
	appuis	151.66	0.168	SSA	11.35	7.875	12.06	3HA16+3HA16
Zone3	travée	66.664	0.074	SSA	4.7	7.875	9.23	3HA14+3HA14
	appuis	120.714	0.134	SSA	8.83	7.875	9.23	3HA14+3HA14
Zone4	travée	16.87	0.034	SSA	1.45	7.875	9.23	3HA14+3HA14
	appuis	15.099	0.030	SSA	1.30	7.875	9.23	3HA14+3HA14

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

B) Poutres secondaires :

Zone	Nature	M_u^{Max} (KN.m)	μ	obs	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Choix des barres
Zone1	travée	91.8	0.132	SSA	7.59	7	10.65	3HA16+3AH14
	appuis	124.015	0.177	SSA	10.59	7	10.65	3HA16+3HA14
Zone2	travée	91.605	0.131	SSA	7.58	7	10.65	3HA16+3HA14
	appuis	123.701	0.177	SSA	10.56	7	10.65	3HA16+3HA14
Zone3	travée	65.89	0.094	SSA	5.32	7	9.23	3HA14+3HA14
	appuis	85.239	0.121	SSA	7.01	7	9.23	3HA14+3HA14
Zone4	travée	15.966	0.031	SSA	1.44	7	9.23	3HA14+3HA14
	appuis	14.813	0.024	SSA	1.33	7	9.23	3HA14+3HA14

C) Poutres inclinée :

Zone	Nature	M_u^{max} (KN.m)	μ	obs	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Choix des barres
Tioture	travée	8.98	0.019	SSA	0.8	5.25	6.78	3HA12+3HA12
	appuis	2.98	0.006	SSA	0.26	5.25	6.78	3HA12+3HA12

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

VII.3.Vérification à l'ELU :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

❖ Poutres principales de (35x45) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 42.5 \frac{2.1}{400} = 1.796 \text{ cm}^2$$

❖ Poutres secondaires de (35x 40) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 35 \times 37.5 \frac{2.1}{400} = 1.548 \text{ cm}^2$$

❖ Poutres inclinée de(30 x35) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times 30 \times 32.5 \frac{2.1}{400} = 1.177 \text{ cm}^2$$

$A_{adop} > A_{min} \rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u ; prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

Avec : T_{\max} : effort tranchant max a l'ELU

❖ Poutres principales : (35X45) :

$$T_{\max}=128.49. [\text{KN}] \rightarrow \tau_u = \frac{128.49 \times 10}{35 \times 42.5} = 0.864 \text{ Mpa}$$

❖ Poutres secondaires : (35X40) :

$$T_{\max}=69.97 [\text{KN}] \rightarrow \tau_u = \frac{69.97 \times 10}{35 \times 37.5} = 0.533 \text{ Mpa.}$$

Poutres inclinée :

$$T_{\max}=8.45 [\text{KN}] \rightarrow \tau_u = \frac{8.45 \times 10}{30 \times 32.5} = 0.086 \text{ Mpa.}$$

✚ Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21) :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

❖ Poutres principales :

$$\tau_u = 0.864 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

❖ Poutres secondaires :

$$\tau_u = 0.533 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Poutres inclinée :

$$\tau_u = 0.086 \text{ Mpa} < 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

✚ Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL91 Art A.5.1.32):

• Influence sur le béton :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_u \leq \overline{T_u} = 0.40 \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ Poutres principales :

$$\overline{T_u} = 0.40 \frac{0.9 \times 0.425 \times 0.35 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 892.5 \text{ KN.}$$

$$T_u = 128.49 \text{ KN} < \overline{T_u} = 892.5 \text{ KN.} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\overline{T_u} = 0.40 \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.35 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 787.5 \text{ KN.}$$

$$T_u = 67.97 \text{ KN} < \overline{T_u} = 787.5 \text{ KN.} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ Poutres inclinée :

$$\overline{T_u} = 0.40 \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.30 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ KN.}$$

$$T_u = 8.45 \text{ KN} < \overline{T_u} = 585 \text{ KN.} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

- **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à : $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}$

D'où : $A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$.

- Si $T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \rightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- **Poutres principales :**

$$128.49 - \frac{89.985}{0.9 \times 0.425} = -106.76 < 0$$

- **Poutres secondaires :**

$$67.97 - \frac{85.239}{0.9 \times 0.375} = -184.59 < 0$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

Conclusion :

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

(BAEL91 Art.6.1. 3) :

- La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}, \text{ Avec } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA. (coefficient de scellement).}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

- La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i}$$

Avec :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

$\sum u_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

❖ Poutres principales :

$$3HA16 + 3HA16 \rightarrow \sum u_i = 30.14 \text{ cm .}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{126.49 \times 10^3}{0.9 \times 425 \times 301.4} = 1.097 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires :

$$3HA14 + 3HA16 \rightarrow \sum u_i = 28.26 \text{ cm .}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{67.97 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 282.6} = 0.712 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres inclinée :

$$3HA12 + 3HA12 \rightarrow \sum u_i = 22.608 \text{ cm .}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{8.45 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 226.08} = 0.127 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_{se} = 3.33 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

c) Ancrage des aciers :

▪ Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

▪ Calcul de la longueur de scellement au droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_{se}} = 0.6 \Psi^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Pour les T16 : } L_s = \frac{0.016 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.5643 \text{ m} = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T14 : } L_s = \frac{0.014 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4938 \text{ m} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les T12 : } L_s = \frac{0.012 \times 400}{4 \times 2.835} = 0.4232 \text{ m} = 42.32 \text{ cm}$$

✚ Les règles du (*BAEL 91 Art. A.6.1*) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à (**0.4 LS**) pour les aciers H.A.

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22.572 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19.752 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16.928 \text{ cm}$

d) Calcul des armatures transversales :

a) poutres principales (35x40) :

D'après le (BAEL 91 modifiées 99.art .A.7.2.2) le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.28 ; 1.4 ; 3.5 \} \text{ cm}$$

ϕ_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$.

Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

❖ Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale** : (appui) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l ; 30 \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{45}{4} ; 12 \times 1.4 ; 30 \right) = (11.25 ; 16.8 ; 30) \text{ cm}$$

Soit : **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

➤ **Zone courante** : (travée) :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S'_t = 15 \text{ cm}$$

b)- poutres secondaires (35x40)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1.14 ; 1.4 ; 3.5 \} \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$.

Soit $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

❖ Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale** : (appui) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 ; 30 \right) = (10 ; 14.4 ; 30) \text{ cm}$$

Soit : **St=10cm.**

➤ **Zone courante** : (travée) :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S'_t = 15 \text{ cm}$$

❖ Poutres inclinée :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 1 ; 1.2 ; 3 \} \text{ cm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un cadre et un étrier de $\Phi 8$.

Soit **At= 4HA8 = 2,01 cm².**

❖ Calcul des espacements :

➤ **Zone nodale** : (appui) :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \right) \text{ cm} = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 ; 30 \right) = (8.75 ; 14.4 ; 30) \text{ cm}$$

Soit : **St=10cm.**

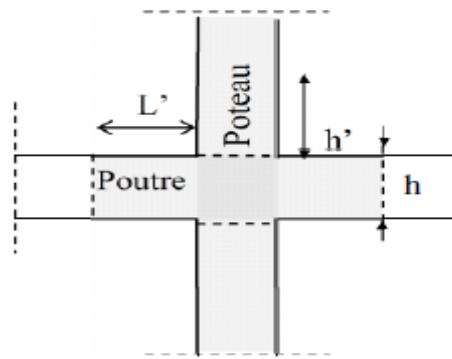
➤ **Zone courante** : (travée) :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Soit } S'_t = 15 \text{ cm}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

❖ Délimitation de la zone nodale :

$$\begin{cases} L' = 2xh \\ h' = \max \left\{ \frac{h}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \right\} \text{ cm} \end{cases}$$



FigVI .1. Délimitation de la zone nodale

h: Hauteur des poutres.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres.

• Les poutres :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm. poutres principales de } (45 \times 35). \\ L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm. poutres secondaires de } (40 \times 35). \\ L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. poutres inclinée : de } (30 \times 35). \end{cases}$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

❖ Armatures longitudinales minimales :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.575 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4. Vérifications à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad (\text{Contrainte de traction des aciers})$$

A : armatures adoptées à l'ELU,

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100A_s}{bd}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

Les contraintes sont en [MPa].

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

✚ Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :

❖ En travée :

Zones	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	43.08	12.06	0.811	0.871	23.76	96.49	4.06	15	cv
2	38.04	12.06	0.811	0.871	23.76	85.31	3.59	15	cv
3	42.251	9.23	0.620	0.884	28.10	121.84	4.33	15	cv
4	8.585	9.23	0.620	0.884	28.10	26.05	0.92	15	cv

❖ Aux appuis :

Zones	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	64.276	12.06	0.811	0.871	23.76	143.97	6.05	15	cv
2	61.325	12.06	0.811	0.871	23.76	137.36	5.78	15	cv
3	63.072	9.23	0.620	0.884	28.10	181.88	6.47	15	cv
4	16.2	9.23	0.620	0.884	28.10	46.72	1.66	15	cv

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

✚ Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

❖ En travée :

Zones	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	15.617	10.65	0.811	0.871	23.76	44.89	1.88	15	cv
2	23.873	10.65	0.811	0.871	23.76	68.62	2.88	15	cv
3	30.183	9.23	0.704	0.878	25.98	99.32	3.82	15	cv
4	9.601	9.23	0.704	0.878	25.98	31.59	1.21	15	cv

❖ Aux appuis :

Zones	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
1	22.913	10.65	0.81	0.871	23.76	65.86	2.77	15	cv
2	32.709	10.65	0.81	0.871	23.76	94.03	3.95	15	cv
3	37.693	9.23	0.703	0.878	25.98	124.03	4.77	15	cv
4	10.9	9.23	0.703	0.878	25.98	35.86	1.38	15	cv

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

✚ Vérification du ferrailage des poutres inclinée à l'ELS :

❖ En travée

Zones	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Toiture	6.60	6.78	0.695	0.878	25.98	34.11	1.31	15	cv

❖ Aux appuis :

Zones	M_s^{\max} (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
Toiture	2.25	6.78	0.695	0.878	25.98	11.62	0.44	15	cv

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

c) Etat limite de déformation :

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

D'après les règles du **BAEL91 modifié99**, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

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

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

A_s : Armatures adoptée en travée.

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_s : Moment max à l'ELS.

M_0 : Moment max isostatique.

- Sens principale :

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{430} = 0.105 \geq 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.105 > \frac{38.04}{10 \times 40.29} = 0.0094 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{12.06}{42.5 \times 35} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VII : Ferrailages des poutres

- **Sens secondaire :**

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{330} = 0.121 \geq 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.102 > \frac{30.138}{10 \times 35.20} = 0.085 \quad \rightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{12.06}{42.5 \times 35} = 0.008 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la Vérification de la flèche.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges Permanentes (G) et aux surcharges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Après avoir déterminé les efforts agissant sur les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux ; pour cela nous allons ferrailer nos voiles par zones :

- Zone I : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} sous-sols.
- Zone II : RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3 étages.
- Zone III : 4^{ème} et 5^{ème} étages.

VIII.1. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous:

✚ BAEL.91/modif 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

✚ RPA.99/modif 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right.$$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII.2. Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VIII.3. Ferrailage des voiles :

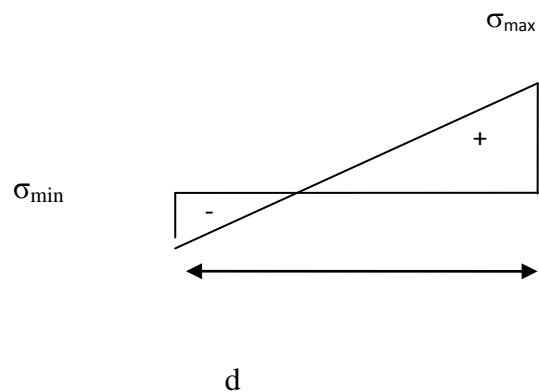
Méthode de ferrailage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la R.D.M. Cette méthode se fait pour une bande de largeur (d), elle consiste en la détermination du Diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M) en utilisant les formules suivantes :

❖ Détermination des diagrammes des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} I : \text{inertie du voile.} \\ L : \text{la longueur du voile.} \\ B : \text{section du} \\ V \text{ et } V' : \text{bras de levier ;} \end{cases} \quad V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$



Note : Le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats de la Modélisation.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par la Condition suivante :

D'après le **RPA 99 (Art. 7.7.4)** : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$

Avec :

$$\begin{cases} L_c : \text{Longueur de la zone comprimée.} \\ h_e : \text{la hauteur libre du voile} \end{cases}$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l$$

La longueur de la zone tendue est : $L_t = L - L_c$

❖ **Section entièrement comprimée :**

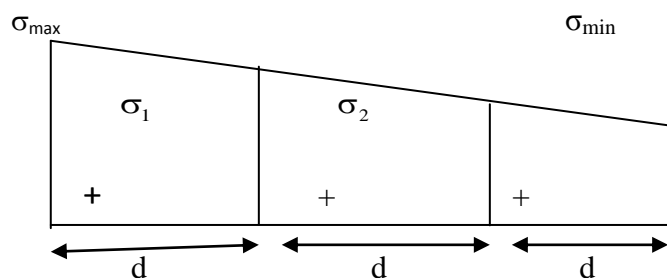


Fig. VIII .1: Diagramme d'une SEC.

$$\begin{cases} N_{u_i} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{u_{i+1}} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

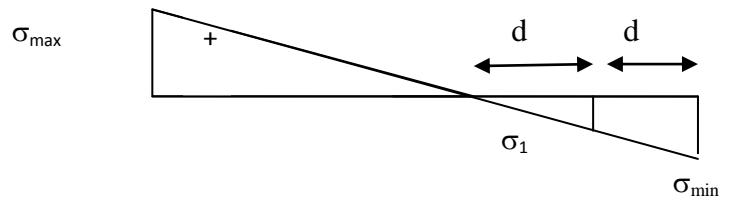


Fig. VIII.2. Diagramme d'une SPC.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

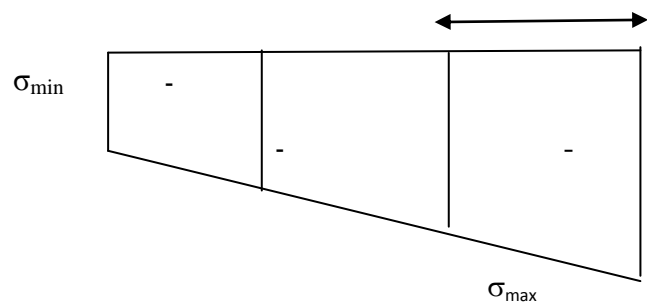


Fig. VIII.3: Diagramme d'une SET.

VIII.4. Détermination des armatures :

➤ **Pour une section entièrement comprimée :**

❖ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\begin{cases} B : \text{section du voile} \\ \sigma_s = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

❖ **Armatures minimales :**

$$\begin{cases} A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} & (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99}). \\ 0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% & (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99}). \end{cases}$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ **Pour une Section entièrement tendue :**

❖ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier)}$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

❖ **Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

❖ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

❖ **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales

La section de ces armatures est :

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

D'après le RPA 99 :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_H \geq 0.15\%B \text{ Globalement dans la section du voile.} \\ A_H \geq 0.10\%B \text{ En zone courante.} \end{array} \right.$$

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

VIII.5. Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII.5.1 Ferrailage minimal des potelets:

D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec : **B** : section du béton.

❖ Disposition constructives :

- Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30cm \} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

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.

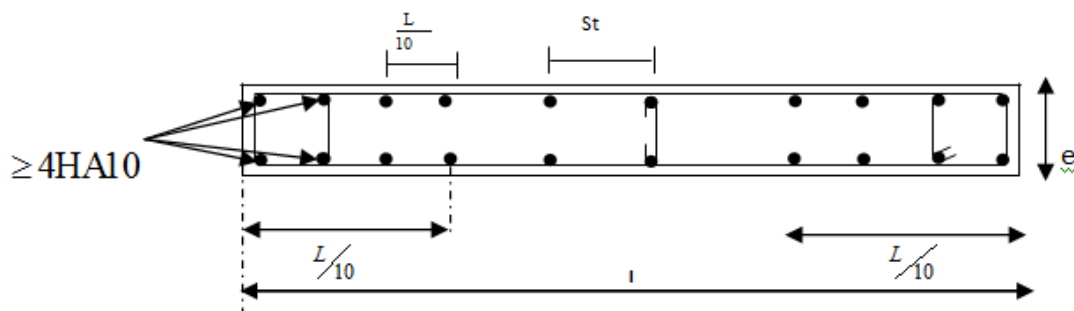


Fig : VIII.4 : disposition constructive

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être selon **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)** égales à :

- 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 :**

- **Pourcentage minimal des armatures :**

$A_{\min} \geq 0,15\%B$ dans la section du voile.

$A_{\min} \geq 0,10\%B$ dans la zone courante

- **Diamètre minimal des barres :** Le diamètre des barres verticales et horizontales

des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VIII.6. Vérification :

VIII.6.1. Vérification à L'ELS :

- ✚ **contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : Section de l'acier.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = V/b_0 \cdot d$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec :

V_u : effort tranchant dans le niveau considéré

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section du béton.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3.33MPa ; \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

• Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul le voile transversal **VL1**:

❖ Caractéristiques géométriques :

$$L = 2.68 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0.2 \times 2.68 = 0.536m^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{2.68}{2} = 1.34m$$

$$I_x = \frac{e \cdot L^3}{12} = \frac{0.2 \times 2.68^3}{12} = 0.320m^4$$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2601.41 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6859.77 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{Donc la section est partiellement comprimée.}$$

- **Calcul de L_c :**

$$l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l = \frac{2601.41}{2601.41 + 6859.77} \cdot 2.68 = 0.74 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right)$$

Ce qui donne $L_t = L - L_c = 2.68 - 0.74 = 1.94 \text{ m}$.

$$d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) = \left(\frac{4.25 - 0.45}{2}; \frac{2 \times 0.74}{3}\right) = \min(1.9; 0.49) = 0.49 \text{ m}$$

On prend $d_1 = 0.49 \text{ m} \rightarrow d_2 = L_t - d_1 = 1.94 - 0.49 = 1.45 \text{ m}$.

2601.41 kn/m²

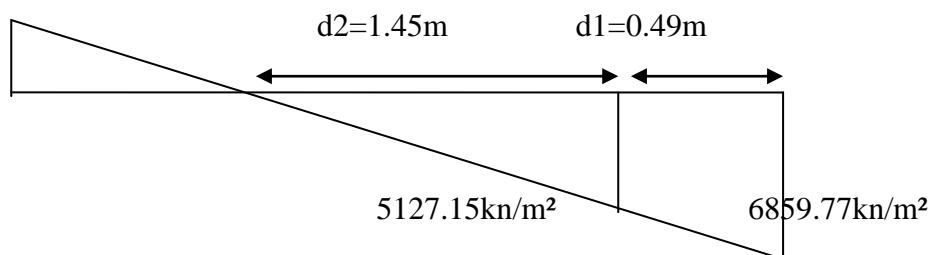


Fig :VIII.5. :diagramme de contraintes du voile VL1

- **Longueur d'extrémité :**

$$L/10 = 2.68/10 = 0.268 = 26.8 \text{ cm.}$$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

- **Espacement :**

-En zone courante :

$$S \leq \min \{ 1.5 e ; 30 \text{ cm} \} = \{ 37.5 ; 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm}$$

→soit $s_t=20\text{cm}$.

En zone d'extrémité :

$$D=S_t/2=20/2=10\text{cm}$$

→soit $D=20\text{cm}$.

En Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \sigma_{\min}}{l_t} = \frac{(1.94 - 0.49) \cdot 6859.77}{1.94} = 5127.15 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$N_{U1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{6859.77 + 5127.15}{2} \cdot 0.49 \times 0.2 = 587.36 \text{ KN}$$

$$N_{U2} = \frac{(l_t - d) \sigma_1}{2} \cdot e = \frac{(1.94 - 0.49) \times 5127.15}{2} \cdot 0.2 = 743.44 \text{ Kn}$$

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Armatures verticales :**

$$\frac{N_{U1}}{\sigma_s} = \frac{587.36}{348} \times 10 = 16.88 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{v1} = 16.88 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N_{U2}}{\sigma_s} = \frac{743.44}{348} \times 10 = 21.36 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{v2} = 21.36 \text{ cm}^2$$

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{(1.4VU)}{f_e} = 1.1 \times (1.4 \times 263.04) \times 10 / 400 = 12.13 \text{ cm}^2$$

• Les armatures adoptées :

$$A_{v1}' = A_{v1} + A_{vj}/4 = 16.88 + 12.13/4 = 19.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2}' = A_{v2} + A_{vj}/4 = 21.36 + 12.13/4 = 24.40 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max (0.002L_t e ; 0.0015 e L)$$

$$A_{\min} \geq \max (7.76 ; 8.04) \text{ cm}^2 \rightarrow \text{soit } A_{\min} = 8.04 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures horizontales :

$$\text{Selon le BAEL : } A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 43.82 / 4 = 10.96 / 2 = 5.48 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

$$\text{Selon le RPA : } A_H \geq 0.15\% \cdot B = 8.04 / 2 = 4.02 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

Avec : $B = L \times e$

$$\text{Soit : } A_H = 5.00 \text{ cm}^2/\text{nappe, soit : } 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

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

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (4) épingles par mètre Carré. On adopte 4 HA8 (2.01 cm²) par m²:

• Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - S_t \leq 1.5 \times e \\ - S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (Article 7.7.4.3 du RPA 2003)}$$

→ Condition vérifiée.

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII.7. Vérification des contraintes à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = \frac{3692.29 \times 10^1}{20 \times 268 + 15 \times 56.30} = 0.122 \text{ MPa} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0.122 \text{ Mpa} \leq 15 \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII .8.Ferrailage des voiles :

VL1 , VL6, VL7, VL8, VL9, VL14 :

Sens longitudinal				
Zone		Zone I	Zone II	ZoneIII
Caractéristiques géométriques :	L (m)	2.68	2.68	2.68
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.536	0.546	0.556
	I (m⁴)	0.320	0.339	0.346
	V = (L/2)(m)	1.34	1.365	1.375
Sollicitation :	σ_{\max} (KN/m²)	2621.41	1401.62	271.66
	σ_{\min} (KN/m²)	-6859.77	-4521.98	-479.91
	V_u	263.91	194.09	117.29
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	L_c	0.74	0.65	1.00
	L_t	1.94	2.08	1.78
	d1(m)	0.49	0.44	0.67
	σ_1(KN/m²)	5127.15	3565.41	299.3

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Ferrailage :	N (KN)	N₁	587.36	355.85	52.21
		N₂	743.44	584.73	33.23
	A_v (cm²)	A_{v1} (cm²/bande)	16.88	10.23	1.5
		A_{v2}(cm²/bande)	21.36	16.81	0.95
	Armatures verticales	A_{min}=max(0.2%B ;Bft28/400)	10.92	18.02	11.13
		A_{vj} (cm²)	12.13	7.48	4.52
		A'_{v1}/bande/nappe	19.42	12.1	2.63
		A'_{v2}/bande/nappe	24.40	18.68	2.08
A₁= adopté (cm²)		20.10	15.40	7.85	
A₂= adopté (cm²)		36.20	27.7	13.35	
Choix par bande .	Bande1	2x5HA16	5x5HA14	2x5HA10	
	Bande2	2x9HA16	2x9HA14	2x9HA10	
Espacement (cm)	Bande1	10	10	10	
	Bande2	20	20	20	
A_h=(A_{vt} adp) /4 :(cm²) /L		5.65	5.65	5.65	
(A_h)/ht:choix par nappe /ml		5xHA12	5xHA12	5xHA12	
Armatures transversales		4xHA8	4xHA8	4xHA8	

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Vérification Des contraintes a L'ELS	$\tau_U=3.33(\text{MPa})$	τ_U	0.49	0.35	0.21
	$\tau_b=5(\text{MPa})$	τ_b	0.78	0.55	0.33
	$\sigma_{bc}=15(\text{MPa})$	σ_{bc}	0.122	0.094	0.059

➤ VL2 ,VL5, VL10, VL13 :

Sens longitudinal				
Zone :		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques :	L (m)	2.6	2.65	2.7
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m ²)	0.52	0.53	0.54
	I (m ⁴)	0.29	0.31	0.33
	V = (L/2)(m)	1.3	1.325	1.35
Sollicitation :	σ_{\max} (KN/m ²)	2888.53	1385.55	3504.77
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6943	-3646.52	-4384.04
	V _u	325.45	250.13	101.5
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc	0.70	0.73	1.20
	Lt	1.84	1.92	1.50
	d1(m)	0.50	0.50	0.80
	σ_1 (KN/m ²)	4980.85	2696.90	2045.88

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Ferrailage :	N (KN)	N₁	596.12	317.18	514.40	
		N₂	657.47	382.96	143.21	
	A_v (cm²)	A_{v1} (cm²/bande)	17.30	9.11	14.78	
		A_{v2}(cm²/bande)	18.90	11.08	4.12	
	Armatures verticales	A_{min}=max(0.2%B ;Bft28/400)	10.4	18.6	10.8	
		A_{vj} (cm²)	10.16	9.63	3.91	
		A'_{v1}/bande/nappe	19.84	11.51	15.75	
		A'_{v2}/bande/nappe	21.44	13.40	5.09	
		A₁= adopté (cm²)	24.63	20.36	20.36	
		A₂= adopté (cm²)	21.55	15.83	15.83	
		Choix par bande .	Bande1	2x8HA14	2x8HA12	2x8HA12
			Bande2	2x7HA14	2x7HA12	2x7HA12
		Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
			Bande2	15	15	15
		A_h=(A_{vt} adp) /4 :(cm²) /L		6.16	5.65	5.65
		(A_h)/ht:choix par nappe /ml		4xHA14	5xHA12	5xHA12
	Armatures transversales		4xHA8	4xHA8	4xHA8	
Vérification Des contraintes a L'ELS	τ_U=3.33(MPa)	τ_U	0.42	0.32	0.13	
	τ_b=5(MPa)	τ_b	0.64	0.49	0.20	
	σ_{bc}=15(MPa)	σ_{bc}	3.94	2.37	0.97	

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ VL3 ,VL4, VL11 ,VL12 :

Sens longitudinal				
Zone :		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques :	L (m)	2	2.05	2.1
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.4	0.4	0.4
	I (m⁴)	0.133	0.133	0.133
	V = (L/2)(m)	1	1	1
Sollicitation	σ_{max} (KN/m²)	3708,96	1276,13	1606,67
	σ_{min} (KN/m²)	-6618,77	-3169,89	2263,19
	V_u	98.97	87.61	86.98
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc	0.72	0.58	0.87
	Lt	1.28	1.42	1.17
	d1(m)	0.48	0.38	0.55
	σ_1(KN/m²)	413674	2327.54	119944

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Ferrailage :	N (KN)	N₁	516.26	208.9	190.44
		N₂	330.94	244.39	74.36
	A_v (cm²)	A_{v1} (cm²/bande)	14.8	6.80	5.48
		A_{v2}(cm²/bande)	9.51	7.03	2.14
	Armatures verticales	A_{min}=max(0.2%B ;Bft28/400)	8	8.2	8.4
		A_{vj} (cm²)	3.81	3.37	3.34
		A'_{v1}/bande/nappe	15.79	6.34	2.97
		A'_{v2}/bande/nappe	10.46	7.37	4.18
	A₁= adopté (cm²)		18.47	13.57	9.42
	A₂= adopté (cm²)		15.39	11.31	7.85
	Choix par bande .	Bande1	2x6HA14	2x6HA12	2x6HA10
		Bande2	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA10
	Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande2	15	15	15
	A_h=(A_{vt} adp) /4 :(cm²) /L		5.65	5.65	5.65
(A_h)/ht:choix par nappe /ml		5xHA12	5xHA12	5xHA12	
Armatures transversales		4xHA8	4xHA8	4xHA8	
Vérification Des contraintes a L'ELS :	τ_U=3.33(MPa)	τ_U	0.13	0.11	0.10
	τ_b=5(MPa)	τ_b	0.20	0.17	0.7
	σ_{bc}=15(MPa)	σ_{bc}	3.54	1.20	0.85

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ VT1,VT2,VT7,VT8 :

Sens Transversal				
Zone :		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1	1.05	1.075
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.2	0.21	0.215
	I (m⁴)	0.01	0.019	0.021
	V = (L/2)(m)	0.50	0.52	0.53
Sollicitation	σ_{\max} (KN/m²)	888.63	142.22	1525.46
	σ_{\min} (KN/m²)	-8190.93	-4837	-2656.67
	V_u	130.44	99.75	64.39
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc	0.1	0.03	0.6
	Lt	0.9	1.03	0.5
	d1(m)	0.066	0.02	0.4
	σ_1(KN/m²)	7553.86	4743.08	531.34

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Ferrailage :	N (KN)	N₁	103.91	19.16	127.52
		N₂	626.97	479.05	5.31
	A_v (cm²)	A_{v1} (cm2/bande)	2.98	0.55	3.66
		A_{v2}(cm2/bande)	18.02	13.76	0.15
	Armatures verticales	A_{min}=max(0.2%B ;Bft28/400)	4	4.2	4.3
		A_{vj} (cm2)	5.02	3.84	2.48
		A'_{v1}/bande/nappe	4.24	1.52	0.78
		A'_{v2}/bande/nappe	19.27	14.72	3.09
		A₁= adopté (cm2)	16.08	12.32	6.28
	A₂= adopté (cm2)		20.11	15.39	7.85
	Choix par bande .	Bande1	2x4HA16	2x4HA14	2x4HA10
		Bande2	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA10
	Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande2	10	10	10
	A_h=(A_{vt} adp) /4 :(cm²) /L		5.65	5.65	5.65
(A_h)/ht:choix par nappe /ml		5xHA12	5xHA12	5xHA12	
Armatures transversales		4xHA8	4xHA8	4xHA8	
Vérification Des contraintes a L'ELS :	τ_U=3.33(MPa)	τ_U	0.16	0.13	0.08
	τ_b=5(MPa)	τ_b	0.27	0.20	0.13
	σ_{bc}=15(MPa)	σ_{bc}	7.99	5.02	1.86

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

➤ VT3 , VT4, VT5, VT6 :

Sens Transversal				
Zone :		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques :	L (m)	1.2	1.25	1.30
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.24	0.25	0.26
	I (m⁴)	0.028	0.032	0.036
	V = (L/2)(m)	0.6	0.63	0.65
Sollicitation :	σ_{\max} (KN/m²)	3037.03	741.05	2250.65
	σ_{\min} (KN/m²)	-7415.46	-3378.45	-292216
	V_u	345.51	263.7	113.35
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	Lc	0.35	0.23	0.54
	Lt	0.85	0.97	0.71
	d1(m)	0.24	0.15	0.36
	σ_1(KN/m²)	532.7	2856.02	1440.5

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Ferrailage :	N (KN)	N₁	190.75	93.52	157.06
		N₂	32.5	234.2	50.42
	A_v (cm²)	A_{v1} (cm²/bande)	5.48	2.69	4.52
		A_{v2}(cm²/bande)	0.94	6.73	1.49
	Armatures verticales	A_{min}=max(0.2%B ;Bft28/400)	4.8	5	5.2
		A_{vj} (cm²)	13.30	10.15	4.37
		A'_{v1}/bande/nappe	8.85	5.23	2.58
		A'_{v2}/bande/nappe	4.26	9.27	5.46
	A₁= adopté (cm²)		12.32	9.05	6.28
	A₂= adopté (cm²)		12.32	9.05	6.28
	Choix par bande .	Bande1	2x4HA14	2x4HA12	2x4HA10
		Bande2	2x4HA14	2x5HA12	2x4HA10
	Espacement (cm)	Bande1	10	10	10
		Bande2	10	10	10
	A_h=(A_{vt} adp) /4 :(cm²) /L		5.65	5.65	5.65
(A_h)/ht:choix par nappe /ml		5xHA12	5xHA12	5xHA12	
Armatures transversales		4xHA8	4xHA8	4xHA8	
Vérification Des contraintes a L'ELS	τ_U=3.33(MPa)	τ_U	0.43	0.33	0.14
	τ_b=5(MPa)	τ_b	0.68	0.52	0.22
	σ_{bc}=15(MPa)	σ_{bc}	1.95	4.39	1.63

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs

➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits

IX.1. Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné les valeurs suivantes :

- La contrainte admissible du sol est de 2.5 bars
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

IX.2. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les paramètres suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de fondations doit satisfaire les critères suivants,

- ❖ Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ❖ Facilité d'exécution (coffrage).
- ❖ Economie.

IX.4. Dimensionnement :

A)- Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du 4^{ème} sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

B : largeur de la semelle.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

A : longueur de la semelle.

N_s : effort normal a L'ELS.

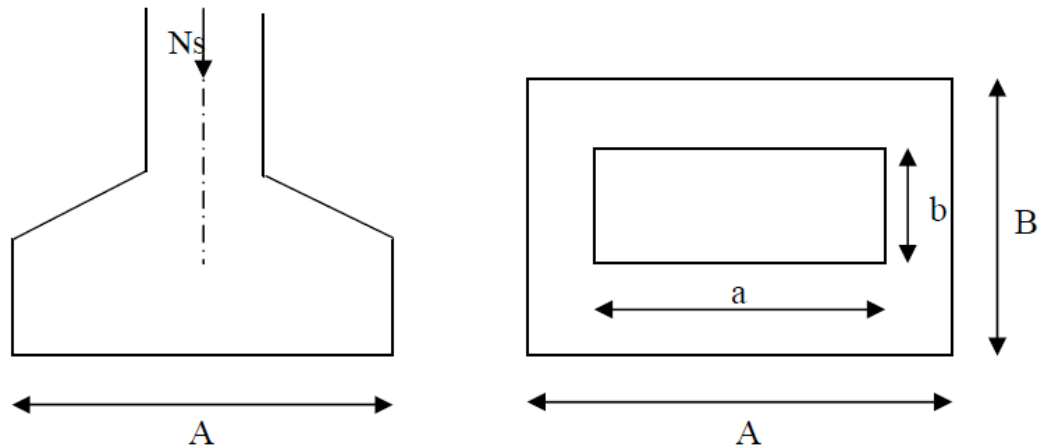


Fig. IX.1 : Schéma statique de la fondation

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 = 45/45 = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1216.56 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,25 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1216.56}{250}} = 2.21\text{m} \Rightarrow A = B = 2.21\text{m}$$

- **Conclusion :**

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de Chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

B)-semelles filantes :

1/ Semelles filantes sous voiles :

Le dimensionnement se fera à L'ELS avec la combinaison de charges suivante :

$$N_s = G + Q \quad ; \quad \frac{N_s}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

G et Q : Charge et surcharge a la base de voile considérée.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 250 \text{KN/m}^2 = 0.25 \text{Mpa}$).

B : largeur de la semelle sous voile considéré.

L : longueur de la semelle sous voile considéré.

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$B \geq \frac{G + Q}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Remarque.

Les charges permanentes et les surcharges d'exploitation revenant à chaque voile à sa base sont celles obtenues par la descente de charges (charges et surcharges cumulées au 4^{ème} ss-sol)

On aura ainsi les résultats de dimensionnement des semelles filantes sous voiles résumés dans le tableau suivant :

Tableau. IX.1. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{L1}	3692.29	3.13	4.72	59.08
V _{L2}	1348.03	3.05	3.04	37.08
V _{L3}	1348.03	2.25	2.39	21.52
				St = 117.68

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

Tableau. IX.2. Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	N _{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
V _{t1}	2032.85	1.25	6.50	32.36
V _{t3}	1934.58	1.65	4.68	18.75
				St = 51.19

La surface totale des semelles filantes sous voiles:

$$\rightarrow S_v = 117.68 + 51.19 = 168.87 \text{ m}^2$$

2/Semelles sous poteaux :

❖ **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 le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\text{Si : } e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\text{Si : } e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ \sigma_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) \end{array} \right.$$

- détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \times \frac{L}{4}}{\sigma_{\text{sol}}}$

- Exemple de calcul :**

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique F).

Tableau :IX.3. Détermination de la résultante des charges.

Poteaux	N _s	e _i	N _s x e _i	Mi
1	1183.6	6.65	7870.94	-1.349
2	1138.22	3.6	4097.6	0.482
4	1038.26	-3.6	-3737.74	0.281
5	1181.83	-6.65	-7856.17	0.555
	R=5758.3		Σ = 374.63	Σ = -0.031

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

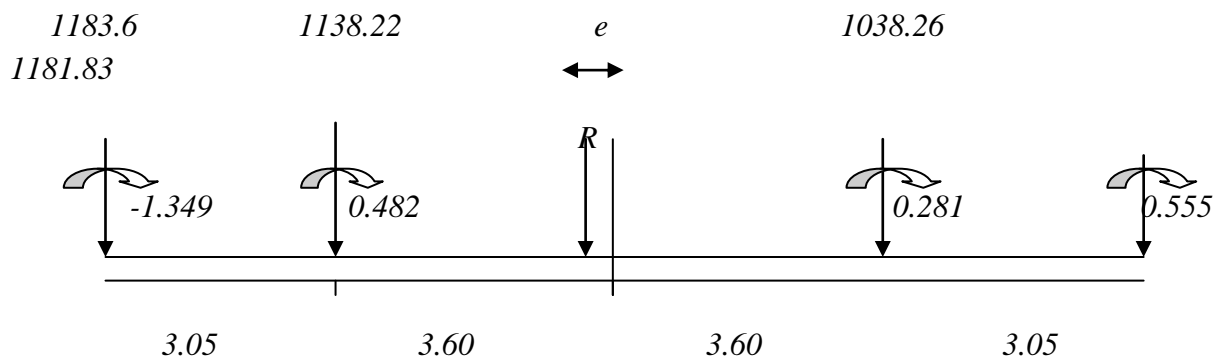


Fig. IX.2. Répartition des efforts dans la semelle

- **Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum NS = 5758.3 \text{ KN.}$$

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \sum N.e_i + \sum M_i / R = 374.63 - 0.031 / 5758.3 = 0.065 \text{ m}$$

- **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 0.065 < L/6 = 3.60/6 = 0.6 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = (5758.3/13.3) \times \left\{ (1 - 6 \cdot 0,065)/13.3 \right\} = 420.26 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = (5758.3/13.3) \times \left\{ (1 + 6 \cdot 0,065)/13.3 \right\} = 445.65 \text{ KN/ m}^2$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = (5758.3/13.3) \times (1 + 3 \cdot 0,065)/13.3 = 439.31 \text{ KN/ m}^2$$

- **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{439.31}{250} = 1.757 \text{ m} \text{ on prend } B = 1.80 \text{ m}$$

Soit **B=1.80 m**

On aura $S = 1.80 \times 13.30 = 24 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles sous poteaux: $S_p = S \times n \times p$.

$$S_p = 24 \times 4 = 96 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes : $S_T = 168.87 + 96 = 264.87 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 23 \times 17 = 391 \text{ m}^2$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{264.87}{391.00} = 0,6774$$

La surface des semelles représente **67.74%** de la surface totale, ce qui est inadmissible

- **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles, occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

IX.5.Calcul du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

IX.5.1Pré dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

- **Selon la condition forfaitaire :**

a) **Sous voiles :** $L_{\max} = 4.70\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{4.70}{8} \leq h \leq \frac{4.70}{5} \implies 0.58 \leq h \leq 0.94\text{m}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs ($L_{\max} = 4.7 \text{ m}$).

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de $h = 80\text{cm}$.

- **Epaisseur du tablier :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}. \quad (\text{Avec une hauteur minimale de } 25\text{cm})$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5\text{cm}$$

Soit $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm} \quad , \text{On prend: } \mathbf{h_n = 80\text{cm}}$$

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n = 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \leq b_n \leq 56$; On prend : **$b_n = 50\text{cm}$** .

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

- **La condition de longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

- Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.
- Le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où :
$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.7\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.96 \text{ m} . \text{ On prend : } h_n = 100 \text{ cm}$$

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n = 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 70 ; \text{ On prend : } b_n = 60 \text{ cm} .$

- **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 100 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

IX.5.2. Détermination de la surface nécessaire du radier :

❖ Poids de la superstructure :

Charges permanentes $G = 88217.67$ KN.

Charges d'exploitation $Q = 17757.69$ KN.

❖ Combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1.35 \times 88217.67 + 1.5 \times 17757.69 = 145730.39 \text{KN.}$$

L'ELS : $N_s = G + Q$

$$N_s = 88217.67 + 17757.69 = 105975.36 \text{KN.}$$

L'ELU : $S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{145730.39}{1,33 \times 250} = 438.29 \text{m}^2$

L'ELS : $S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{105975.36}{250} = 423.90 \text{m}^2$

$$S_{bat} = 404.8 \text{ m}^2 < S_{rad} = \max (SELU, SELS) = 438.29 \text{m}^2.$$

❖ Remarque :

Le règlement exige un débord minimum qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left(\frac{hn}{2}, 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm.}$$

On ajoute au radier un débord de **50 cm** dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$

$$S_{rad} = 404.8 + (23 + 17.6) \times 2 \times 0.5 = 445.4 \text{ m}^2$$

IX.5.3. Calcul des sollicitations a la base du radier:

1) Charges permanentes :

- Poids du bâtiment :

$$G_{\text{bat}} = 88217.67 \text{ KN.}$$

- Poids du radier :

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle : $p_1 = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$

$$P_1 = 445.4 \times 0.30 \times 25 = 3340.50 \text{ KN.}$$

- Poids des nervures : $P_2 = (b \times (h_n - h_d)) \times (L_x + L_y) \times n \times \rho_b$

$$P_2 = [0.6 \times (1.0 - 0.3) \times 23 \times 7 + 0.6 \times (1.0 - 0.3) \times 17 \times 7] \times 25 = 2940 \text{ KN}$$

- Poids de TVO: $P_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_d) \times \rho$

Avec: $S_{\text{ner}} = 2940 / 25 \times 0.6 = 196 \text{ m}^2$

$$P_3 = (445.4 - 196) \times (1.0 - 0.30) \times 17 = 2967.86 \text{ KN.}$$

- Poids de la dalle flottante : $P_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$

$$P_4 = (447 - 196) \times 0.1 \times 25 = 623.5 \text{ KN.}$$

$$\text{Gradier tot} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 9871.86 \text{ KN.}$$

2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment: $Q_{\text{bat}} = 17757.69 \text{ KN.}$

- Surcharge du radier: $Q_{\text{rad}} = 5 \times 445.4 = 2227 \text{ KN.}$

3) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{sup} = 9871.86 + 88277.67 = 98149.53 \text{ KN.}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{radier} = 2227 + 17757.69 = 19984.69 \text{ KN}$$

❖ Combinaisons d'actions :

L'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$$N_u = 1,35 \times 98149.53 + 1,5 \times 19984.69 = 162478.185 \text{ KN.}$$

L'ELS : $N_s = G + Q$

$$N_s = 98149.53 + 19984.69 = 118134.22 \text{ KN.}$$

IX.5.4. Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

❖ Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées par **Auto-CAD** :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.8 \text{ m} \quad (\text{par symétrie})$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.5 \text{ m} \quad (\text{par symétrie})$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

❖ Moment d'inertie du radier :

Les résultats de calcul sont comme suit :

$$I_{xx} = bh^3/12 = 17.6 \times 23^3 / 12 = 17844.93 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = b^3h/12 = 17.6^3 \times 23 / 12 = 10449.23 \text{ m}^4.$$

IX.5.5. Vérifications :

✚ Vérification de contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{162478,185 \times 1}{445,4} \times \frac{4,70}{2} = 552,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{552,29}{1 \times 0,27} = 2045 \text{ KN/m}^2 = 2,045 \text{ MPa}$$

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

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

✚ vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous ce dernier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

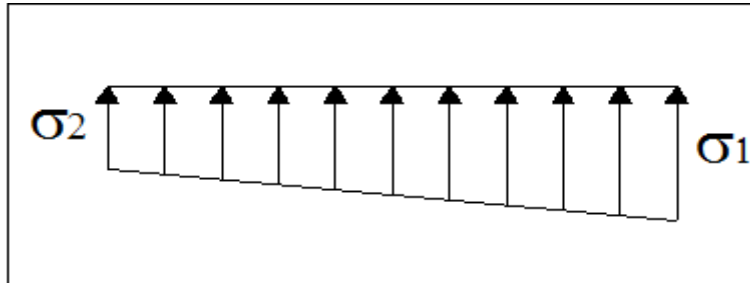
T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_x ; I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



FigIX.3. Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$ et $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

➤ **Sens x-x :**

$$M_x = 17246.592 + (1959.84 \times 1) = 19206.432 \text{ m}$$

▪ **ELU :**

$$N_u = 162478.185 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{162478.185}{445.4} + \frac{19206.432}{1210449.23} \times 8.8 = 320.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{162478.185}{445.4} - \frac{19206.432}{1210449.23} \times 8.8 = 320.82 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

$$\text{D'où ; } \sigma_m = \frac{3 \times 320.96 + 320.82}{4} = 320.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 320.92 < 1,33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**

$$N_s = 118134.22 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{118134.22}{445.4} + \frac{19206.423}{11800.55} \times 8.8 = 249.55 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{118134.22}{445.4} - \frac{19206.423}{11800.55} \times 8.8 = 235.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 249.55 + 235.22}{4} = 272.39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 245.96 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

$$M_y = 23543.83 + (2047.29 \times 1.0) = 25591.125 \text{ kNm.}$$

▪ **ELU :**

$$N_u = 162478.185 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{162478.185}{445.4} + \frac{32269.56}{17844.93} \times 11.4 = 324.58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{162478.185}{445.4} - \frac{32269.56}{17844.93} \times 11.5 = 303.78 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 324.58 + 303.78}{4} = 319.38 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 319.38 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

▪ ELS :

$$N_s = 118134.22 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{118134.22}{445.4} + \frac{32269.56}{17844.93} \times 11.5 = 248.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{118134.22}{445.4} - \frac{32269.56}{17844.93} \times 11.5 = 227.23 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où ; } \sigma_m = \frac{3 \times 248.02 + 227.23}{4} = 242.82 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 242 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✚ Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,0 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

p = 98149.53 KN.

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 445.5 \times 10 \times 1.0 = 6681 \text{ kN}$$

$$P = 98149.53 > 6681 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.5.6. Ferraillage du radier :

❖ Ferraillage de la dalle :

Le radier se ferraillie comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1^{er} Cas :

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 2^{ème} Cas :

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x , μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

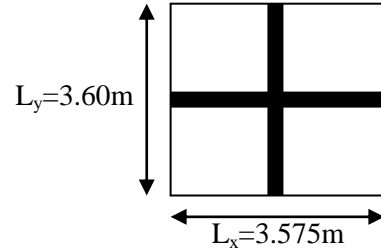
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

❖ Identification du panneau :

$$L_x = 3,575\text{m} ; L_y = 3.6\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_u}{L_y} = \frac{3.575}{3.60} = 0,99$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

L'E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 319.38 - \frac{9871.86}{445.4} = 297.21 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 245.96 - \frac{9871.56}{445.4} = 223.80 \text{ kN/m}^2$$

❖ Calcul a l'état limite ultime :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0377 \\ \mu_y = 0.978 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0377 \times 210.31 \times 3.575^2 = 143.20 \text{ kN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0X} = 0.978 \times 143.20 = 140.05 \text{ kN.m}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

❖ Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.75 : pour les moments en **travées**,
- 0.50 : pour les moments aux **appuis**.

➤ Sens x-x :

- Aux appuis : $M_{ax} = -0.5 \times 143.20 = -71.60 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_{tx} = 0.75 \times 143.20 = 107.40 \text{ kN.m}$

➤ Sens y-y :

- Aux appuis : $M_{ay} = -0.5 \times 140.05 = -70.03 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_{ty} = 0.75 \times 140.05 = 105.03 \text{ kN.m}$

❖ Ferraillage suivant x-x

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{71.6 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.069 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,069 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{71.6 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 348} = 7.90 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA14 = 9.23cm²/ml** avec un espacement de 15cm

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{107.40 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.103 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.103 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{107.40 \times 10^3}{0,945 \times 27 \times 348} = 12.09 \text{cm}^2$$

Soit : **8 HA14 = 12.31 cm²/ml** avec un espacement de 13cm.

❖ Ferraillage suivant Y-Y :

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{70.03 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.068 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{70.03 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 7.22 \text{cm}^2$$

Soit : **5 HA14 = 7.70cm²** avec un espacement de 20cm.

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{105.03 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,101 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,101 \rightarrow \beta = 0,946$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{105.03 \times 10^3}{0,946 \times 27 \times 348} = 11.81 \text{cm}^2$$

Soit : **8HA14 = 12.31cm²** avec un espacement de 13cm.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

Tableau IX.3.récapitulatif du ferrailage :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures supérieures	6 HA14 (e = 15cm)	5 HA14 (e = 20 cm)
Armatures inférieures	8HA14 (e = 13 cm)	8 HA14 (e = 13cm)

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELU :**

✚ **Condition de non fragilité :** (BAEL91/B.7.4)

Dans le cas des dalles la condition de non-fragilité est énoncée comme suit :

Soit : W_0 : rapport du volume des aciers à celui du béton, sa valeur est donnée selon la nuance de l'acier. Pour notre cas $W_0 = 0.0008$ (FeE400).

W_x, W_y : taux minimaux d'aciers en travée dans le sens x et y (respectivement).

Ces derniers doivent respecter les inégalités suivantes :

$$W_x \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

$$W_y \geq W_0$$

▪ **Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2} \Rightarrow A_{\min} = W_0 \frac{3-\rho}{2} \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times \frac{3-0.99}{2} \times 100 \times 30 = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_a > A_{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

▪ Sens v-v :

$$W_y = \frac{A_{\min}}{bh} \geq W_0 \frac{3 - \rho}{2} \Rightarrow A_{\min} = W_0 \frac{3 - \rho}{2} \times b \times h$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0.0008 \times \frac{3 - 0.99}{2} \times 100 \times 30 = 2.41 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_a > A_{\min} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

+ Espacements des armatures : (BAEL91/A.8.2,42)

Lorsque la fissuration est considérée préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une même nappe est donné comme suit :

$$S_t \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = \min(60; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

+ Vérification de l'effort tranchant :

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

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{210.31 \times 3.6}{2} = 378.56 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{378.56 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{CV}$$

➤ Vérification à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.99 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0377 \\ \mu_y = 0.978 \end{cases}$$

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 245.96 - \frac{9871.56}{445.4} = 223.80 \text{ kN/m}^2$$

◆ Moments isostatiques :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 107.83 \text{ kN.m};$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} = 105.46 \text{ kN.m.}$$

◆ Moments réduits :

➤ Sens x-x :

- aux appuis : $M_{ax} = -0.5 \times 107.83 = -53.92 \text{ kN.m}$
- en travée : $M_{tx} = 0.75 \times 107.83 = 80.87 \text{ kN.m}$

➤ Sens y-y :

- aux appuis : $M_{ay} = -0.5 \times 105.46 = -52.73 \text{ kN.m}$
- en travée : $M_{ty} = 0.75 \times 105.46 = 79.09 \text{ kN.m}$

✚ Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification si cette inégalité est vérifiée :

$$\alpha = \frac{Y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \quad \left(\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \right)$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

➤ Sens x-x :

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{73.60}{53.92} = 1,36 \quad \text{et } \mu=0,040 \rightarrow \alpha=1.36/27= 0.050$$

$$\alpha = 0,050 < \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

- En travée

$$\gamma = \frac{107.40}{80.87} = 1,76 \quad \text{et } \mu = 0,056 \rightarrow \alpha = 1.76/27=0.065$$

$$\alpha = 0,065 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,63$$

➤ Sens y-y :

- Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{70.03}{52.73} = 1,32 \quad \text{et } \mu = 0,038 \rightarrow \alpha = 1.32/27=0.048$$

$$\alpha = 0,048 < \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$$

- En travée

$$\gamma = \frac{105.03}{79.09} = 1,32 \quad \text{et } \mu = 0,038 \rightarrow \alpha = 1.32/27= 0,048$$

$$\alpha = 0,048 < \frac{1,32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,41$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

IX.6. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

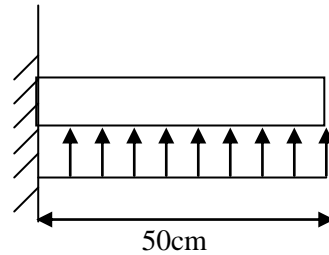


fig IX.4. Schéma statique du débord

IX.6.1. Sollicitation de calcul :

$$\text{L'ELU: } P_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(320.92 - \frac{9871.88}{445.4}\right) \times 1\text{m} = 298.76 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-298.76 \times 0,50^2}{2} = -37.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'ELS: } P_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(245.96 - \frac{9871.88}{445.4}\right) \times 1\text{m} = 223.80 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-223.80 \times 0,50^2}{2} = -27.98 \text{ KN.m}$$

IX.6.2. Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37.35 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow \beta_u = 0,982$$

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37.35 \times 10^4}{0.982 \times 270 \times 348} = 4.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 5\text{HA14/ml} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA10 /ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

➤ **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte $A_U = 5\text{HA14/ml} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{35.37}{27.98} = 1.26, \alpha = 1.26/27 = 0.046$$

$$\mu_s = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.046$$

$$\alpha = 0.046 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.375 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

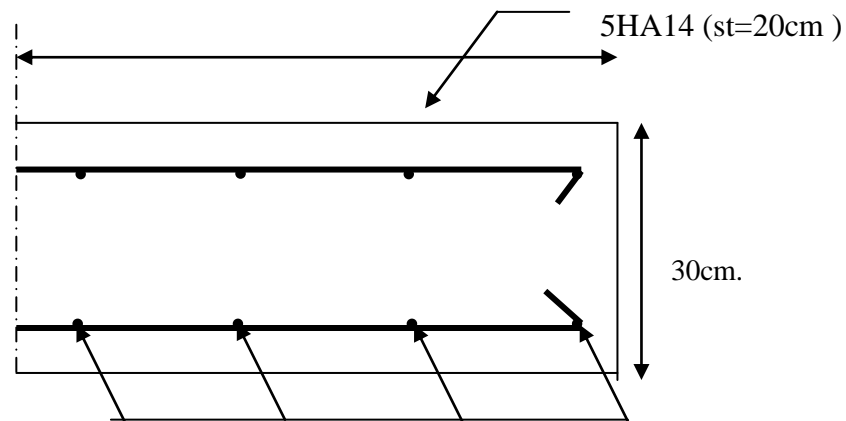


Fig IX.5. :schéma de ferrailage du débord

IX.7.Ferrailage de la nervure :

Pour le calcul des efforts, on utilise le logiciel ETABS :

NB : A cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer des corrections aux moments trouvés par la méthode des trois moments :

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.

❖ Sens longitudinal (Y-Y) : nervure (fileF)

➤ Détermination des efforts internes:

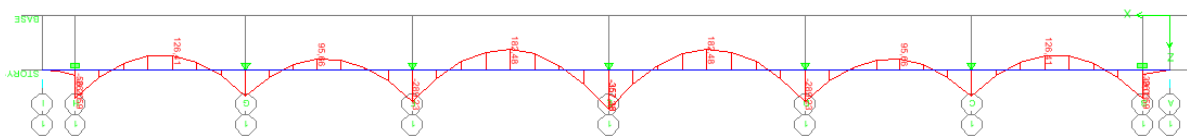


Fig IX.6. Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

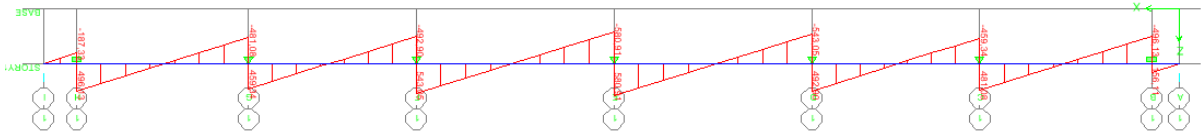


Fig IX.7. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Tableaux IX.4. Les moments en travées et au appuis

ELU			
Ma [KN]	Mt [KN]	Ma corrigé	Mt corrigé
-261.59	126.41	-174.39	168.55
-250.92	95.66	-167.28	127.55
-286.23	182.48	-190.82	243.31
-357.38	182.48	-238.30	243.31
-286.23	95.66	-190.82	127.55
- 250.92	126.41	-167.28	168.55
-261.59		-174.39	

ELS			
Ma [KN]	Mt [KN]	Ma corrigé	Mt corrigé
-199.73	96.51	-133.16	128.76
-210.59	73.04	-140.14	97.39
-220.83	139.33	-147.22	185.77
-272.87	139.33	-181.92	185.77
-220.83	73.04	-147.22	97.39
-210.59	96.51	-140.14	128.76
-199.73		-133.16	

Tableaux IX.5. efforts tranchants

ELS	T[KN]	119.19	367.52	376.34	443.54	414.63	350.71	378.81
		-378.81	-350.71	-414.63	-443.54	-376.34	-367.32	-143.03
ELU	T[KN]	156.11	481.08	492.90	580.91	543.05	459.34	496.13
		-496.13	-459.13	-543.05	-580.91	-482.90	-481.08	-187.33

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

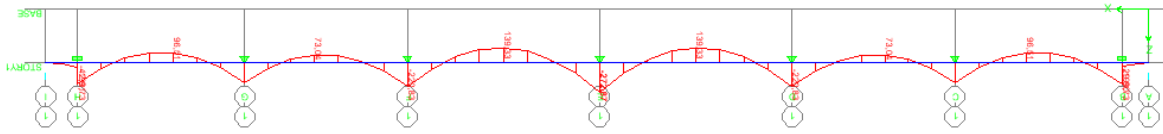


Fig IX.8. Diagramme des moments fléchissant a l'ELS

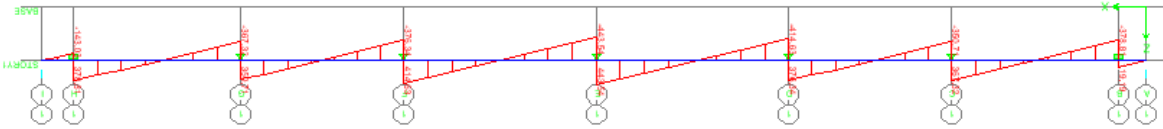
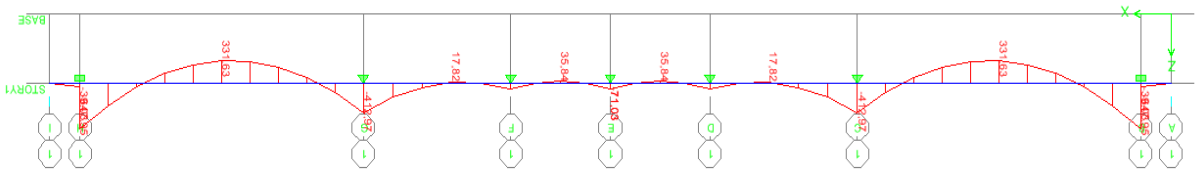


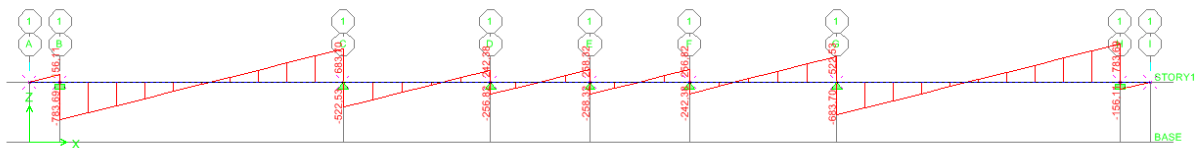
Fig IX.9. Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

❖ Sens transversal(X-X) : nervure (file3) :

➤ Détermination des efforts internes:



IX.10. Diagramme des moments fléchissant a l'ELU



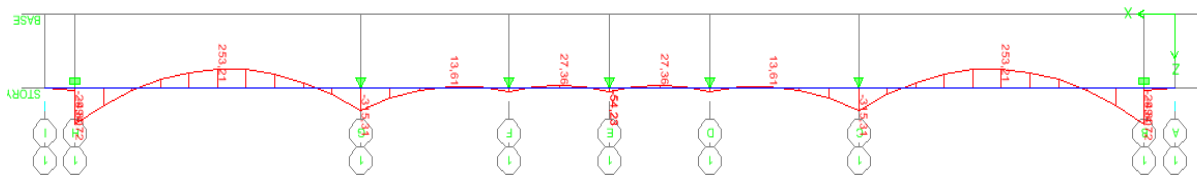
IX.11. Diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

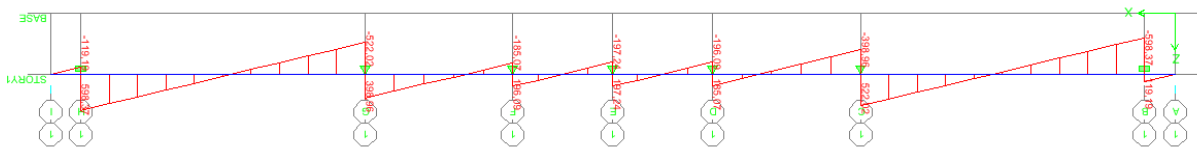
Tableau IX.6. Les moments en travées et au appuis

ELU			
Ma [KN]	Mt [KN]	Ma corrigé	Mt corrigé
-647.95	331.63	-431.97	442.28
-412.97	17.82	-275.32	23.76
-80.59	35.84	-53.73	47.87
-71.03	35.84	-47.35	47.87
-80.59	17.82	-53.73	23.76
-412.97	337.63	-275.32	442.28
-647.95		-431.97	

ELS			
Ma [KN]	Mt [KN]	Ma corrigé	Mt corrigé
-494.72	253.21	-329.82	337.62
-315.31	13.61	-320.42	18.15
-60.48	27.36	-80.65	36.48
-54.23	27.36	-72.30	36.48
-60.48	13.61	-80.65	18.15
-315.31	253.21	-320.42	337.62
-494.72		-329.82	



IX.12. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS



IX.7.5.2.4/ Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Tableau IX.7. efforts tranchants

ELS	T[KN]	119.19	552.02	185.07	197.24	196.09	398.96	598.37	
		-598.37	-398.96	-196.09	-197.24	-185.07	-522.02	-119.19	
ELU	T[KN]	156.11	683.70	242.38	258.32	256.82	522.53	783.69	
		-783.69	-522.53	-256.80	-258.32	-242.38	-683.70	-156.11	

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{ELU} \begin{cases} (\text{longitudinal}) & : M_{t \max} = 243.31 \text{ KN.m} , M_{a \max} = 238.30 \text{ KN.m} \\ (\text{transversal}) & : M_{t \max} = 442.28 \text{ KN.m} , M_{a \max} = 431.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Armatures longitudinal (Y-Y):

$$M_t^{\max} = 243.31 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 238.30 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm.} \quad d = 95 \text{ cm.} \quad f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa.} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis:

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{238.30 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.030 \rightarrow \beta_a = 0.985$$

$$A_a = \frac{M}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{238.30 \times 10^3}{0.985 \times 95 \times 348} = 7.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 7.31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA14 ; A=8.04cm².**

En travée :

$$\mu_t = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{243.31 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.032 \rightarrow \beta_a = 0.984$$

$$A_t = \frac{M}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{243.31 \times 10^3}{0.984 \times 95 \times 348} = 7.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 7.50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA14 ; A=8.04cm².**

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

➤ **Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Armatures transversal (X-X):**

$$M_t^{\max} = 442.28 \text{ kN.m} \quad M_a^{\max} = 431.97 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm.} \quad d = 95 \text{ cm.} \quad f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa.} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis:**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{431.97 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.056 \rightarrow \beta_a = 0.971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{431.97 \times 10^3}{0.971 \times 95 \times 348} = 13.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_a = 13.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA16fil+4HA14 chap ; A=14.2cm².

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

➤ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{Mt}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{442.28 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14.2} = 0.058 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.058 \rightarrow \beta_a = 0.970$$

$$A_t = \frac{M}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{442.28 \times 10^3}{0.970 \times 95 \times 348} = 13.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 13.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA16fil+4HA14 chap ; A=14.2cm².**

Tableaux IX.8.Ferraillage des nervures

		M _u (KN.m)	μ _b	Obs	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	CHOIX	A adoptée (cm ²)	St (cm)
SENS Y-Y	APPUI	238.30	0,030	SSA	6.88	7.31	4HA16	8.04	15
	TRAVEE	243.31	0,032	SSA	6.88	7.50	4HA16	8.04	15
SENS X-X	APPUI	431.97	0,063	SSA	6.88	13.46	4HA16+4HA14	14.2	15
	TRAVEE	442.28	0,061	SSA	6.88	13.79	4HA16+4HA14	14.2	15

❖ **Armatures transversales :**

Espacement des armatures :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Avec Φ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales.

Soit φ = 8 mm

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

◆ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{25 ; 19.2\} = 19.2 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$.

◆ En zone courante :

$$S_t < \frac{h}{2} = 100/2 = 50 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$.

4) Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 8 \times 60 = 1.4 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 6\text{HA } 8 = 3.02 \text{ cm}^2$ (2 cadre + 1 étrier).

❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.88 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Sens Y-Y :

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{238.30}{139.31} = 1.71, \alpha = 1.71/27 = 0.063$$

$$\alpha = 0,063 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.605 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{243.31}{185.77} = 1.31, \alpha = 1.31/27 = 0.048$$

$$\alpha = 0.048 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens X-X :**

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{431.97}{329.82} = 1.31, \alpha = 1.31/27 = 0.048$$

$$\alpha = 0.048 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{442.28}{337.62} = 1.31, \alpha = 1.31/27 = 0.048$$

$$\alpha = 0.048 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX.8. Conclusion :

1/Ferraillage du radier :

a) Ferraillage de la dalle :

❖ **Sens X-X:**

- En appuis :

6 HA14=9.24cm²/ml avec un espacement de 15cm.

- En travée :

Soit : 8 HA24 = 12.32cm²/ml avec un espacement de 13cm.

❖ **Sens Y-Y :**

- Aux appuis :

Soit : 5HA14= 7.70cm²/ml avec un espacement de 20cm.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .

- En travée :

Soit : $8HA14 = 16.08\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 13cm.

b) Ferraillage du débord :

Armatures principales : $A_U = 7HA14/\text{ml} = 7.70\text{cm}^2, st=20\text{cm}$.

Armatures de répartition : Soit $A_r = 4 HA10 /\text{ml} = 3.14\text{cm}^2 ; st=25\text{cm}$.

c) Ferraillage des nervures :

- Armatures longitudinales

Sens : (Y-Y) :

- Aux appuis :

$4HA16 = 8.04\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

- En travée :

$4HA16 = 8.04\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

Sens (X-X) :

- Aux appuis :

$4HA16\text{fil} + 4HA14\text{chap} = 14.2\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

- En travée :

$4HA16\text{fil} + 4HA14\text{chap} = 14.2\text{cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 15cm.

- Armatures transversales :

$A_t = 6HA8 = 3.02\text{cm}^2$ (02cadres et 01 étrier).

Chapitre X : Etude du mur plaque

Introduction :

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

X.1.Pré dimensionnement du mur plaque :

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de **20 cm**.

X.2.Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle (débord) et simplement appuyé au plancher du S. SOL.

Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

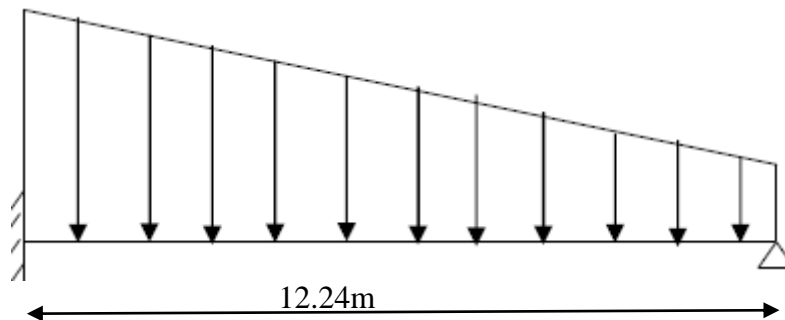


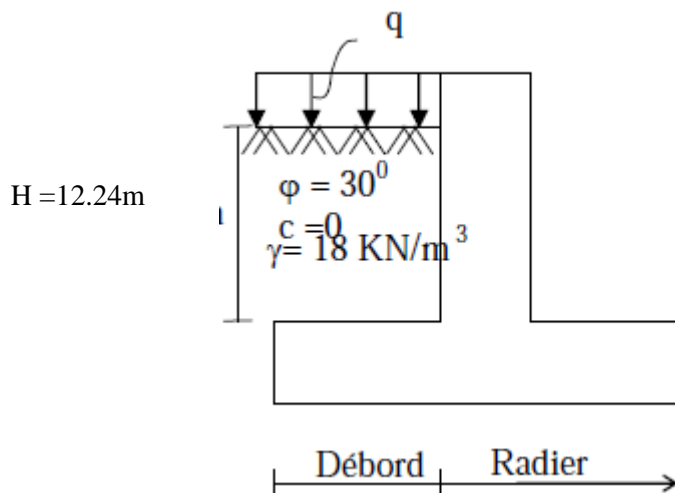
Fig. X.1.Schéma statique de mur plaque

Chapitre X : Etude du mur plaque

A) Détermination des sollicitations :

❖ Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Poids volumique du sol $\gamma=18\text{KN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi=30^\circ$
- Cohésion $C=0$
- Surcharge éventuelle $q=10\text{KN/m}^2$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.



❖ Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V \\ \sigma_V = q + \gamma h \end{cases} \quad \text{avec } 0 < h < H.$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos tel que : $(K_0 = 1 - \sin\varphi)$.

φ : Angle de frottement interne.

❖ Contrainte de la poussé des terres :

▪ Calcul de K_0

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 0.5$$

✚ ELU

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- **Couche1** : $0 \leq h \leq 3.06$ m .

$$\sigma_{H1} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q).$$

$$\sigma_{H1} = 0.5(1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10).$$

$$\sigma_{H1} = 14.02 h_1 + 8.655$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 8.655 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H1} = 51.56 \text{ KN/m}^2$$

- **Couche2** : $0 \leq h \leq 3.06$ m .

$$\sigma_{H2} = K_0 \times \gamma \times h_2 \times 1.35 + 1.5 \times q \times K_0 + K_0 \times \gamma \times h_1 \times 1.35$$

$$\sigma_{H2} = K_0 \times \gamma \times h_2 \times 1.35 + \sigma_{h1}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H2} = 51.56 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H2} = 94.46 \text{ KN/m}^2$$

- **Couche3** : $0 \leq h \leq 3.06$ m .

$$\sigma_{H3} = K_0 \times \gamma \times h_3 \times 1.35 + \sigma_{h2}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H3} = 94.46 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H3} = 137.36 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre X : Etude du mur plaque

- **Couche4** : $0 \leq h \leq 3.06$ m .

$$\sigma_{H4} = K_0 \times \gamma \times h_4 \times 1.35 + \sigma_{h3}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H4} = 137.36 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H4} = 180.26 \text{ KN/ m}^2$$

❖ Diagramme des contraintes:

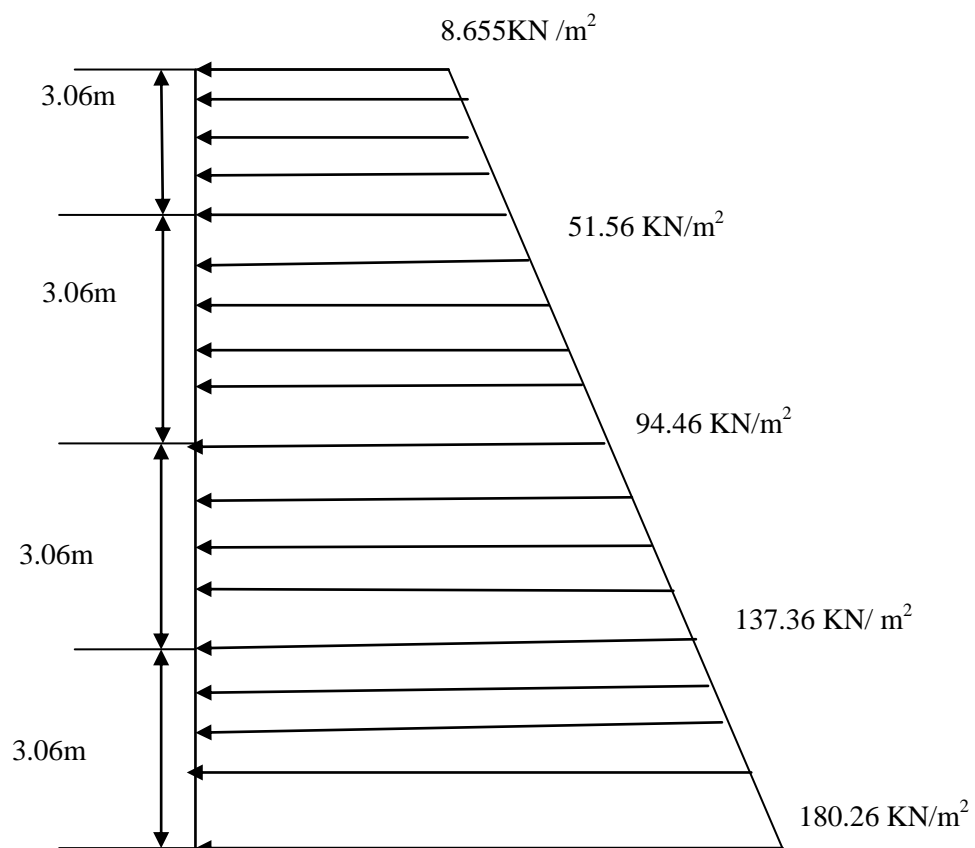


Fig X .2. Diagramme des contraintes a l' ELU .

Chapitre X : Etude du mur plaque

✚ ELS

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$$

Couche1 : $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$\sigma_{H1} = K_0 (\gamma \times h_1 + q)$$

$$\sigma_{H1} = 0.5(18 \times h_1 + 10)$$

$$\sigma_{H1} = 10.386 h_1 + 5.77$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H1} = 5.77 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H1} = 37.55 \text{ KN/ m}^2$$

- **Couche2** : $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$\sigma_{H2} = K_0 \times \gamma \times h_2 \times h_1 + q \times K_0 + K_0 \times \gamma \times h_1$$

$$\sigma_{H2} = K_0 \times \gamma \times h_2 + \sigma_{h1}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H2} = 37.55 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H2} = 69.33 \text{ KN/ m}^2$$

- **Couche3** : $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$\sigma_{H3} = K_0 \times \gamma \times h_3 + \sigma_{h2}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H3} = 69.33 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H3} = 101.11 \text{ KN/ m}^2$$

- **Couche4** : $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$\sigma_{H4} = K_0 \times \gamma \times h_4 + \sigma_{h3}$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_{H4} = 101.11 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow \sigma_{H4} = 132.89 \text{ KN/ m}^2$$

❖ Diagramme des contraintes:

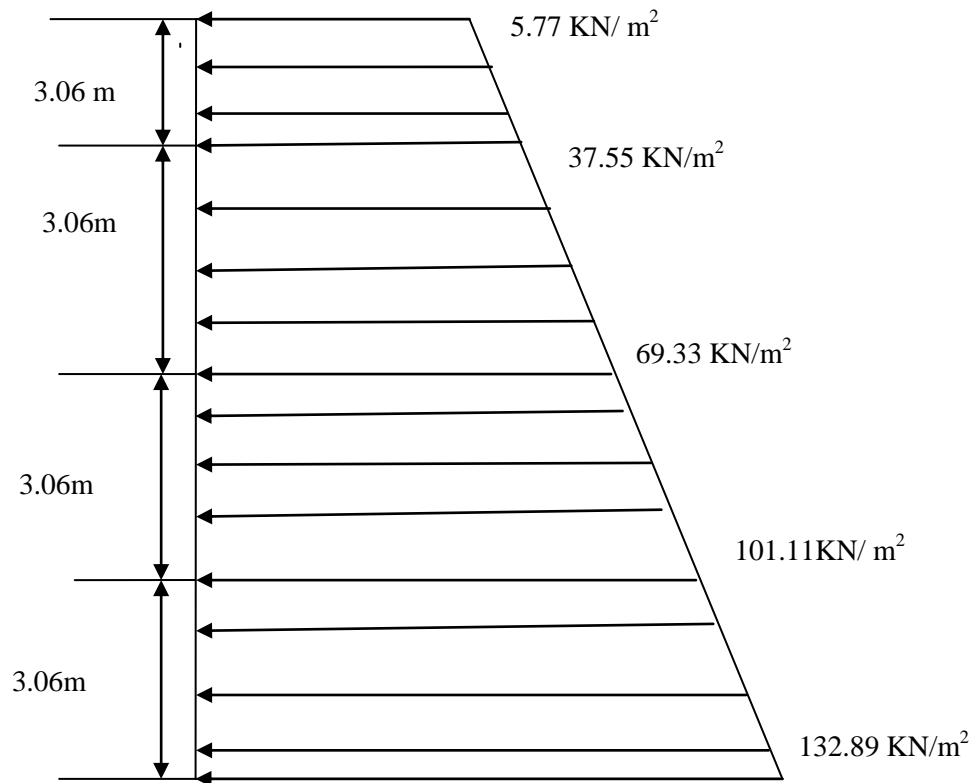


Fig X .3. Diagramme des contraintes a l' ELS .

❖ Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

Chapitre X : Etude du mur plaque

ELU

- **Couche 1:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$q_u = \frac{3 \sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 51.56 + 8.655}{4} = 40.83 \text{ KN/ml.}$$

- **Couche 2:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$q_u = \frac{3 \times 94.46 + 51.56}{4} = 83.73 \text{ KN/ml.}$$

- **Couche 3:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$q_u = \frac{3 \times 137.36 + 94.46}{4} = 126.63 \text{ KN/ml.}$$

- **Couche 4:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$q_u = \frac{3 \times 180.26 + 137.36}{4} = 169.53 \text{ KN/ml.}$$

ELS

- **Couche 1:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$q_s = \frac{3 \sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 37.55 + 5.77}{4} = 29.61 \text{ KN/ ml.}$$

- **Couche 2:** $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$.

$$q_s = \frac{3 \times 69.33 + 37.55}{4} = 61.39 \text{ KN/ml.}$$

Chapitre X : Etude du mur plaque

- **Couche 3:** $0 \leq h \leq 3.06$ m .

$$q_u = \frac{3 \times 101.11 + 94.46}{4} = 93.17 \text{ KN/ml.}$$

- **Couche4:** $0 \leq h \leq 3.06$ m .

$$q_s = \frac{3 \times 132.89 + 101.11}{4} = 124.94 \text{ KN/ml.}$$

B) Ferrailage de mur plaque :

- **Calcul des sollicitations :**

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

- **Identification des panneaux :**

$$L_x = 3.06 \text{ m}$$

$$L_y = 4.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{4.70} = 0.65$$

$\rho = 0.65 > 0.4 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

$$\mu_x = 0.0746 \quad ; \quad \mu_y = 0.369 \text{ (de tableaux)}$$

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 cotés.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

* Moment en travée : 0.75

* Moment en appui: 0.5

Chapitre X : Etude du mur plaque

❖ Ferraillage a l'ELU :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m.

• Panneaux 4 :

$$M_{0X} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.046 \times 169.53 \times 3.06^2 = 118.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0.369 \times 118.42 = 43.69 \text{ KN.m}$$

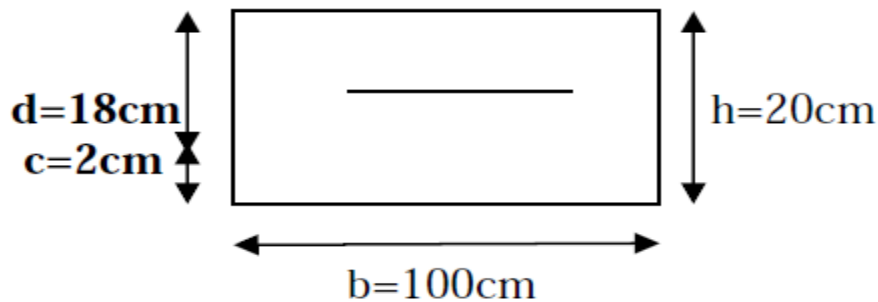
- Correction des moments :

Sens XX : Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0X} = 0,5 \times 118.42 = 59.21 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0X} = 0,75 \times 118.42 = 88.815 \text{ KN.m}$

-Sens YY : Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 43.69 = 21.845 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 43.69 = 32.76 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \quad (\sigma_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}).$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Chapitre X : Etude du mur plaque

1) Les armatures longitudinales :

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.1 :

sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ _i	Obs.	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (Cm ²)	fer	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appui	59.21	0.128	0.392	SSA	0.931	10.15	2.17	8HA16	16.08	13
	Travée	88.815	0.194	0.392	SSA	0.891	15.91	2.17	8HA16	16.08	13
Y-Y	Appui	21.845	0.047	0.392	SSA	0.975	3.75	2.17	6HA16	12.06	16
	Travée	32.76	0.071	0.392	SSA	0.963	5.43	2.17	6HA16	12.06	16

2) Les armatures transversales :

➤ **Travée :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Appuis :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

❖ **Recommandation du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 .$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

Chapitre X : Etude du mur plaque

(b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

➤ **Vérification a L'ELS :**

• **L'effort tranchant :**

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3.33 , 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{210 \times 10}{100 \times 18} = 1.16 < 3.33$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition Vérifiée .

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min} \rightarrow$ Condition Vérifiée .

• **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:**

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa} .$$

Chapitre X : Etude du mur plaque

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.2 :

Sens	Zone	As	Ms KN.m	ρ	β	K_1	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	observati on
X-X	Appuis	16.08	43.63	0.893	0.866	22.31	174.06	201.63	7.80	15	Vérifiée
	Travée	16.08	65.45	0.893	0.866	22.31	261.11	201.63	7.80	15	Vérifiée
Y-Y	Appuis	12.06	16.1	0.67	0.866	26.67	84.27	201.63	3.15	15	Vérifiée
	Travée	12.06	24.15	0.67	0.866	26.67	126.41	201.63	4.73	15	Vérifiée

- **Panneaux 3:**
1)Les armatures longitudinales :

Le résumé de calcul sera donne dans le tableau suivant :

Tableau X.3 :

sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ	Obs.	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (Cm ²)	fer	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appui	44.22	0.096	0.392	SSA	0.949	7.43	2.17	8HA16	16.08	13
	Travée	66.33	0.144	0.392	SSA	0.922	11.48	2.17	8HA16	16.08	13

Chapitre X : Etude du mur plaque

Y-Y	Appui	16.32	0.036	0.392	SSA	0.982	2.6	2.17	6HA16	12.06	16
	Travée	24.48	0.054	0.392	SSA	0.972	4.02	2.17	6HA16	12.06	16

2) Les armatures transversales :

➤ **Travée :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{16.08}{4} = 3.07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Appuis :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{3.07}{4} = 3.07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Vérification a L'ELS :**

• **L'effort tranchant :**

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3.33 , 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{210 \times 10}{100 \times 18} = 1.16 < 3.33$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Chapitre X : Etude du mur plaque

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$A_s \geq A_{\min} \rightarrow$ Condition Vérifiée .

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:**

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.4:

Sens	Zone	A_s	M_s (KN. m)	ρ	β	K_1	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_b Mpa	$\bar{\sigma}_b$ Mpa	observa tion
X-X	Appuis	16.08	32.54	0.683	0.879	26.32	167.06	201.63	6.34	15	Vérifiée
	Travée	16.08	48.81	0.683	0.879	26.32	250.60	201.63	9.52	15	Vérifiée
Y-Y	Appuis	12.06	12	0.512	0.892	31.30	80.97	201.63	2.58	15	Vérifiée
	Travée	12.06	18	0.512	0.892	31.30	121.46	201.63	3.88	15	Vérifiée

Chapitre X : Etude du mur plaque

- **Panneaux 2:**

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.5 :

sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	μ _i	Obs.	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (Cm ²)	fer	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appui	29.25	0.064	0.392	SSA	0.967	4.82	2.17	8HA16	16.08	13
	Travée	43.86	0.096	0.392	SSA	0.949	7.37	2.17	8HA16	16.08	13
Y-Y	Appui	10.79	0.024	0.392	SSA	0.988	1.74	2.17	6HA16	12.06	16
	Travée	16.19	0.036	0.392	SSA	0.982	2.63	2.17	6HA16	12.06	16

2) Les armatures transversales :

➤ **Travée :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Appuis :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Vérification a L'ELS :**

Chapitre X : Etude du mur plaque

- **L'effort tranchant :**

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3.33 , 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{210 \times 10}{100 \times 18} = 1.16 < 3.33$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:**

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa} .$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.6 :

Sens	Zone	A _s	M _s (KN. m)	ρ	β	K ₁	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b (Mpa)	observati on
X-X	Appuis	16.08	21.44	0.502	0.893	31.73	147.38	201.63	4.64	15	Vérifiée
	Travée	16.08	32.16	0.502	0.893	31.73	221.07	201.63	6.96	15	Vérifiée

Chapitre X : Etude du mur plaque

Y-Y	Appuis	12.06	7.91	0.376	0.905	31.63	71.61	201.63	1.90	15	Vérifiée
	Travée	12.06	11.86	0.376	0.905	31.63	107.38	201.63	2.85	15	Vérifiée

- **Panneaux 1:**

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.7 :

sens	Zone	M _u (KN. m)	μ _u	μ	Obs.	β	A (cm ² /ml)	A _{min} (Cm ²)	fer	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
X-X	Appui	14.52	0.032	0.392	SSA	0.984	2.35	2.17	8HA12	9.05	13
	Travée	21.39	0.046	0.392	SSA	0.976	3.49	2.17	8HA12	9.05	13
Y-Y	Appui	5.26	0.012	0.392	SSA	0.994	0.844	2.17	6HA12	6.78	16
	Travée	7.89	0.018	0.392	SSA	0.991	1.27	2.17	6HA12	6.78	16

2) Les armatures transversales :

➤ **Travée :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

➤ **Appuis :**

$$A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } \mathbf{6HA10/ ml} = 4.71 \text{ cm}^2 .$$

Chapitre X : Etude du mur plaque

➤ **Vérification a L'ELS :**

• **L'effort tranchant :**

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3.33 , 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ Mpa} .$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{210 \times 10}{100 \times 18} = 1.16 < 3.33$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min} \rightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

• **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:**

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ Mpa} .$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Tableau X.8 :

Sens	Zone	A _s	M _s KN.m	ρ	β	K ₁	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (Mpa)	σ̄ _b Mpa	observat ion
	Appuis	9.05	10.34	0.502	0.893	31.73	71.08	201.63	201.63	15	Vérifiée

Chapitre X : Etude du mur plaque

X-X	Travée	9.05	15.51	0.502	0.893	31.73	106.62	201.63	201.63	15	Vérifiée
Y-Y	Appuis	6.78	3.815	0.376	0.905	37.63	31.54	201.63	201.63	15	Vérifiée
	Travée	6.78	5.72	0.376	0.905	37.63	51.78	201.63	201.63	15	Vérifiée

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude qui a consisté en l'étude d'un immeuble à usage d'habitation est commercial est la première expérience qui nous a permis de faire une synthèse assez objective des connaissances théoriques acquises au cours de notre cursus et de découvrir les différentes méthodes de calcul ainsi que les différents règlements en vigueur utile pour l'ingénieur en Génie Civil.

Bibliographie

- 1- M Belazougui : "Calcul des ouvrages en béton armé" OPU (2004)
- 2- Henry Thonier: "Conception et calcul des structures de bâtiment" Ed La source d'or (1993)
- 3- J. Perchat et J. Roux "Maîtrise de BAEL 91 et des D.T.U associés" Ed Eyrolles (1992)
- 4- Marius Divers : "Calcul des tours en béton armée " Ed Dunod (Paris 1972)
- 5- R. Barres : " Table pour calcul des dalles et des parois en béton armé" Ed dunod
- 6- Victor Davidovici : "Formulaire de béton armé tome 1 et 2" Ed Le moniteur (paris 1995)
- 7- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- 8- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.
- 9- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- 10- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.

9- Mémoire de fin d'études :

- SI SALEM Si ramdane
- ZITOUN Mustafa

Etude d'une tour (R+12) à usage d'habitation et commerciale contreventée par des voiles et portiques (promotion 2012/2013 UMMTO) Dirigé par M^R MANSOURI A

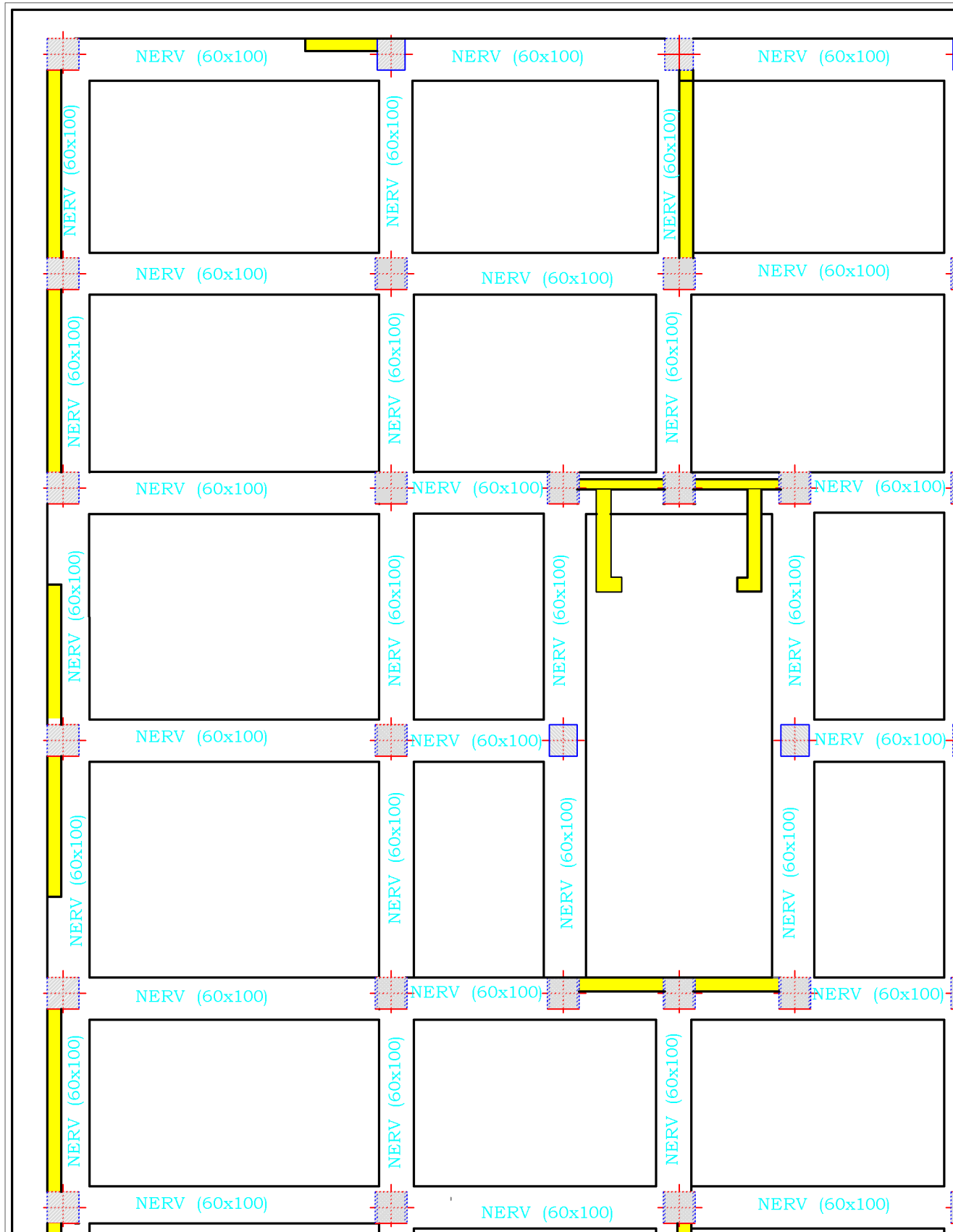
- Siguerdjedjene Fatma
- Khacef Nadia

Etude d'une tour (R+9) à usage d'habitation contreventée par des voiles (promotion 2002/2003 UMMTO) Dirigé par M^R Bouheraoua.

- AIT AMIR Fatiha
- ZIBANI Safia

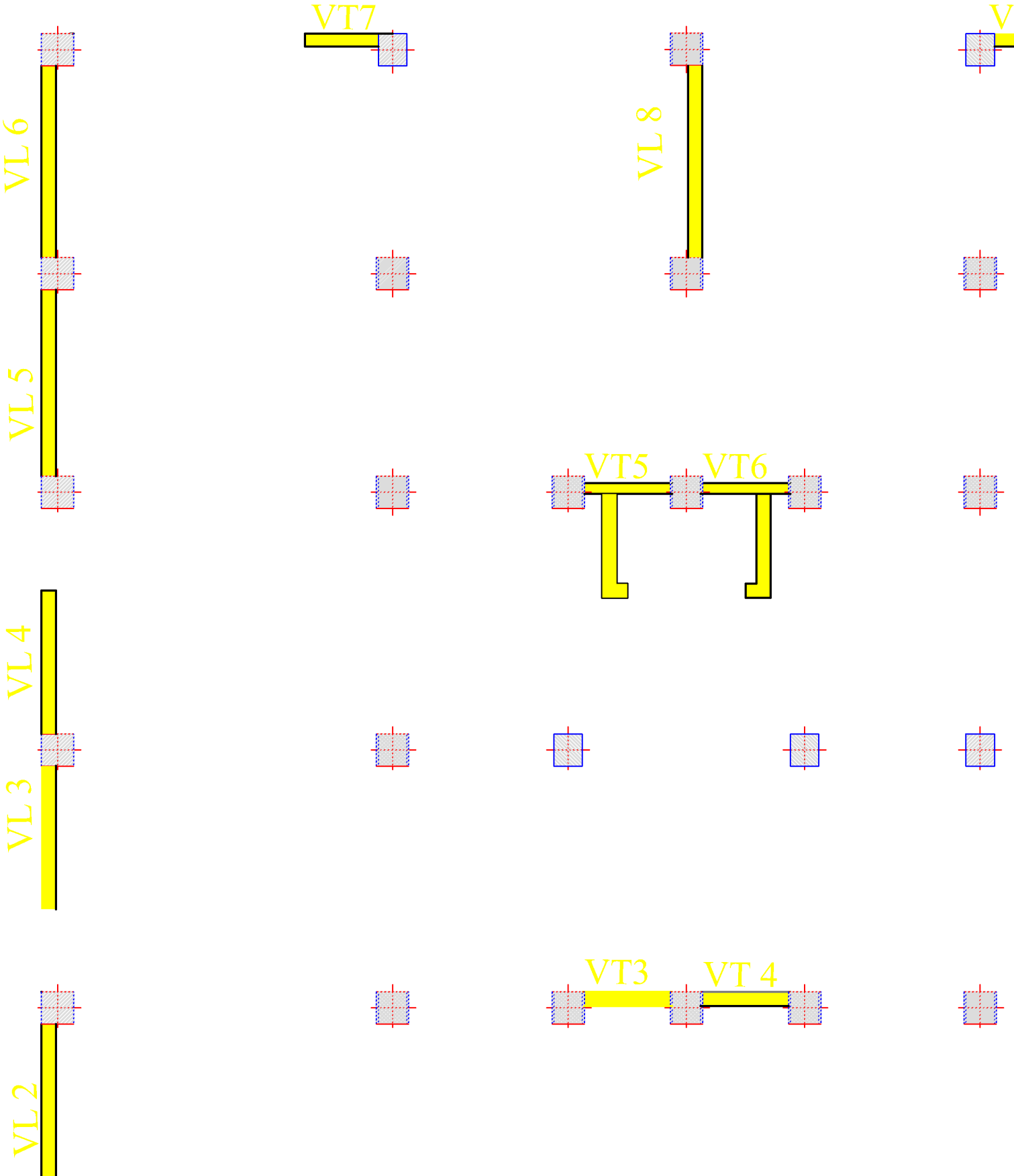
Etude d'une tour (R+10+ss) à usage multiple contreventée par des voiles (promotion 2011/2012 UMMTO) Dirigé par M^R MAGHLAT.E

COFFRAGE DES FONDATIONS (Niv -12.24)



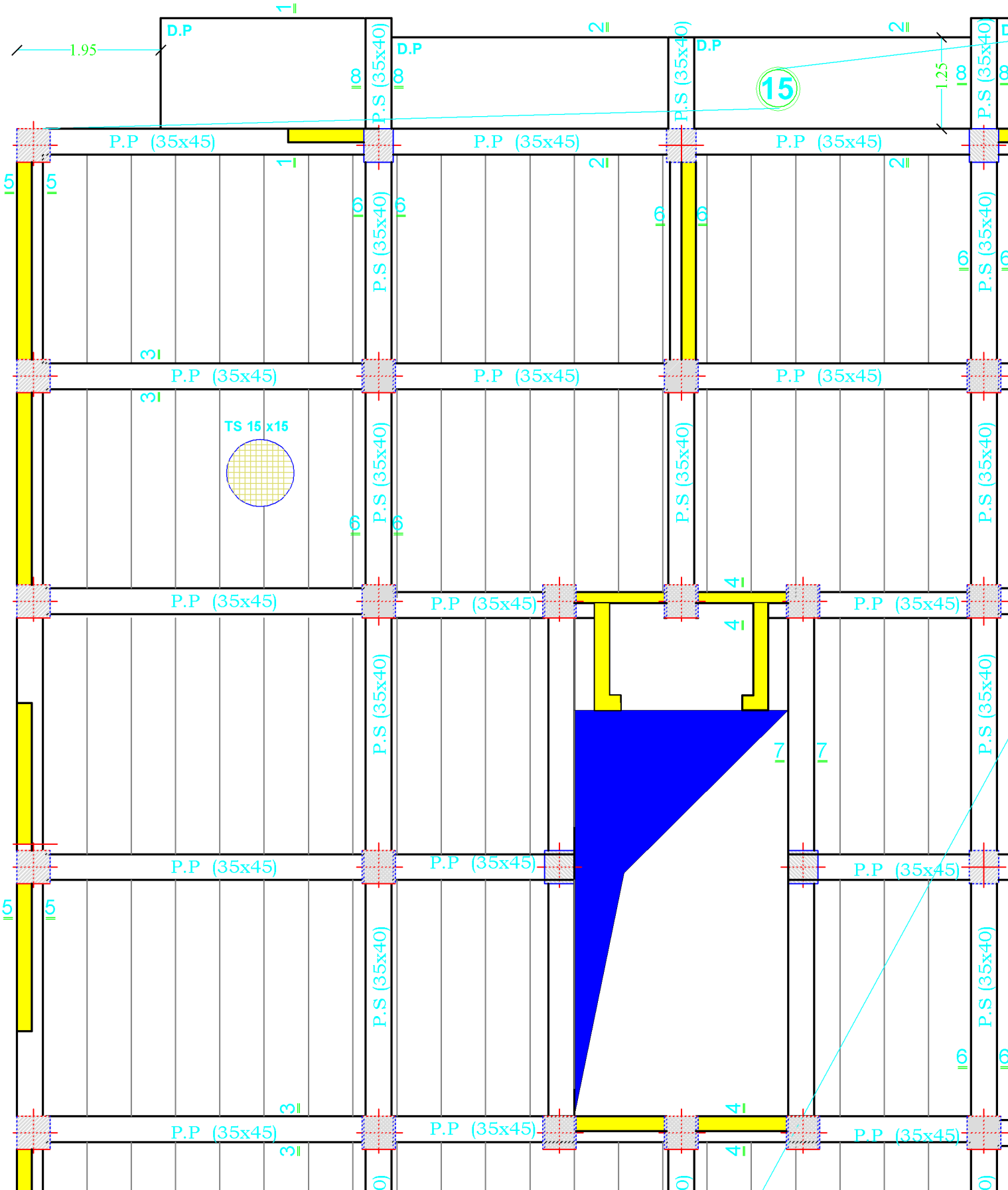
Disposition des voils

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

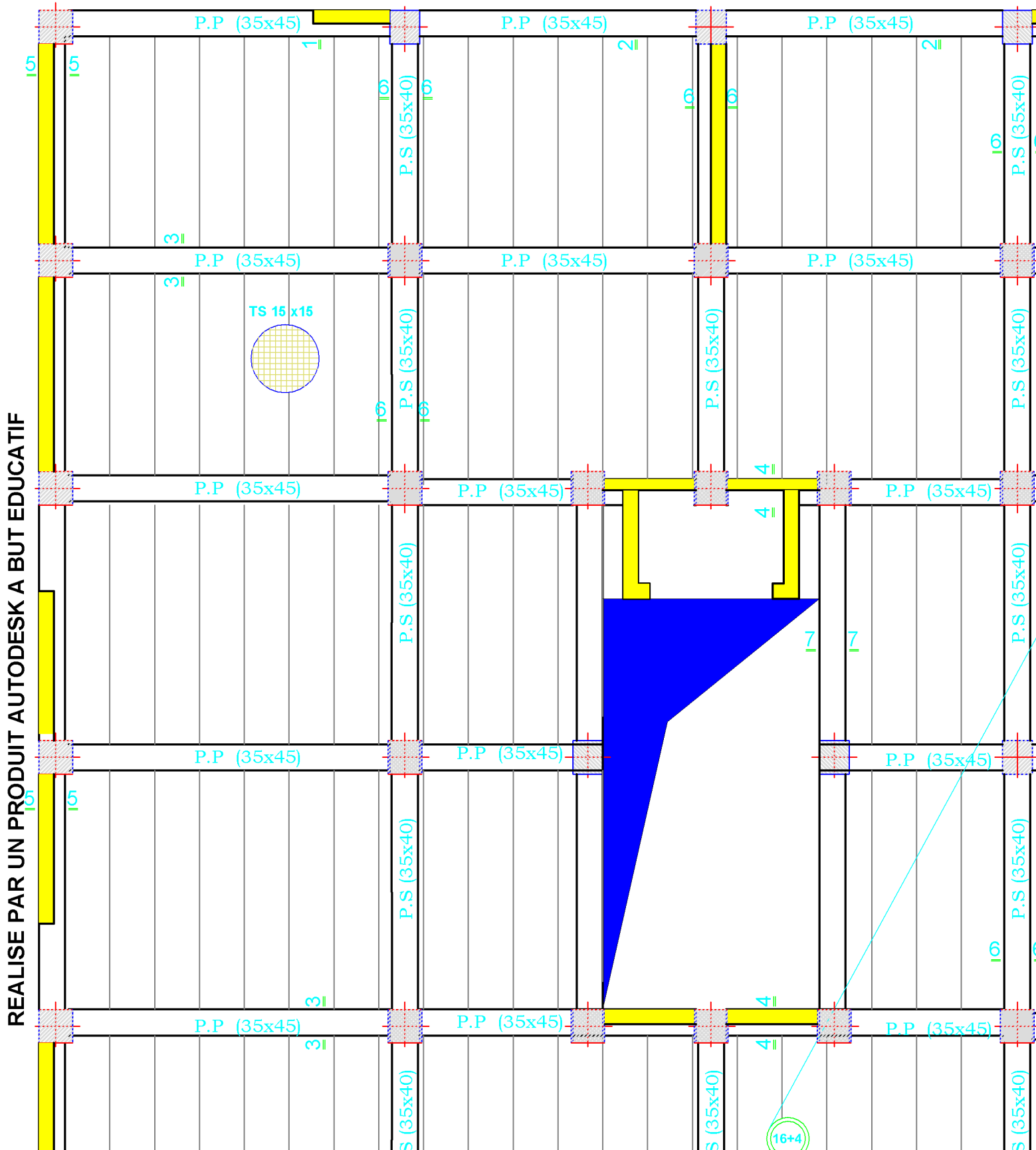


COFFRAGE DE PLANCHER DU 4eme, 3eme (Niv -12.24, -9.18, -6.12 et -3.00)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

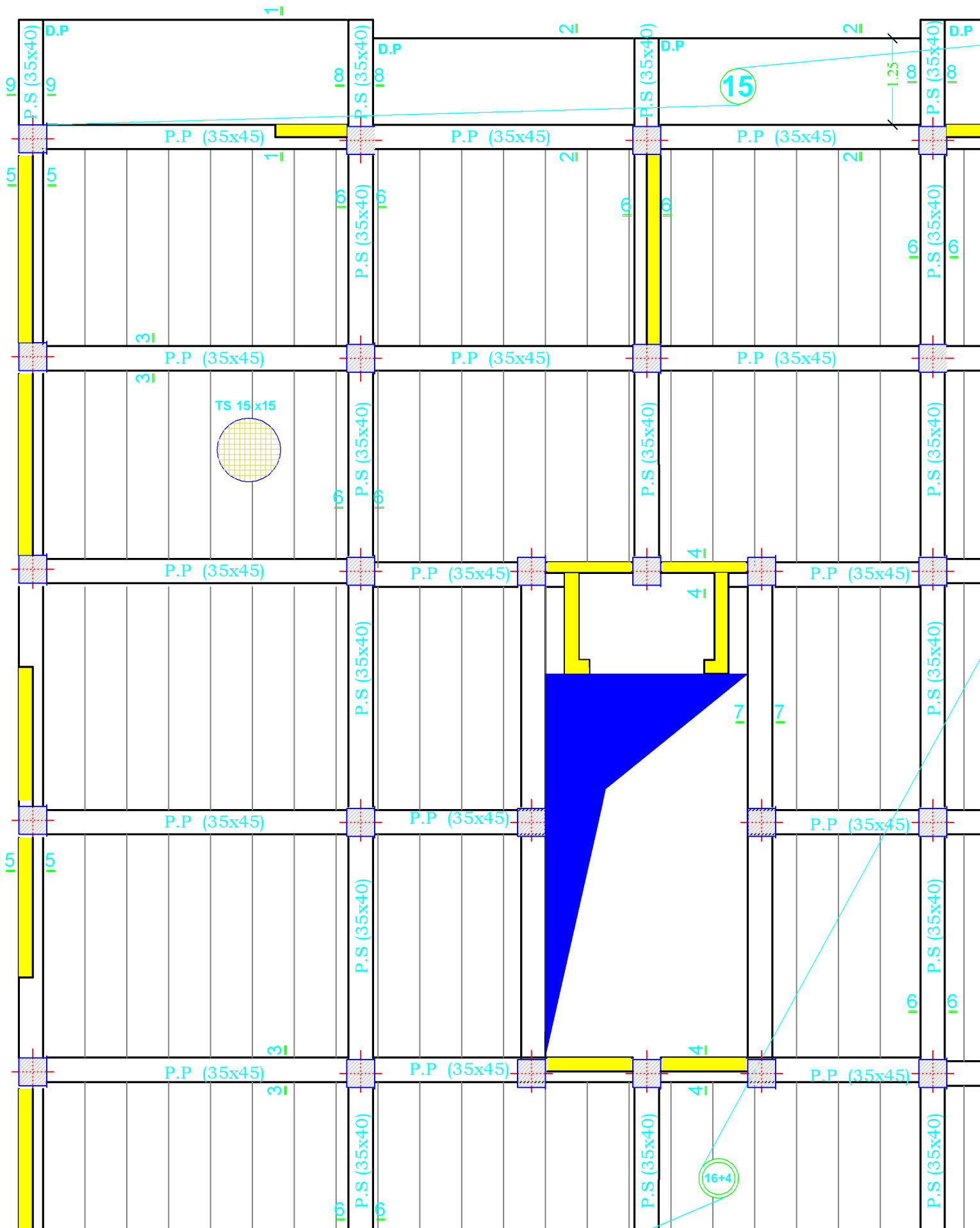


COFFRAGE DE PLANCHER DU R D C (Niv ±0.00)



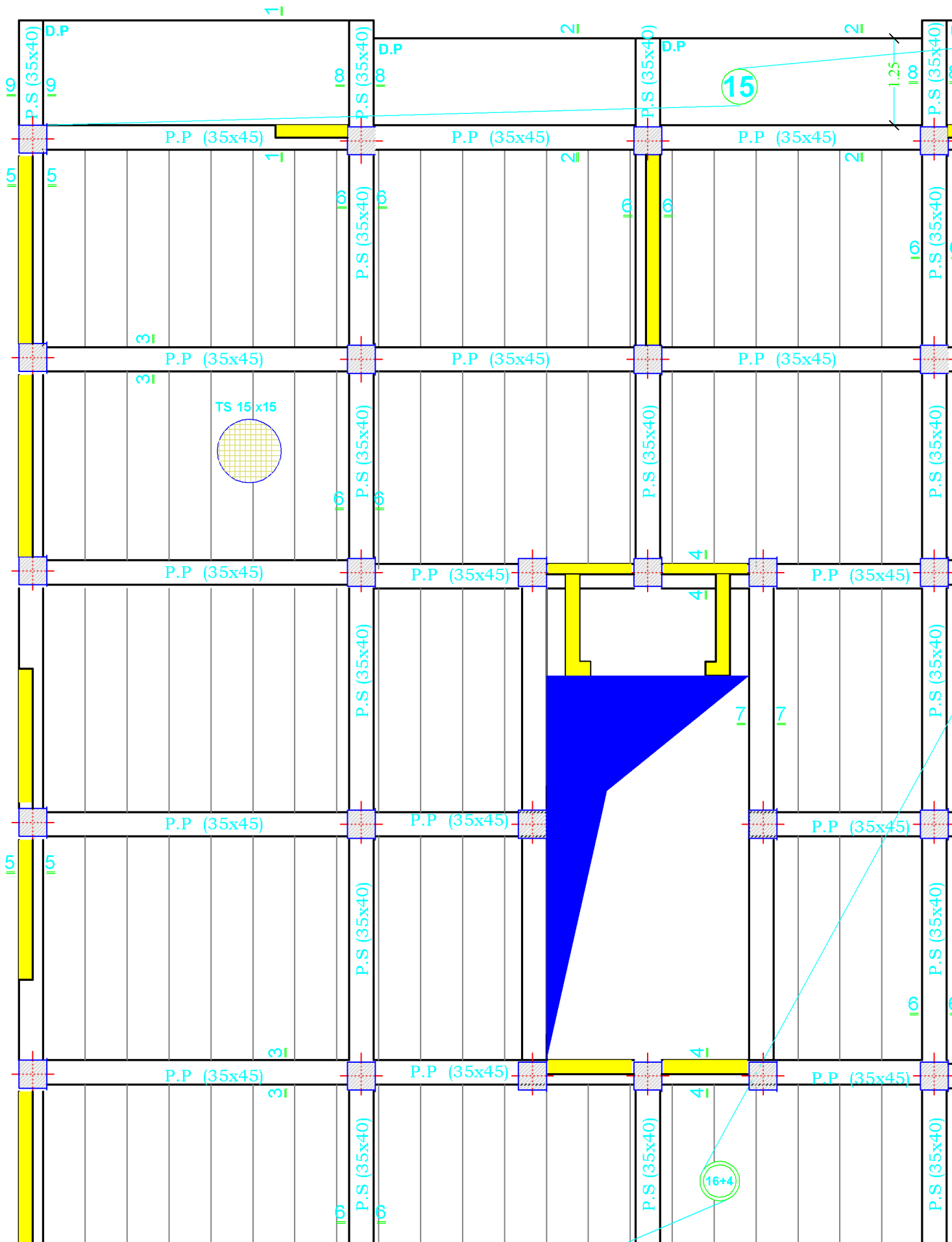
COFFRAGE DES PLANCHERS DU 1er, 2eme et 3e (Niv +7.38, +10.44 et +13.50)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



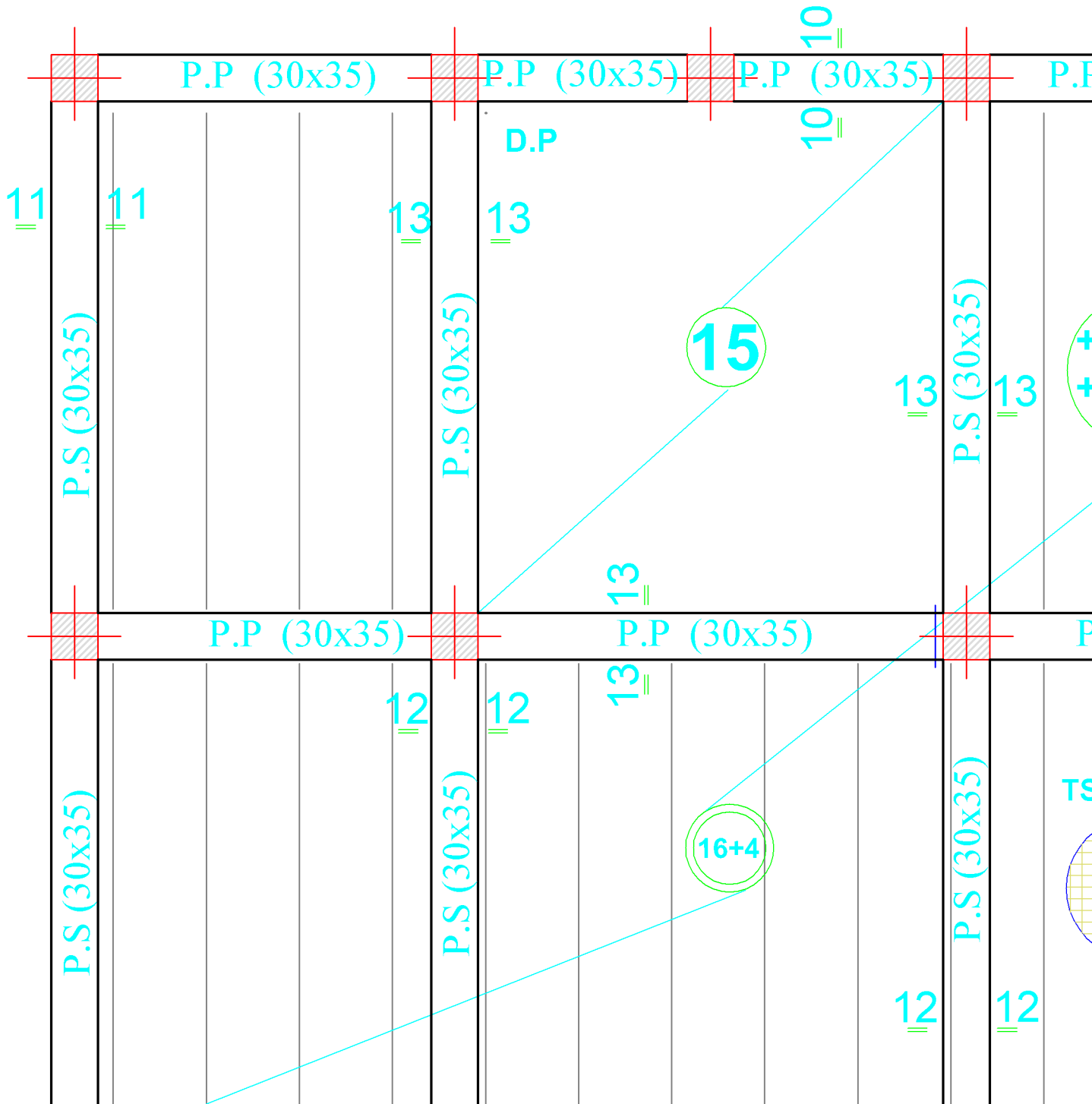
COFFRAGE DES PLANCHERS DU 4eme et 5eme E

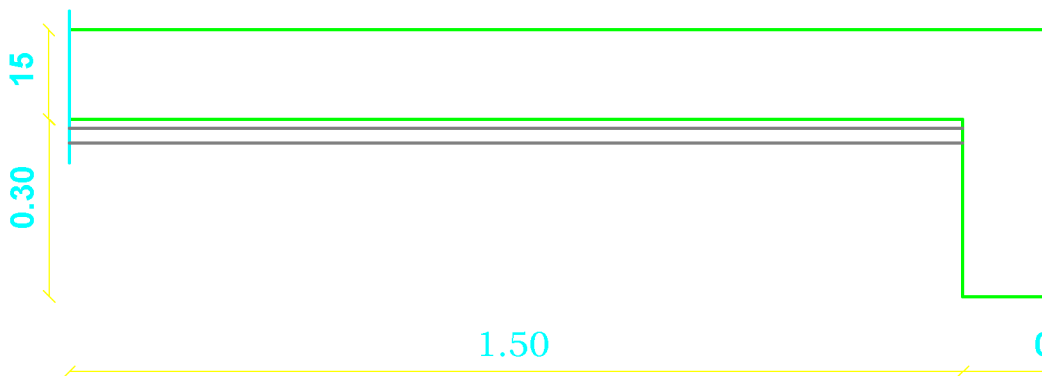
(Niv +16.49, +19.62)



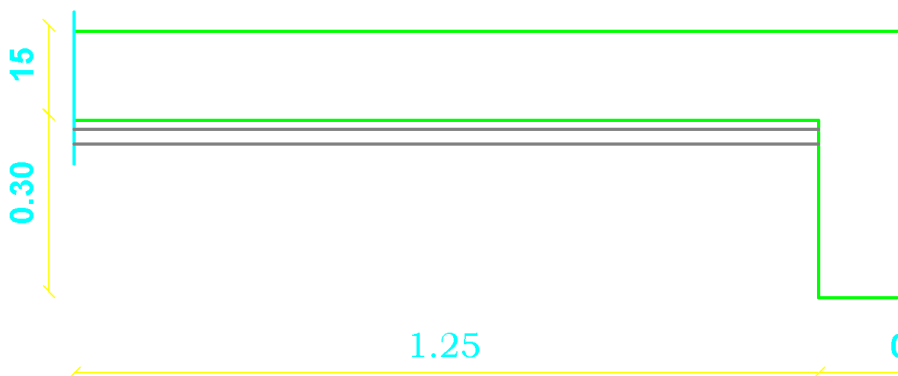
COFFRAGE DU PLANCHER T

(Niv+22.67)

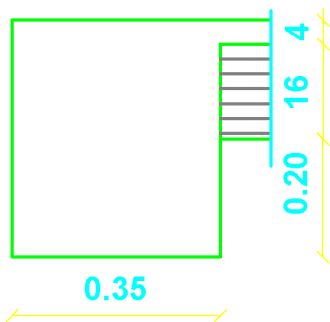




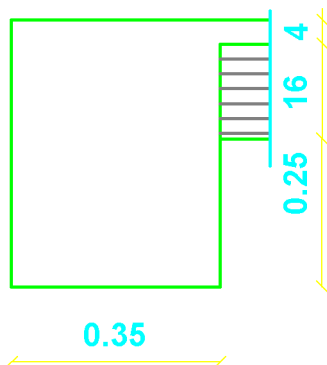
Coupe 2- 2
ECH 1/20



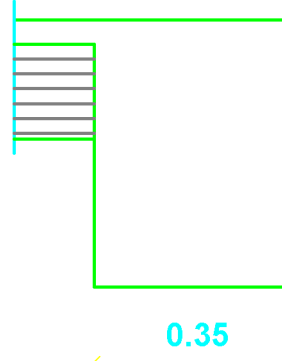
Coupe 5- 5
ECH 1/20



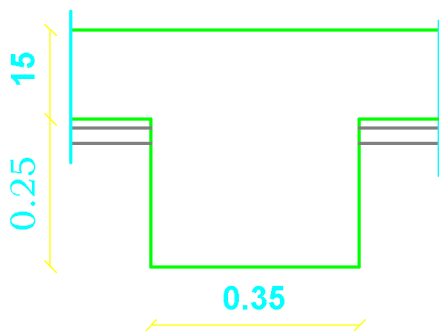
Coupe 4- 4
ECH 1/20



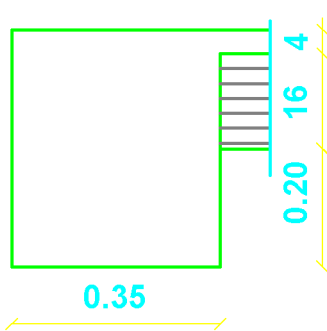
Coupe 3- 3
ECH 1/20



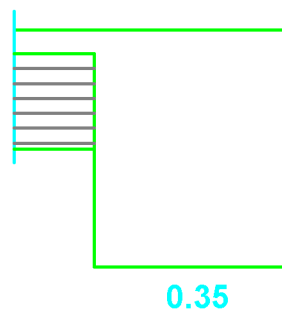
Coupe 8- 8
ECH 1/20



Coupe 7- 7
ECH 1/20



Coupe 6- 6
ECH 1/20



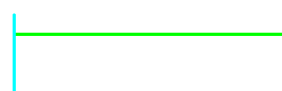
Coupe 11- 11
ECH 1/20

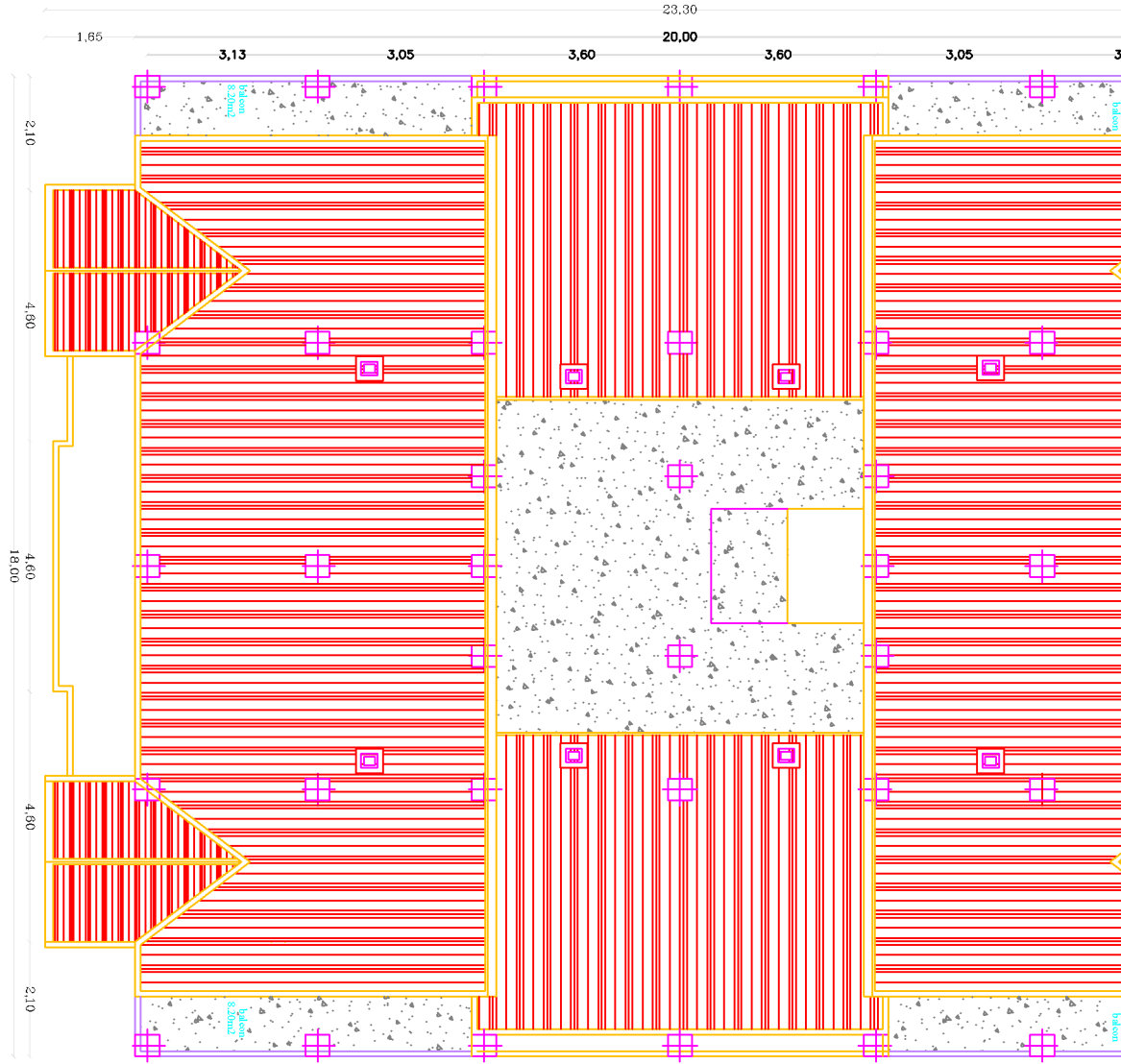


Coupe 10- 10
ECH 1/20

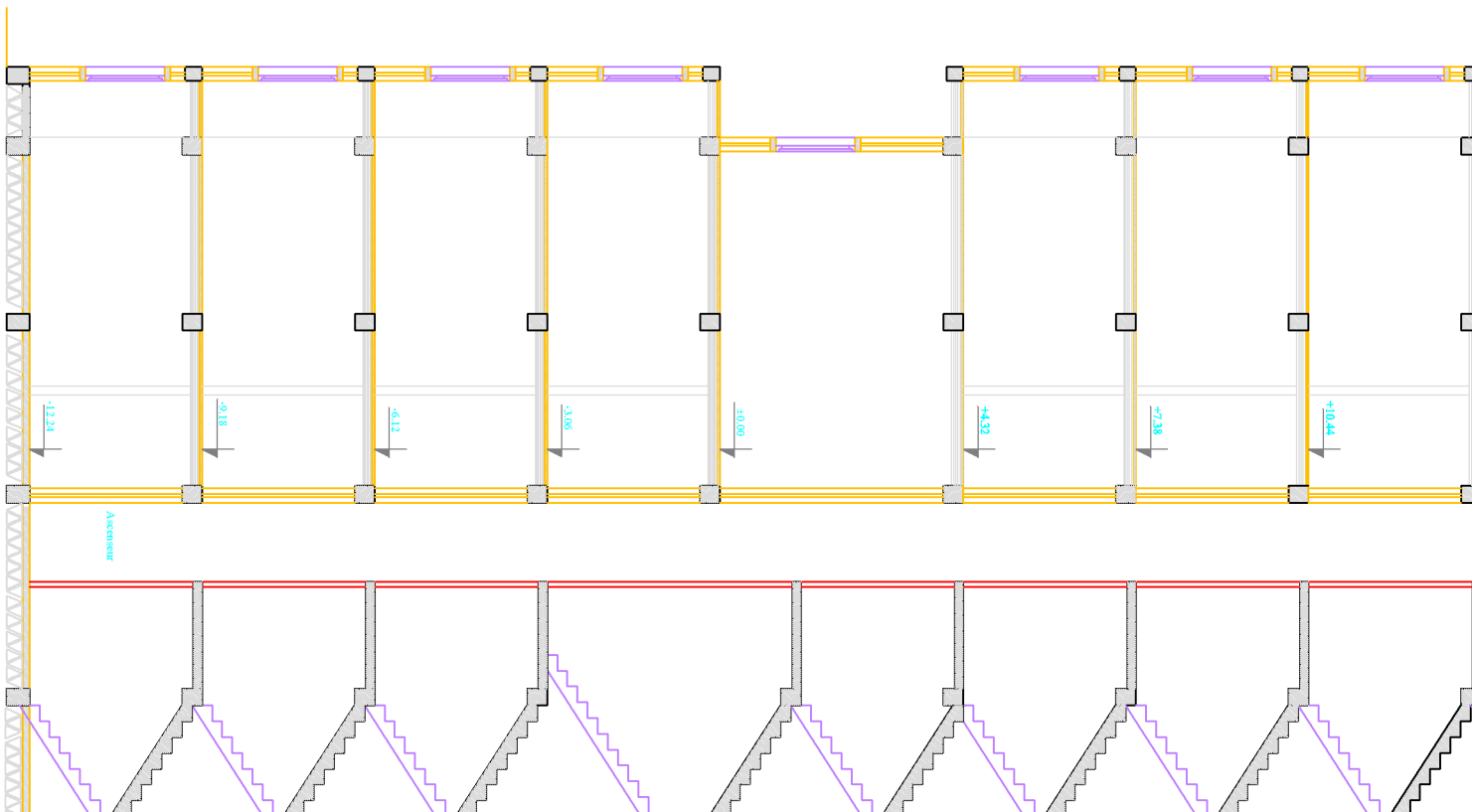


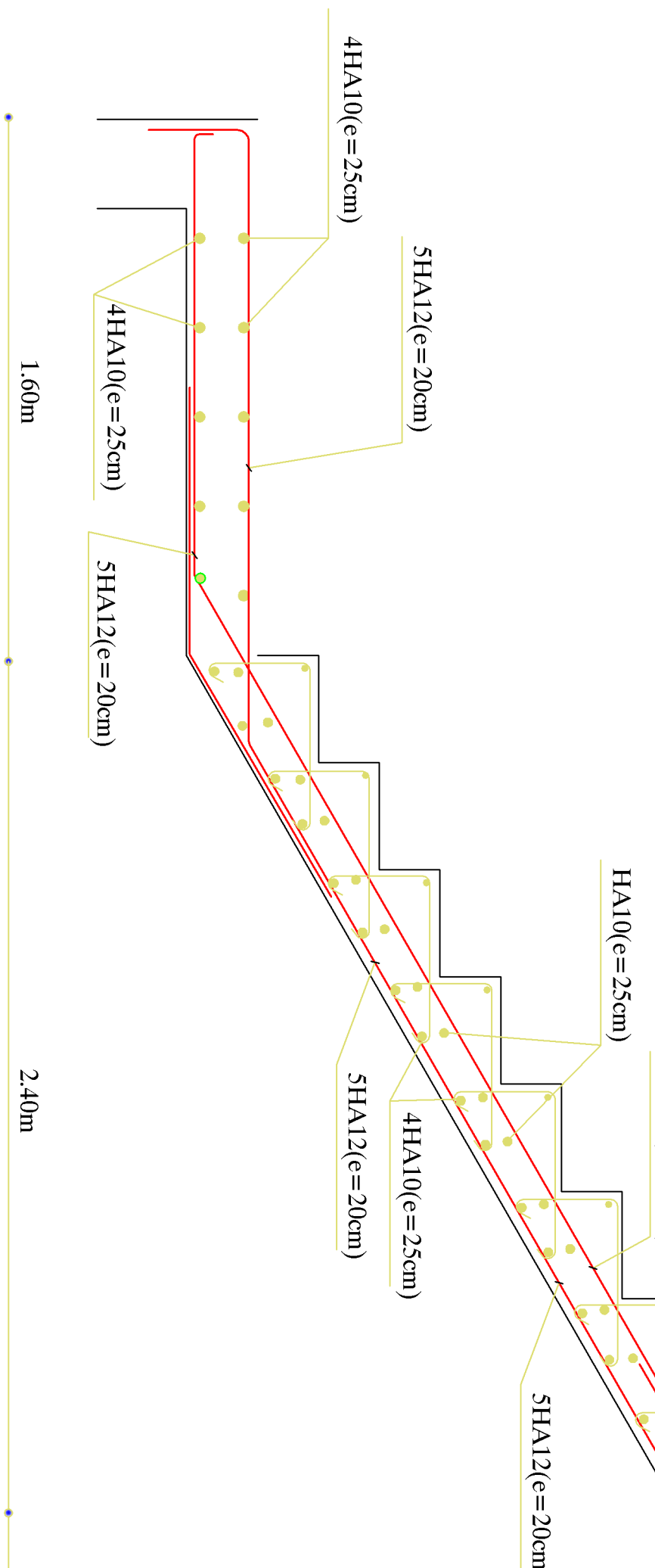
Coupe 9- 9
ECH 1/20





PLAN DU REZ DE TOITURE





Université Mouloud MAN
Faculté de Génie
Département de Génie

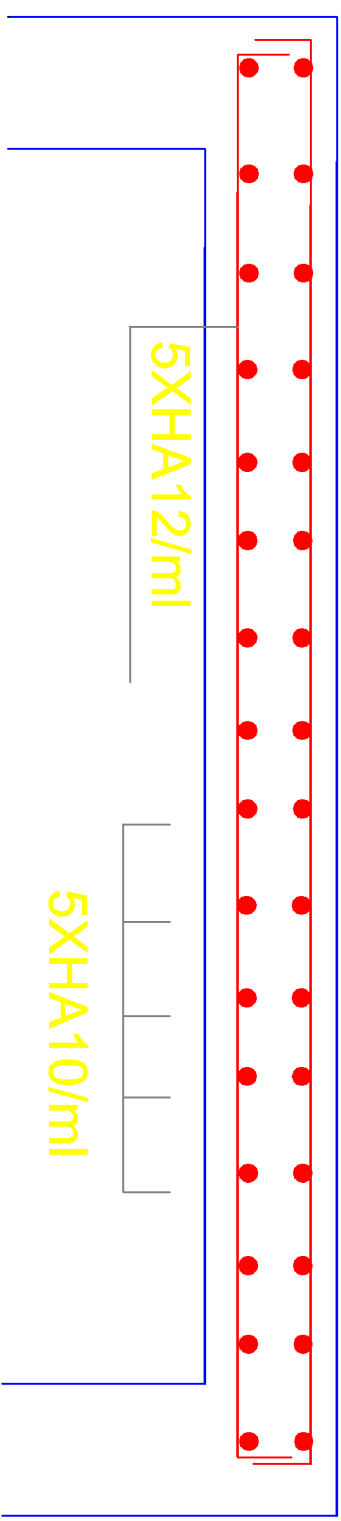
PLAN DE FERRAILLAGE

Dessiné par :
Mr. LAHOUARI
Mlle.BEN

Dirigé par :
Mme.BEN

20 190 20

SENS X-X



20 190 20

SENS Y-Y

ferrailage de la dalle pleine
de la salle machine.

TITRE:

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEM
UNIVERSITE MOULOUD MA
FACULTE DU GENIE D
DEPARTEMENT D

ECHELLE 1:100

PLANCHE N° 0

niv+0.00 20

FERR. Mur plaque

6T10/m²

2x6T12/ml
esp=15

2x8T12/ml esp=13
L = 3.70m

niv-3.06

2x6T16/ml
esp=15

6T10/m²

2x8T16/ml esp=13
L = 11.00m

niv-6.12

2x6T16/ml
esp=15

6T10/m²

2x8T16/ml esp=13
L = 11.00m

-9.18

284T16/ml esp=25
L = 11.00m

COFF. Mur pl

DETAIL DE REMBLAIS

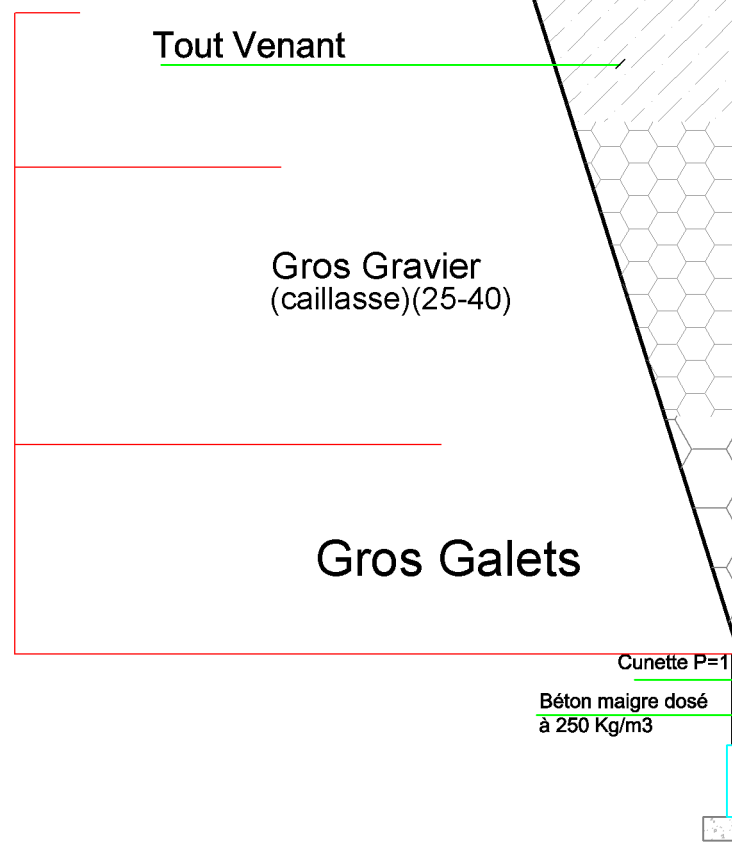
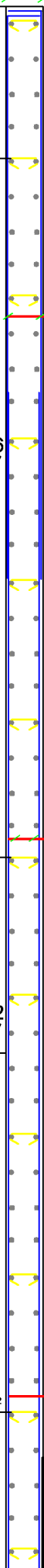
Tout Venant

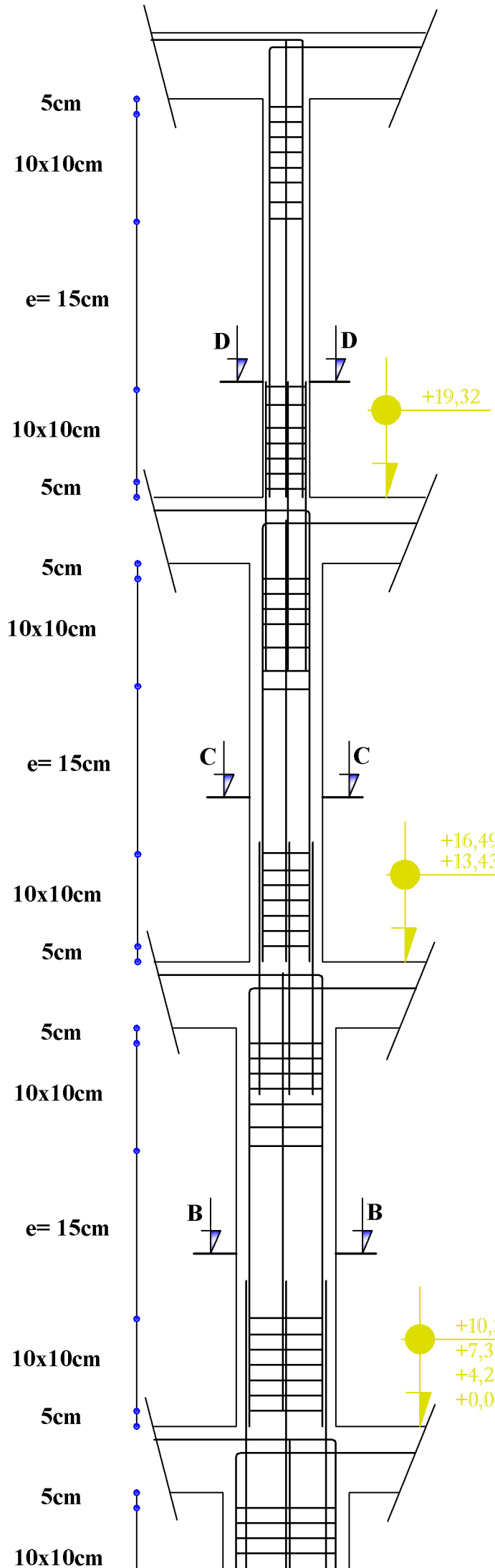
Gros Gravier
(caillasse)(25-40)

Gros Galets

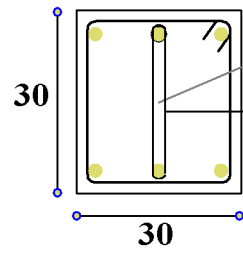
Cunette P=1

Béton maigre dosé
à 250 Kg/m³



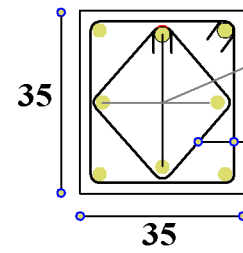


Coupe D-D



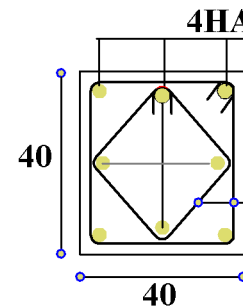
NIV : Toiture
Figure 04

Coupe C-C



NIV : 4 , 5
Figure 03

Coupe B-B



NIV : RDC,1,2
Figure 02

Coupe A-A



43

5XHA12/m

5XHA10/m

35

150

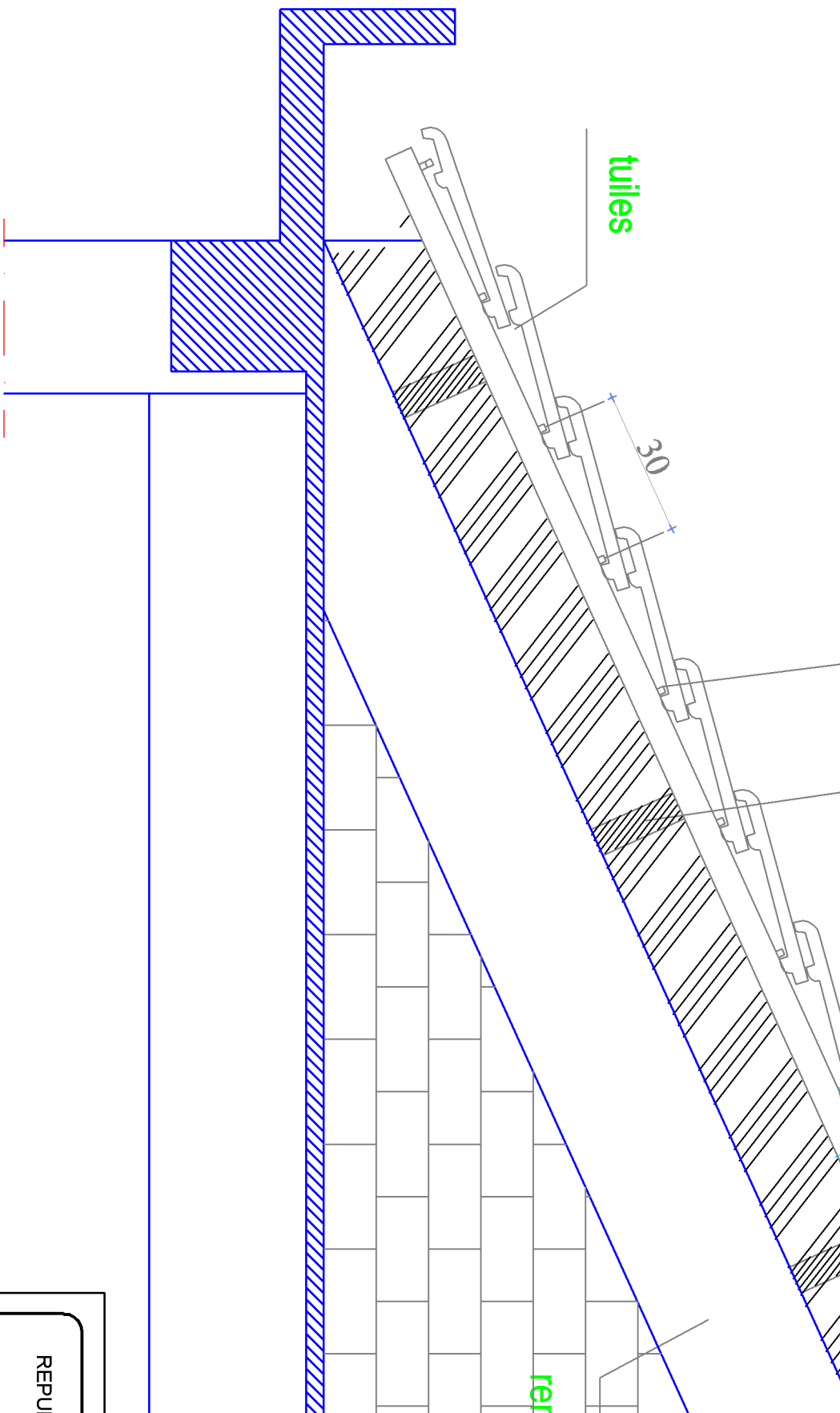
SENS Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE
UNIVERSITE MOUL
FACULTE DU G
DEPARTE

TITRE:
ferrailage de la dalle p
du balcon.

ECHELLE 1:100

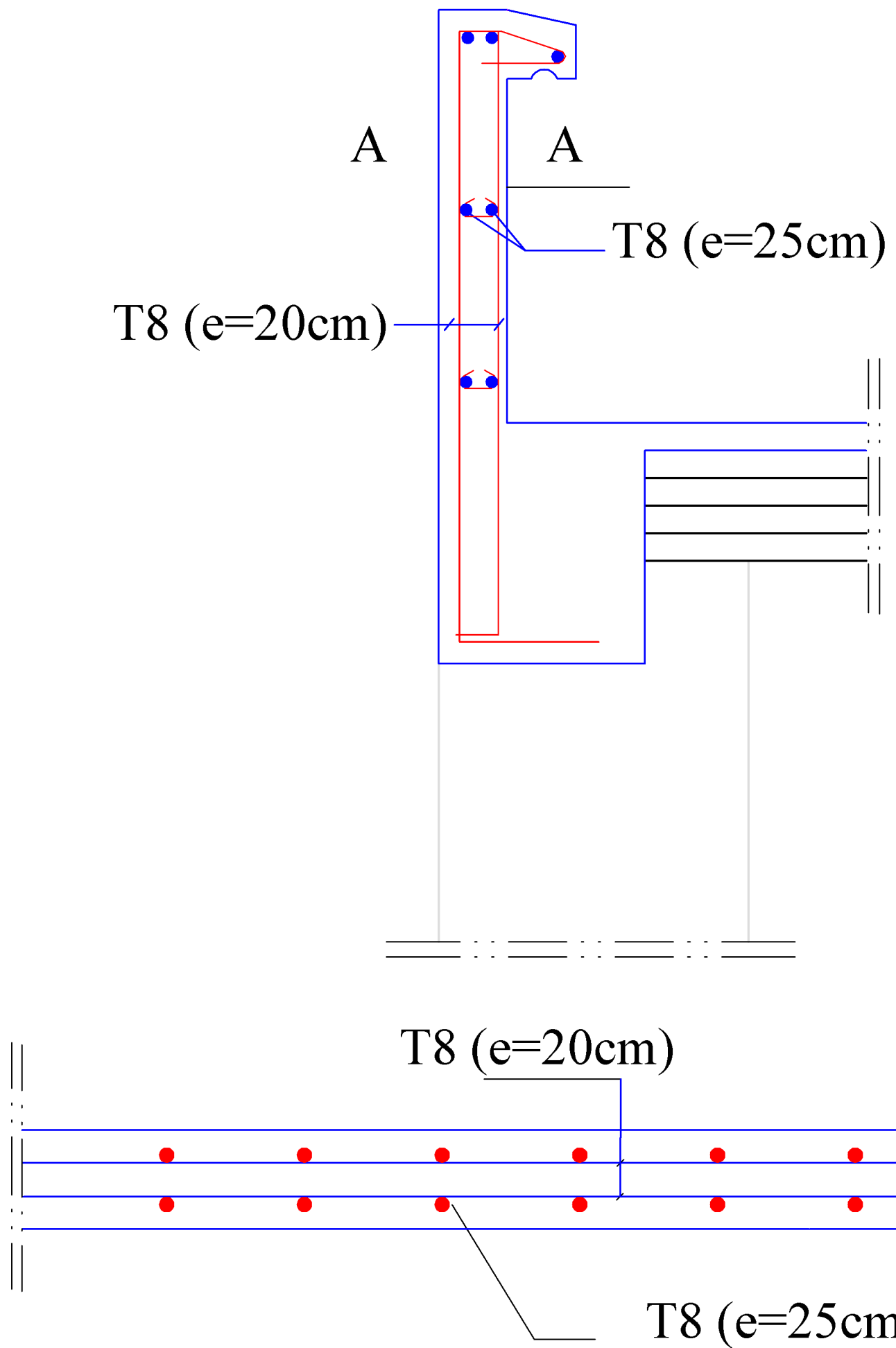
PLA



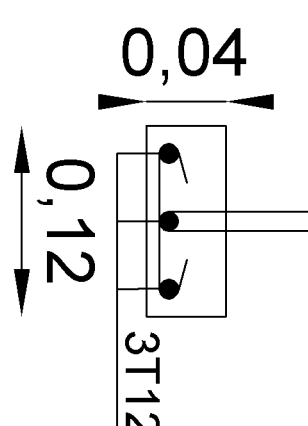
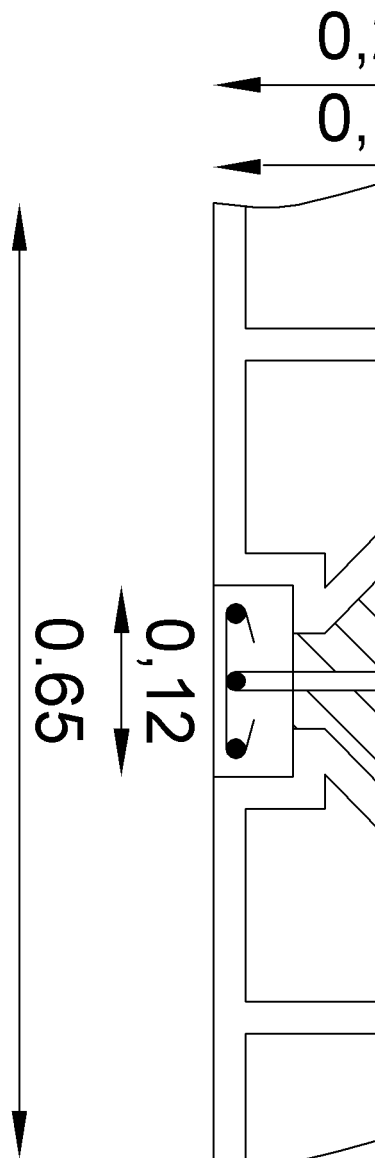
REPU

Coffrag

ECHÉL



Coupe A-A



AUX APPUIS

POUTRELLES

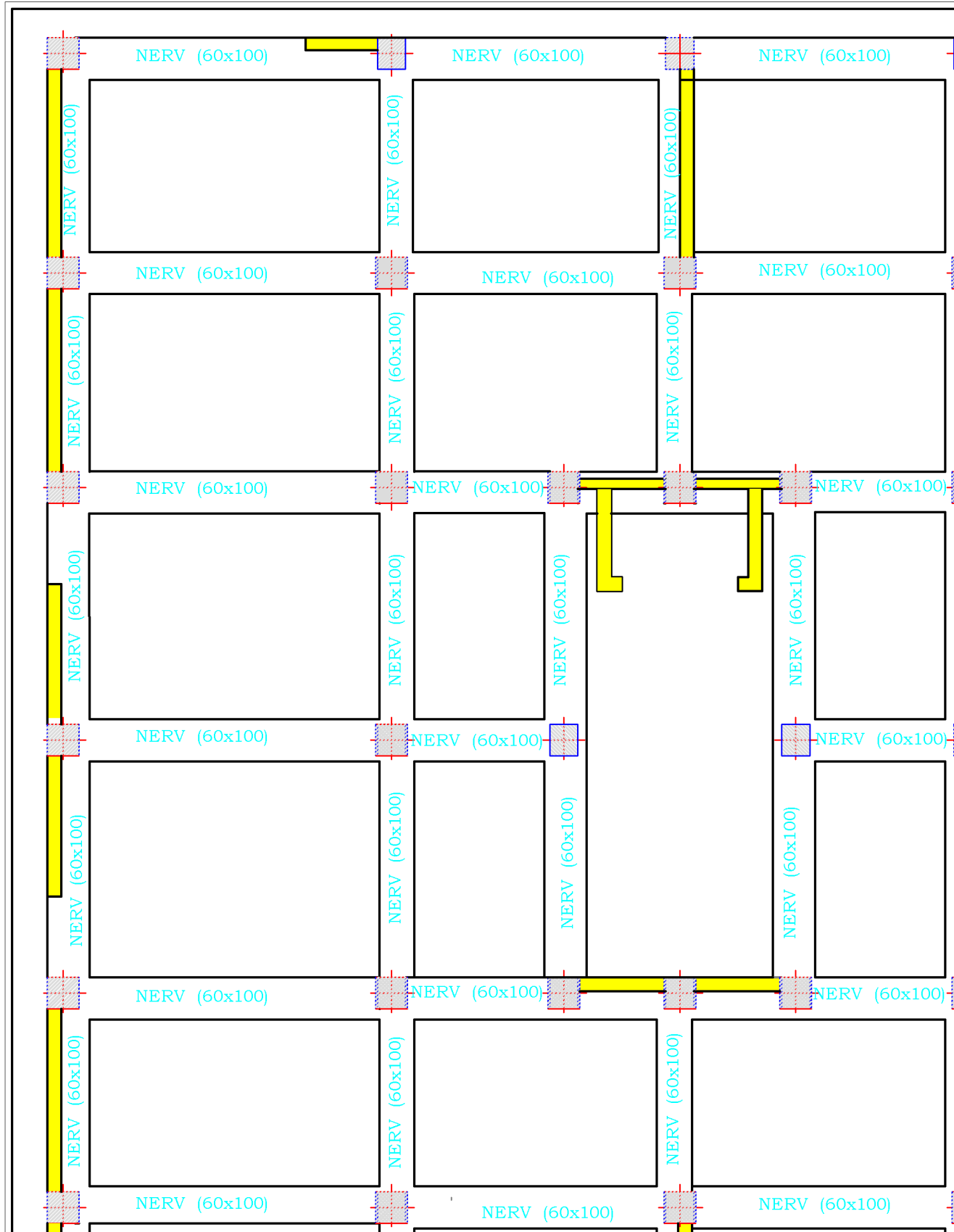
REPUBLIQUE ALGERI
UNIVERSITE MO
FACULTE DI
DEPAR

Coffrage et ferrail
poutrelles

TITRI

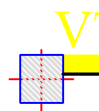
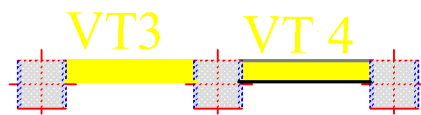
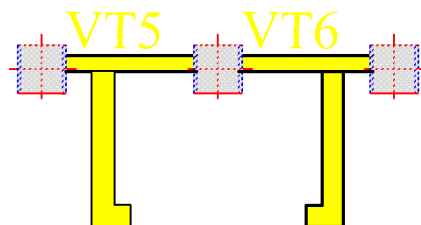
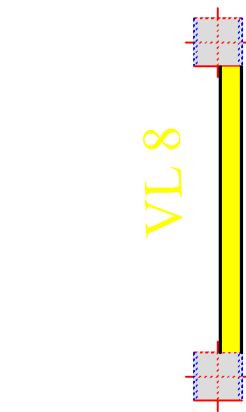
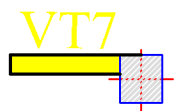
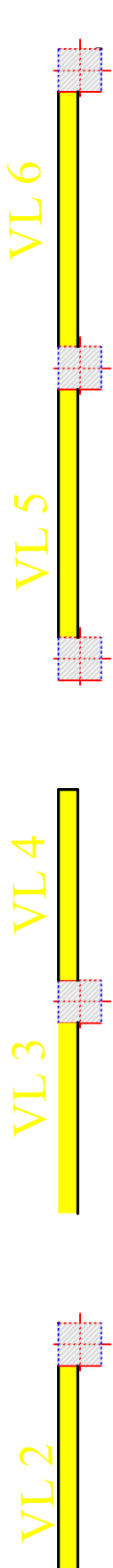
ECHELLE

COFFRAGE DES FONDATIONS (Niv -12.24)

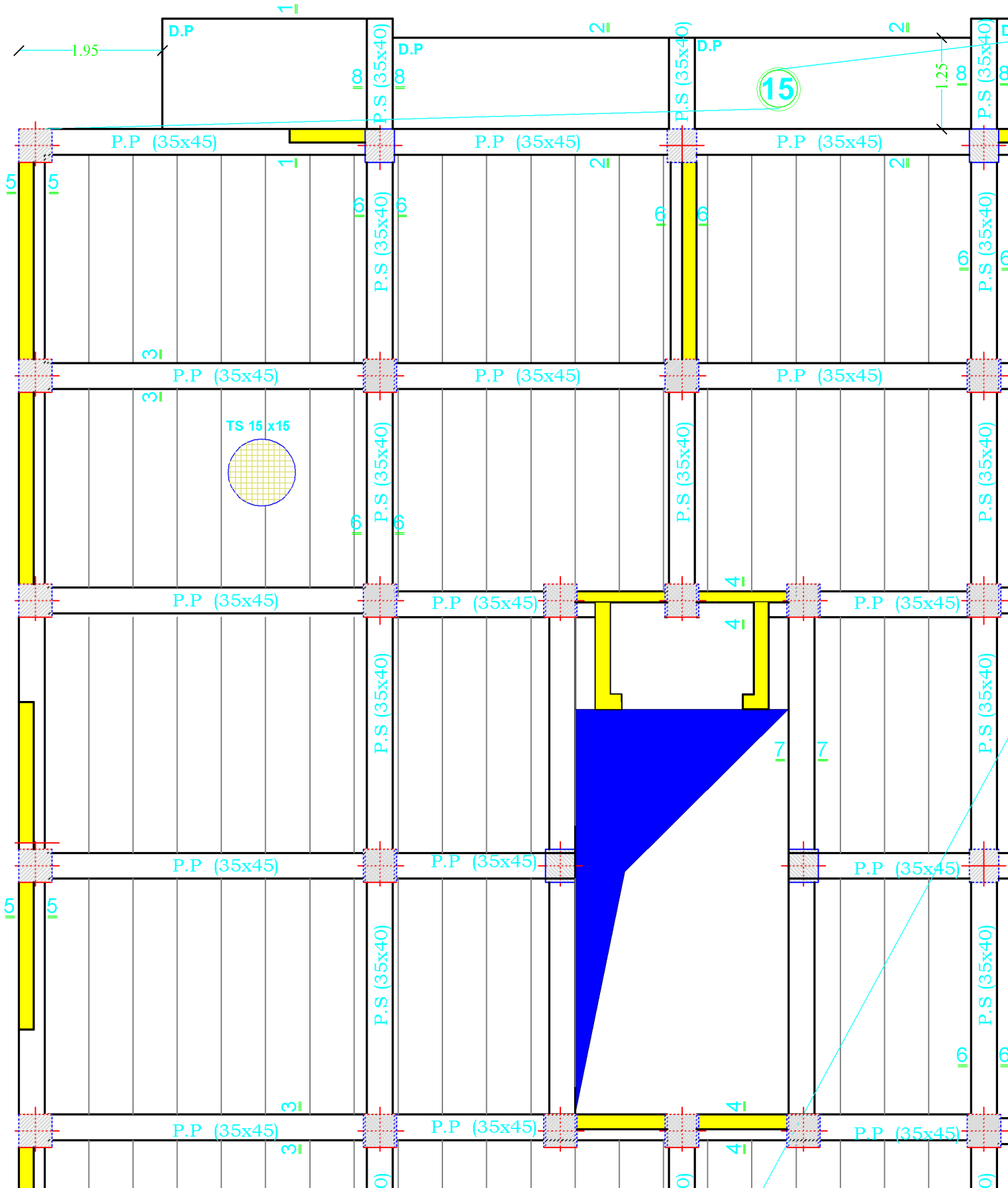


Disposition des voils

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

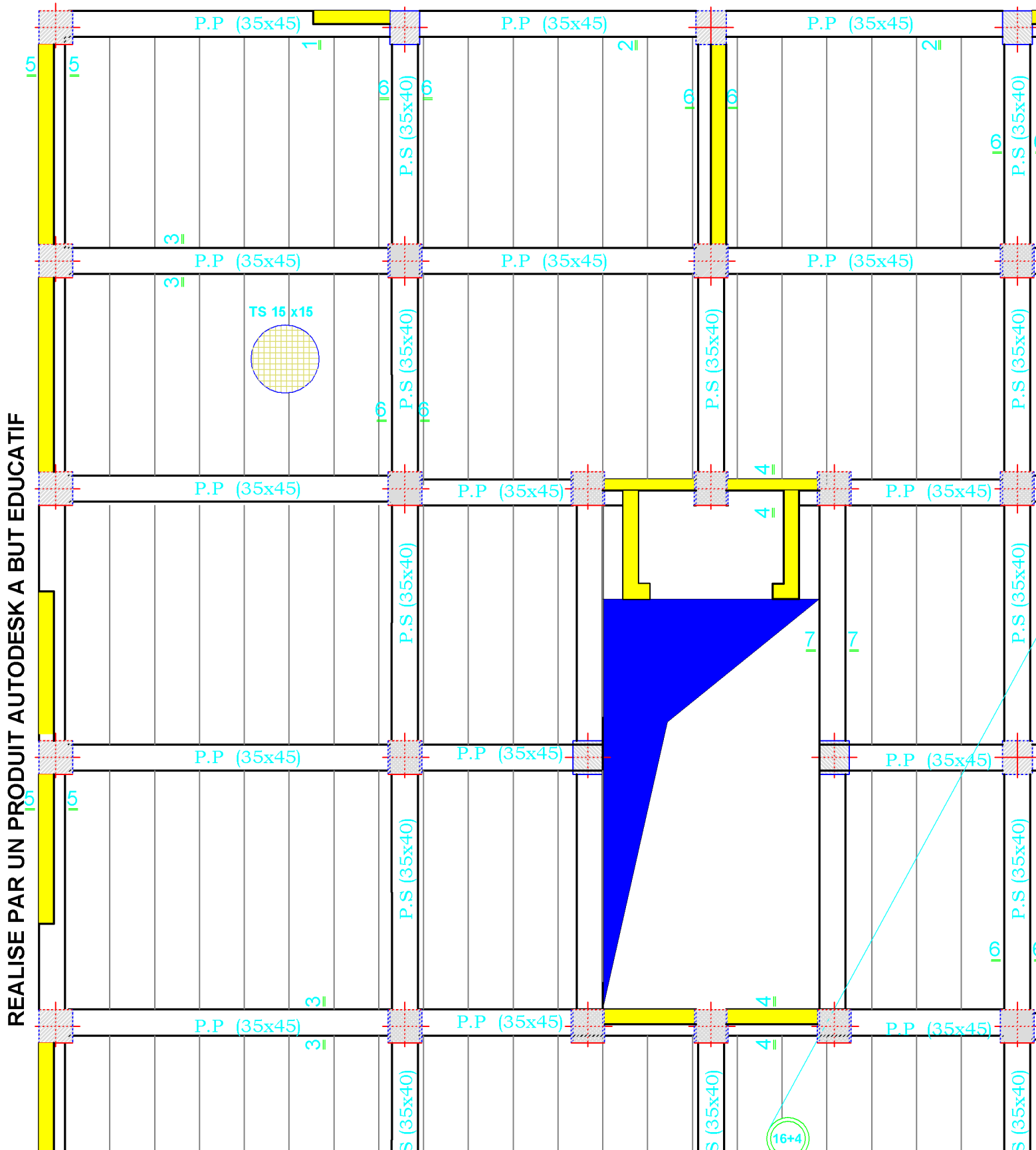


COFFRAGE DE PLANCHER DU 4eme, 3eme (Niv -12.24, -9.18, -6.12 et -3.12)



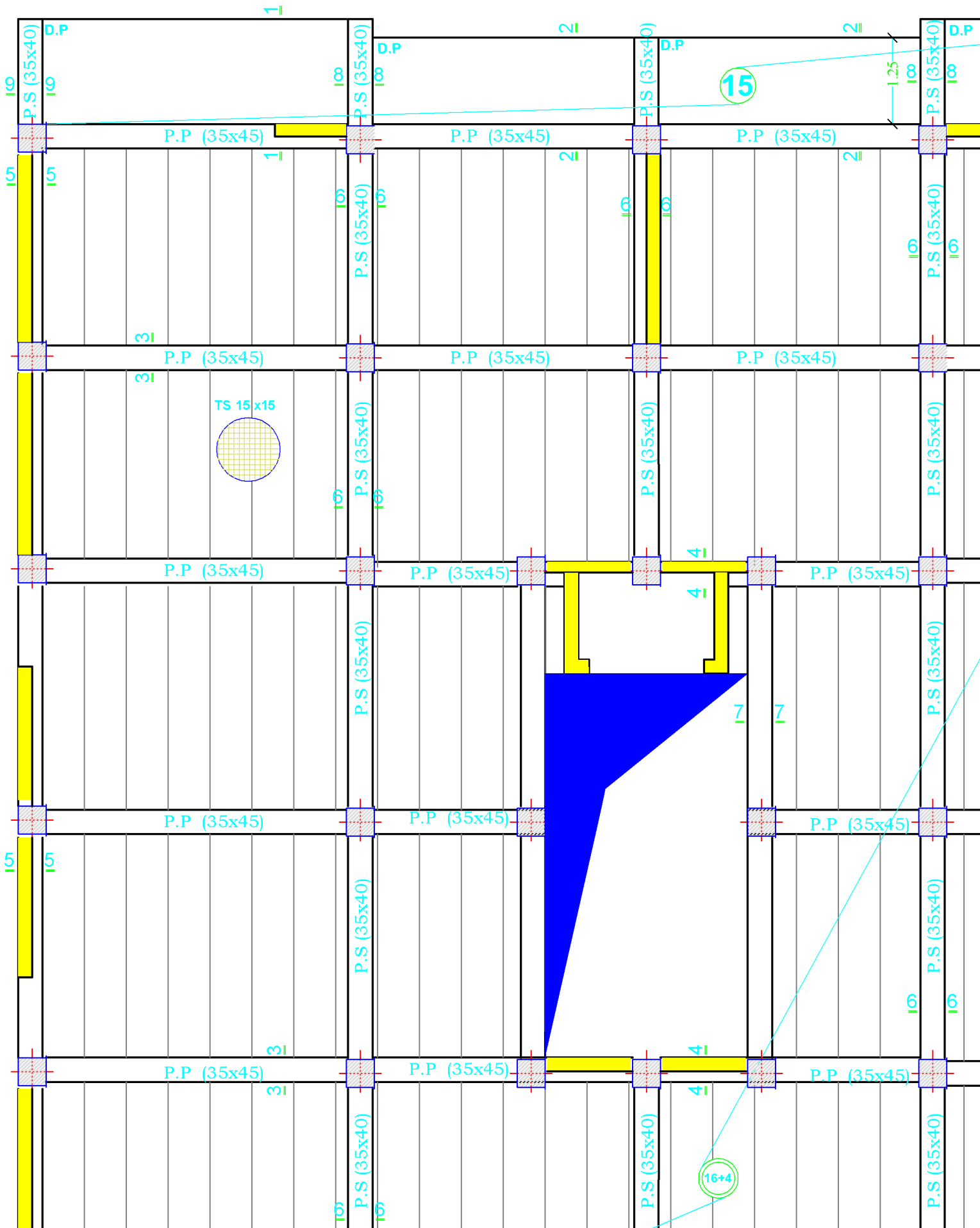
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

COFFRAGE DE PLANCHER DU R D C (Niv ±0.00)



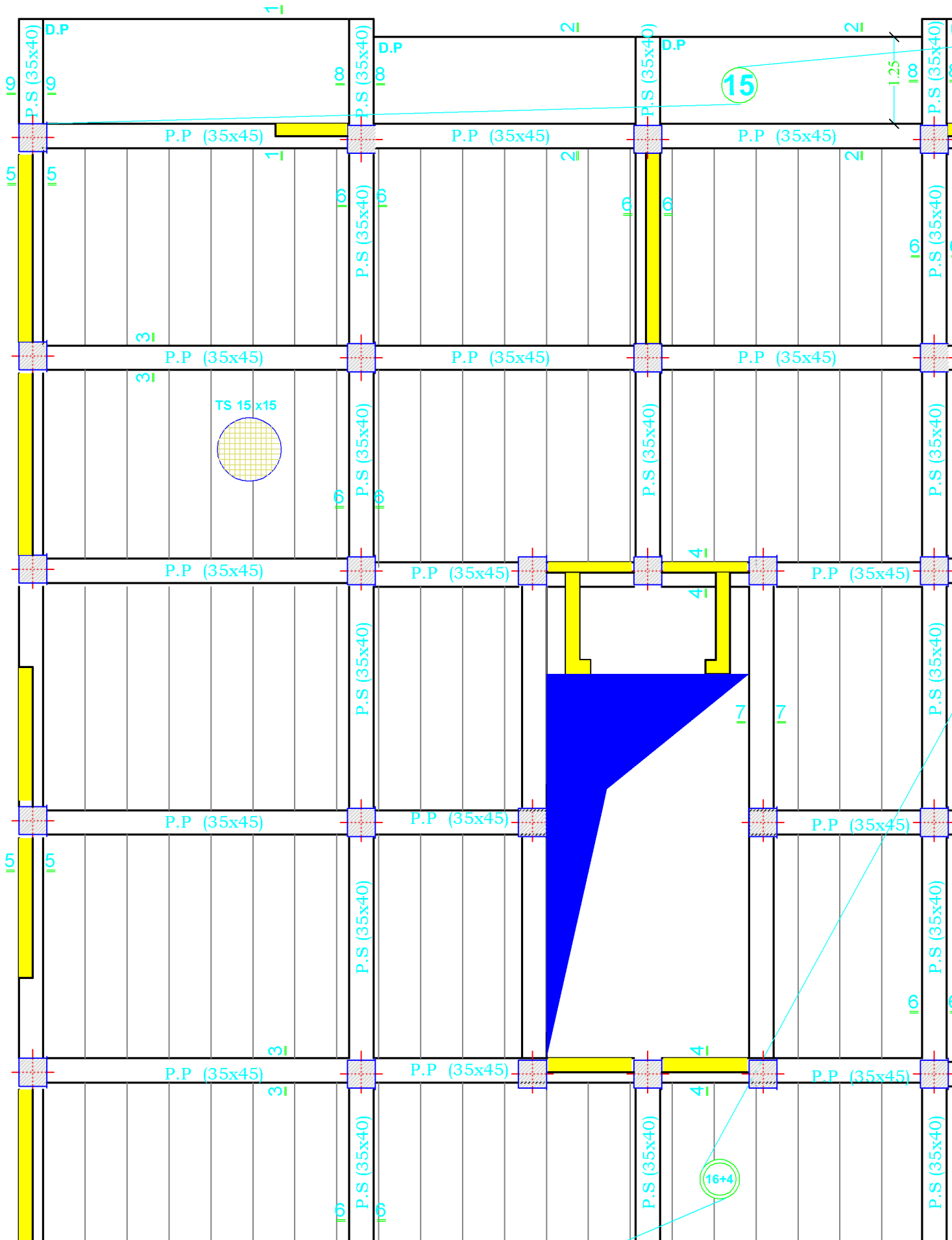
COFFRAGE DES PLANCHERS DU 1er, 2eme et 3e (Niv +7.38, +10.44 et +13.50)

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



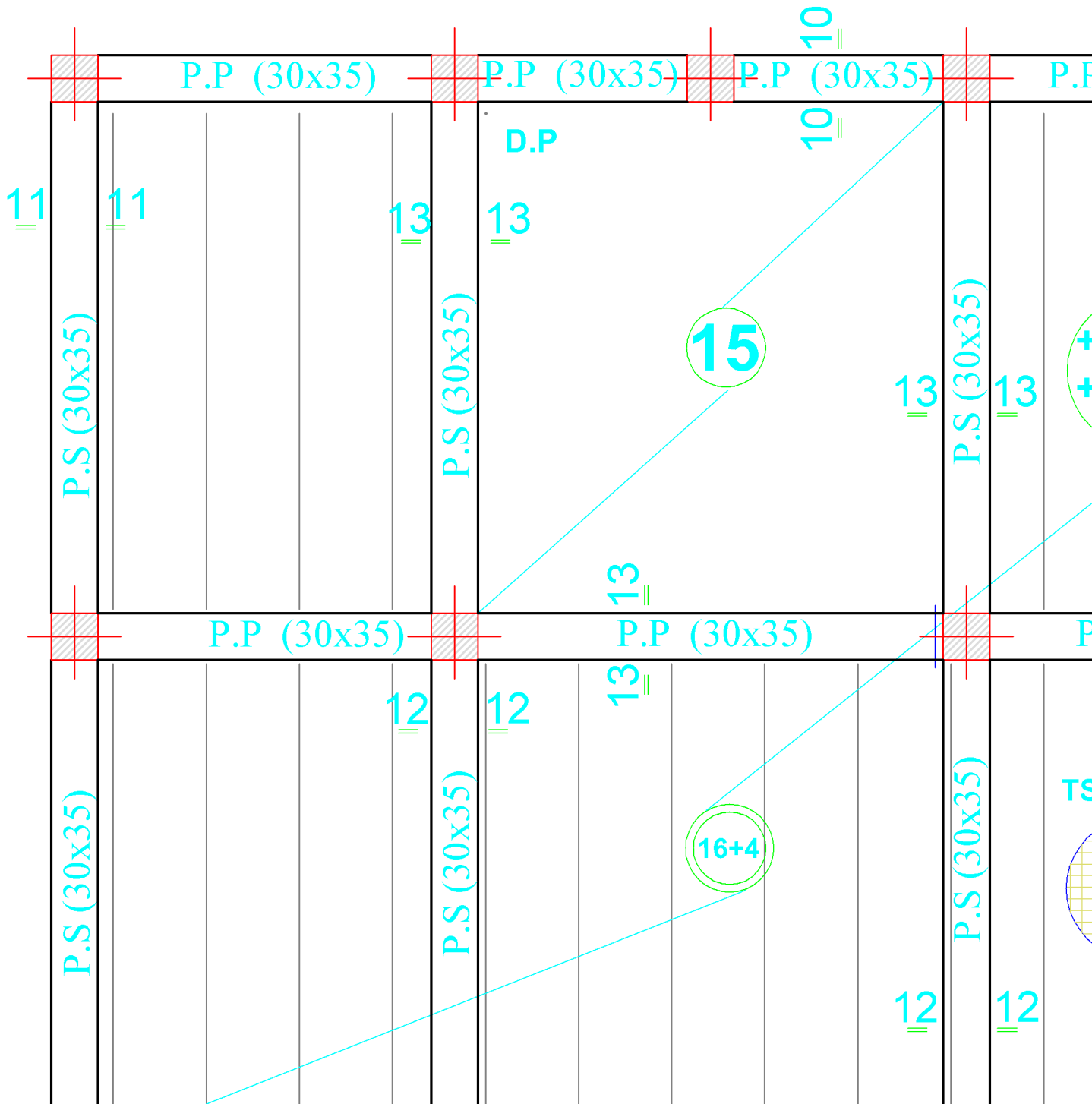
COFFRAGE DES PLANCHERS DU 4eme et 5eme E

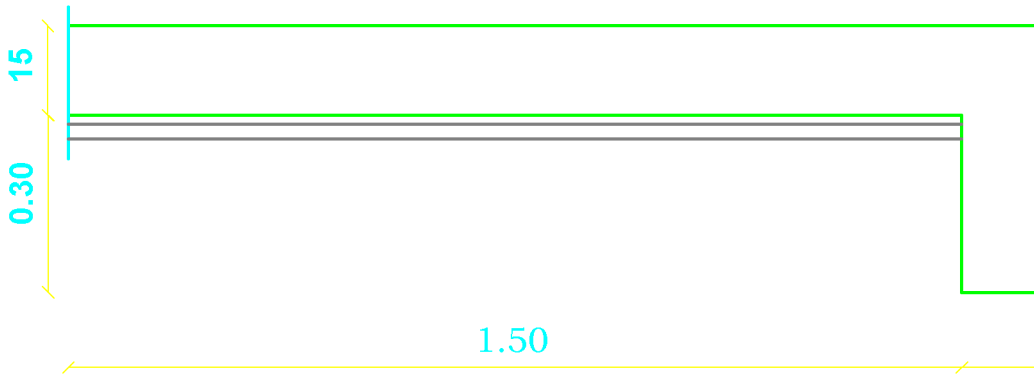
(Niv +16.49, +19.62)



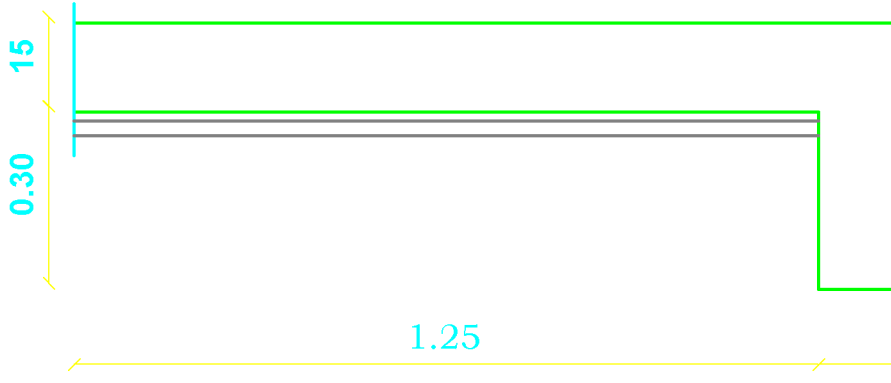
COFFRAGE DU PLANCHER TERTIAIRE

(Niv+22.67)

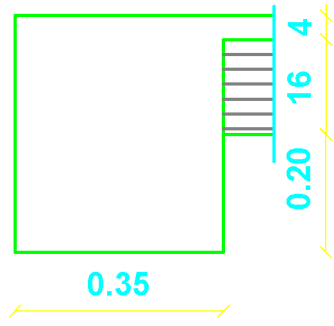




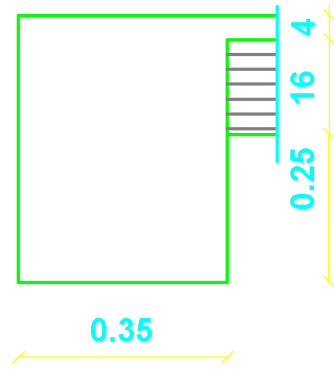
Coupe 2- 2
ECH 1/20



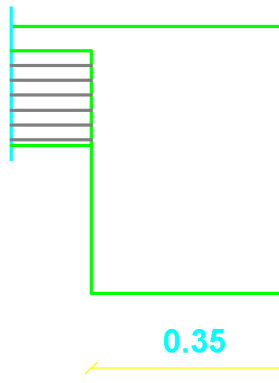
Coupe 5- 5
ECH 1/20



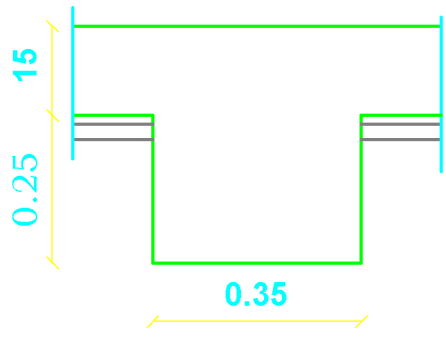
Coupe 4- 4
ECH 1/20



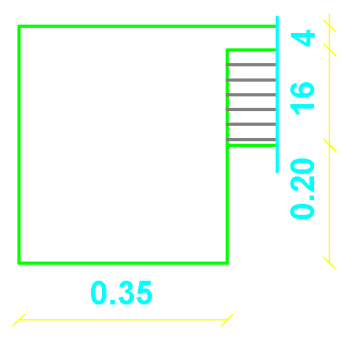
Coupe 3- 3
ECH 1/20



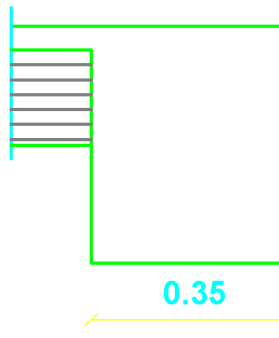
Coupe 8- 8
ECH 1/20



Coupe 7- 7
ECH 1/20



Coupe 6- 6
ECH 1/20



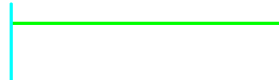
Coupe 11- 11
ECH 1/20



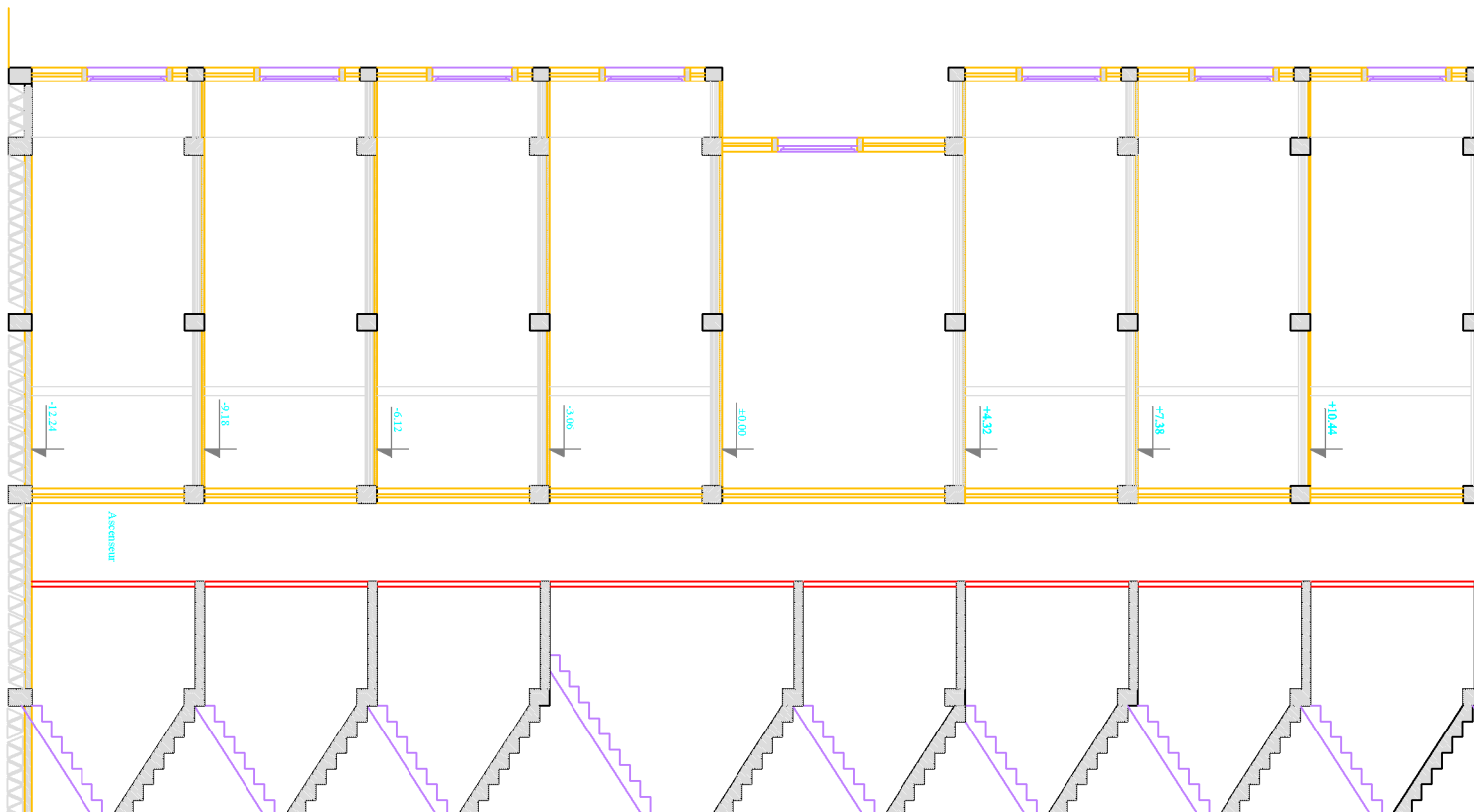
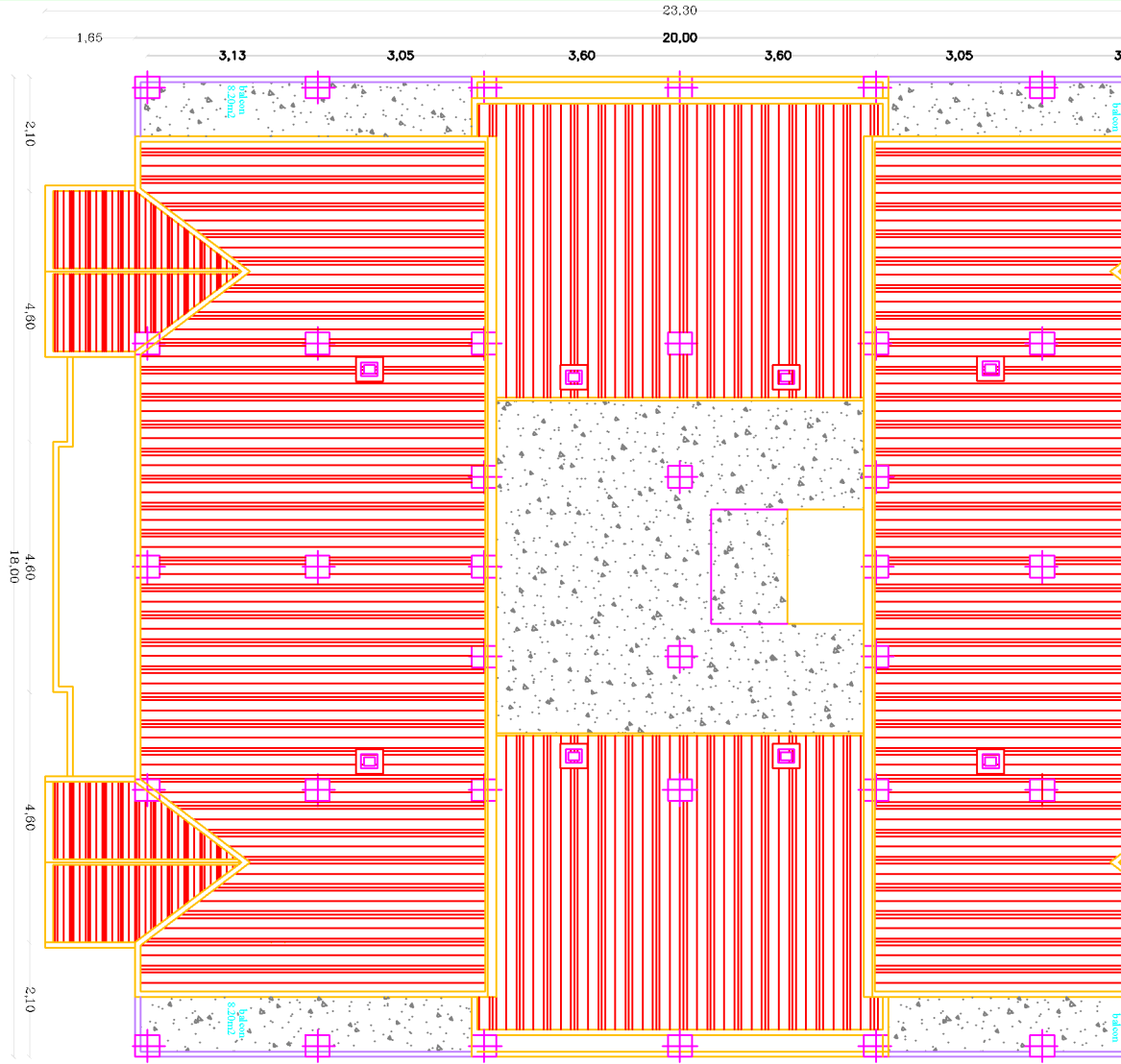
Coupe 10- 10
ECH 1/20

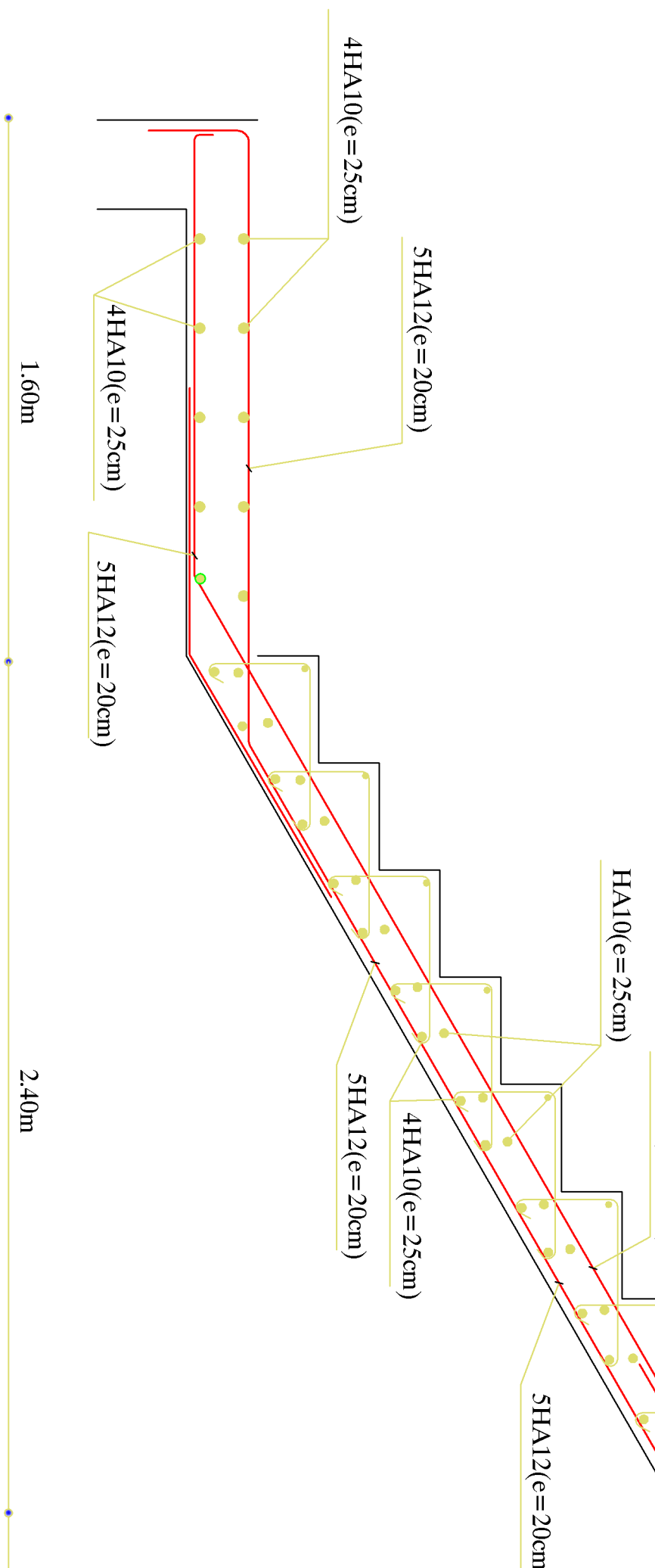


Coupe 9- 9
ECH 1/20



PLAN DU REZ DE TOITURE





Université Mouloud MAN
Faculté de Génie
Département de Génie

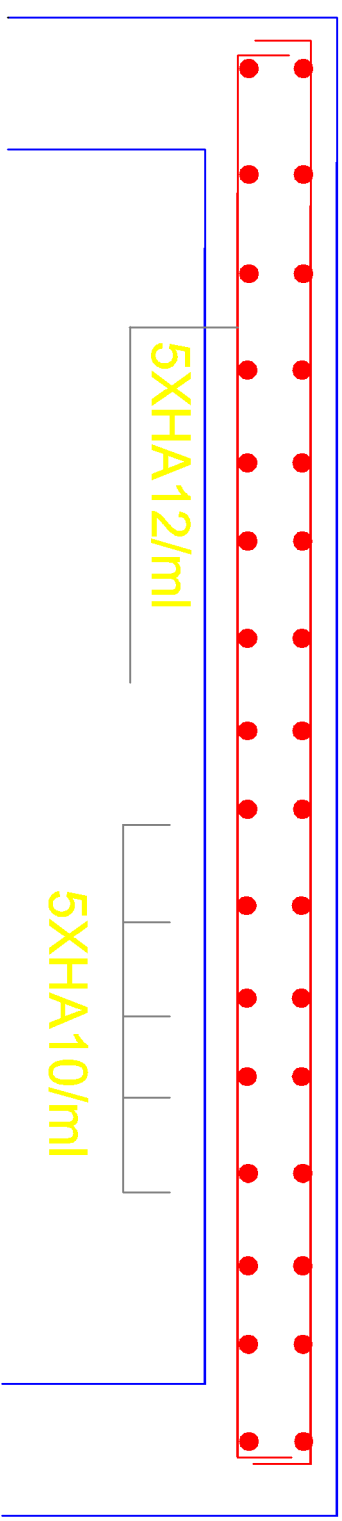
PLAN DE FERRAILLAGE

Dessiné par :
Mr. LAHOUARI
Mlle.BCHIR

Dirigé par :
Mme.BEN

20 190 20

SENS X-X



20 190 20

SENS Y-Y

ferrailage de la dalle pleine
de la salle machine.

TITRE:

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEM
UNIVERSITE MOULOUD MA
FACULTE DU GENIE D
DEPARTEMENT D

ECHELLE 1:100

PLANCHE N° 0

niv+0.00 20

FERR. Mur plaque

6T10/m²

2x6T12/ml
esp=15

2x8T12/ml esp=13
L = 3.70m

niv-3.06

2x6T16/ml
esp=15

6T10/m²

2x8T16/ml esp=13
L = 11.00m

niv-6.12

2x6T16/ml
esp=15

6T10/m²

2x8T16/ml esp=13
L = 11.00m

-9.18

284T16/ml esp=25
L = 11.00m

COFF. Mur plaque

DETAIL DE REMBLAIS

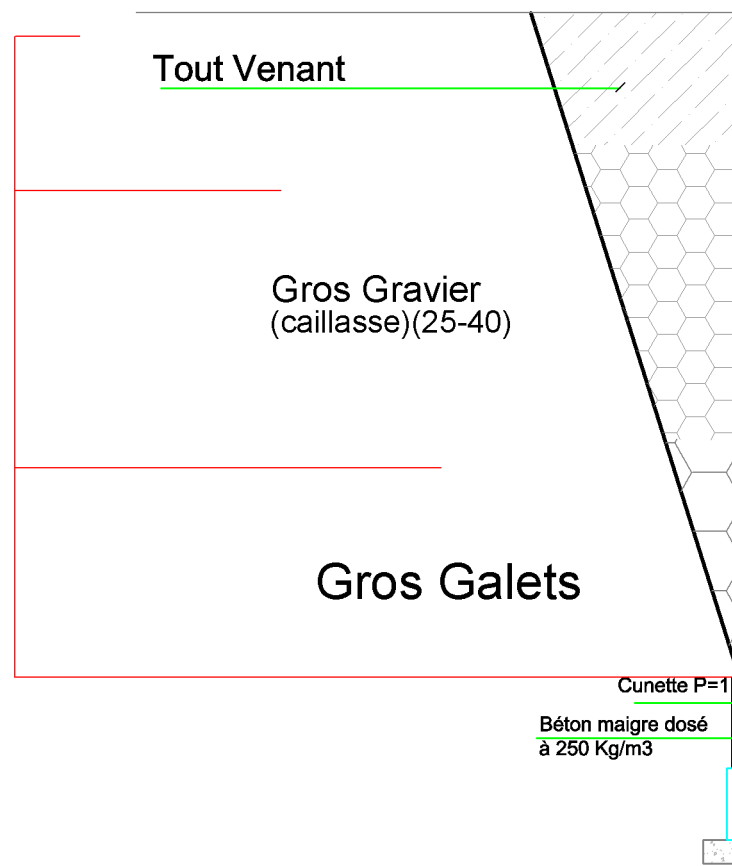
Tout Venant

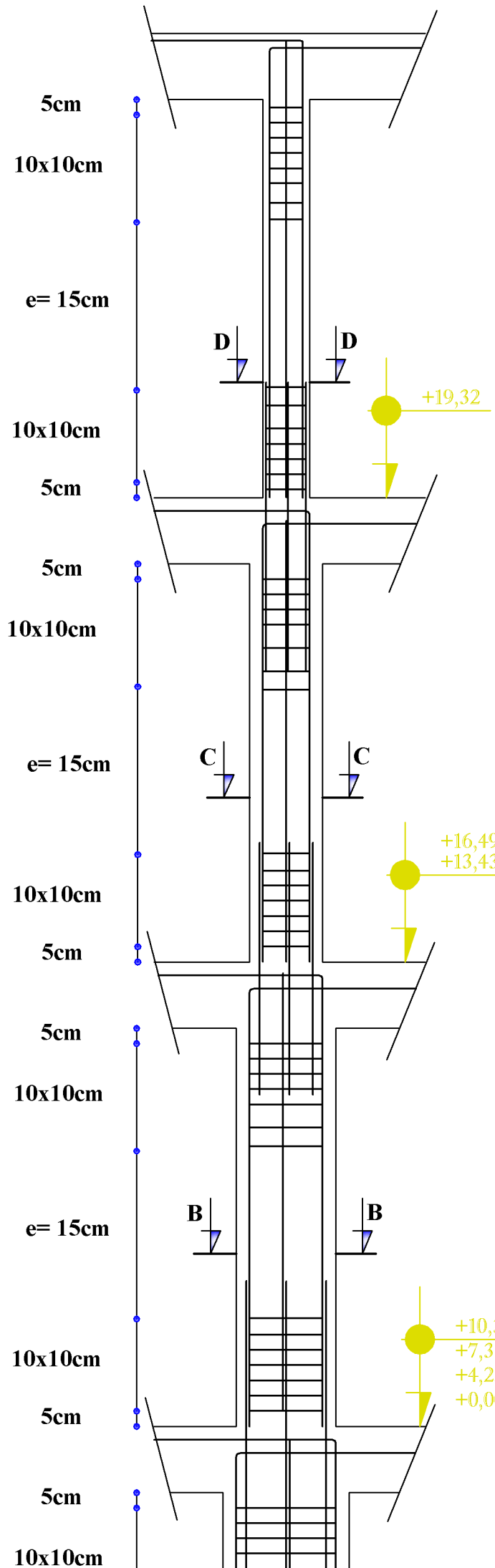
Gros Gravier
(caillasse)(25-40)

Gros Galets

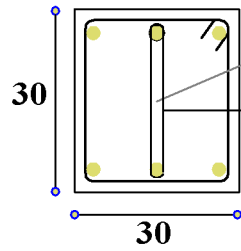
Cunette P=1

Béton maigre dosé
à 250 Kg/m³



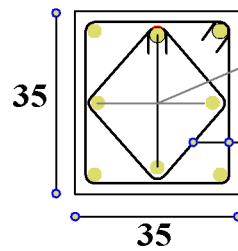


Coupe D-D



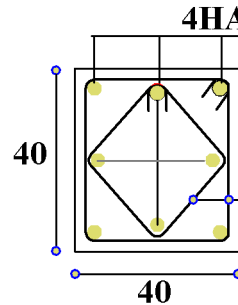
NIV : Toiture
Figure 04

Coupe C-C



NIV : 4 , 5
Figure 03

Coupe B-B



NIV : RDC,1,2
Figure 02

Coupe A-A

4HA

+19,32

+16,49
+13,43

+10,37
+7,31
+4,25
+0,00

45

5XHA12/m

5XHA10/m

35

150

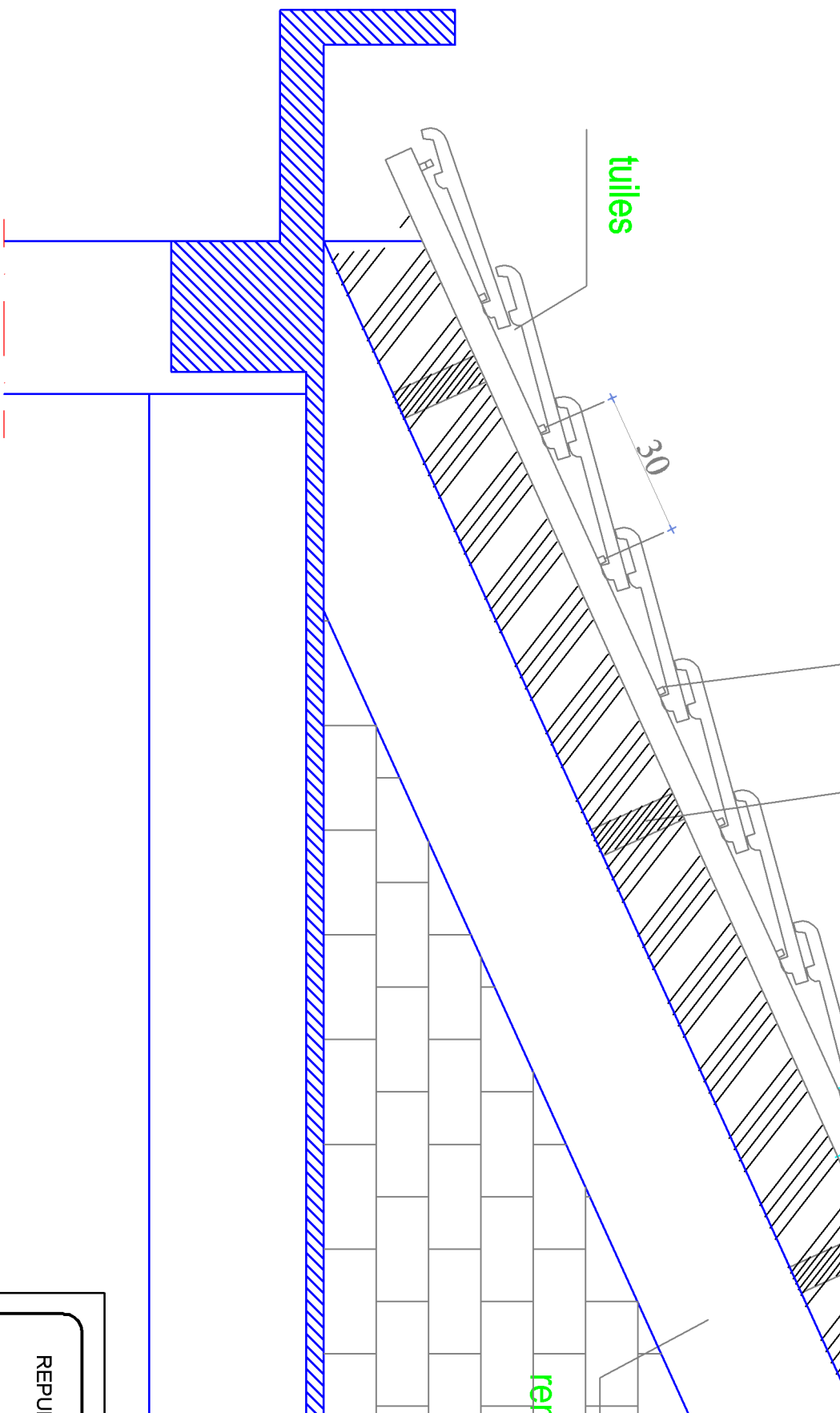
SENS Y-Y

REPUBLIQUE ALGERIENNE
UNIVERSITE MOUL
FACULTE DU G
DEPARTE

TITRE:
ferrailage de la dalle p
du balcon.

ECHELLE 1:100

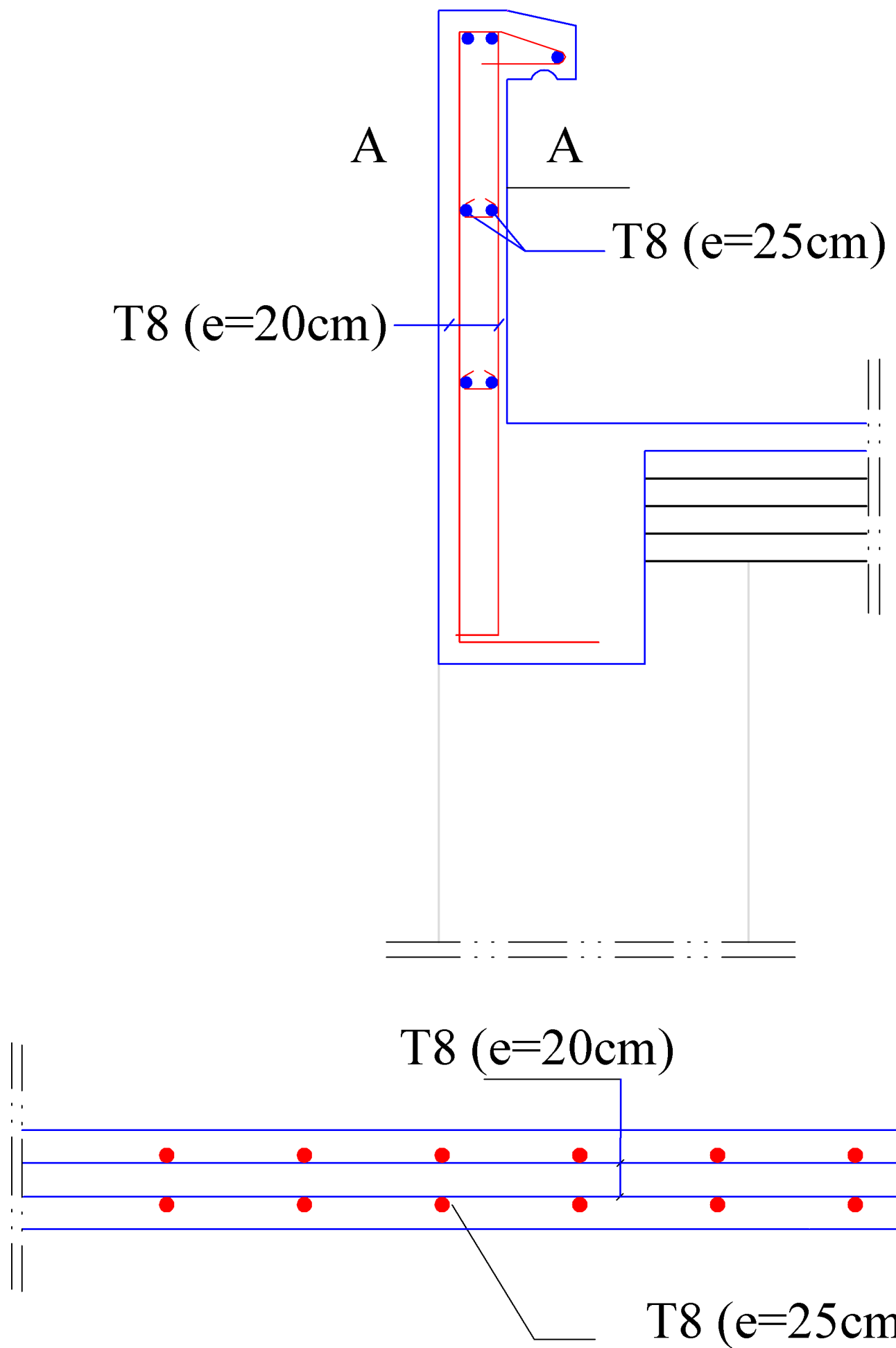
PLA



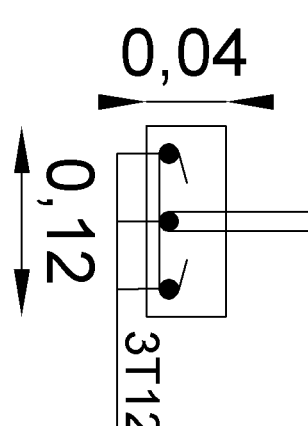
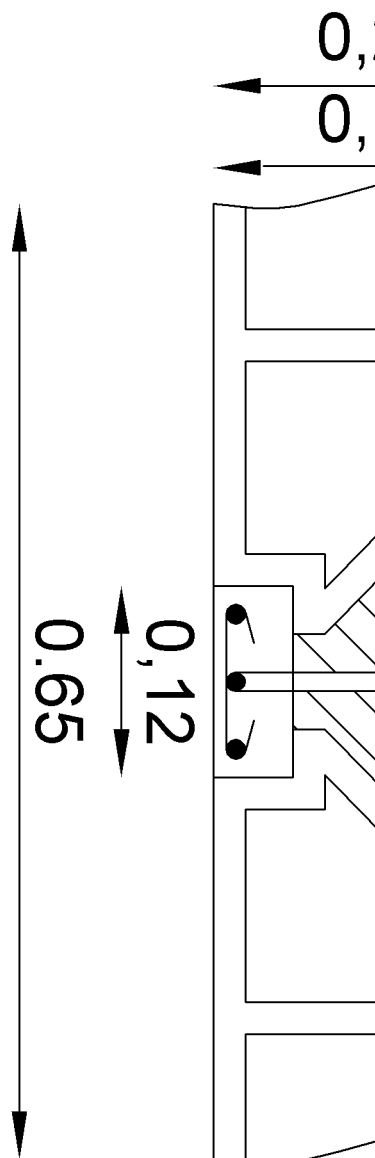
REPU

Coffrag

ECHIEL



Coupe A-A



AUX APPUIS

POUTRELLES

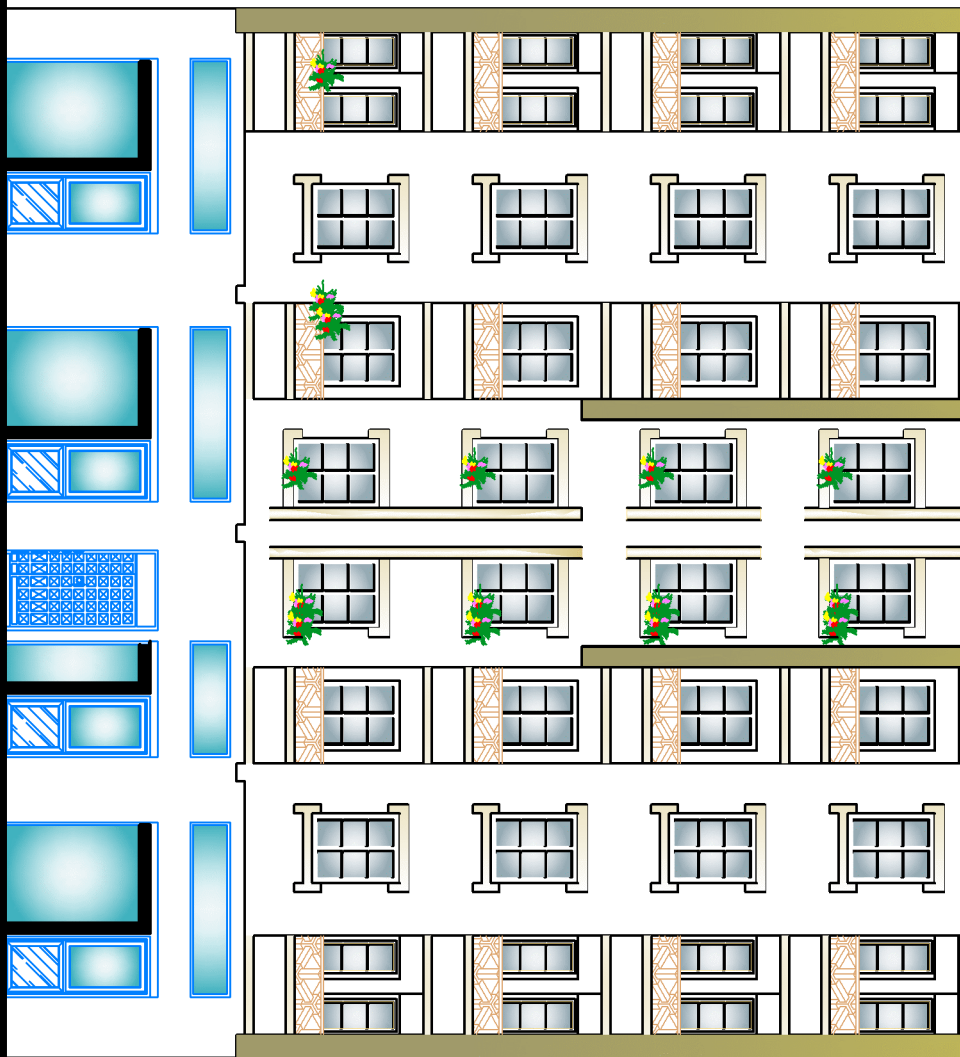
REPUBLIQUE ALGERI
UNIVERSITE MO
FACULTE DI
DEPAR

Coffrage et ferrail
poutrelles

TITRI

ECHELLE

FACADE PRINCIPALE



FACADE P