

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



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.
Option : Construction civile et industrielle

THEME

Etude d'un bâtiment (R+8+1S-Sols) à ossature mixte, contreventé par voiles avec l'application de robot autodesk 2010



Proposé par :

Etudié par: Mr DJALLAL ABDELLAH
Mlle BOUAB ZAHIRA
Mr GRAICHE KARIM

Promoteur : Mr Ghouilem

Année 2013/2014

REMERCIEMENT

En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr GHOUILEM pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail et aussi pour la confiance qu'elle nous a prodiguée.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les personnels du département de génie civil, et aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.

*Sans oublier nos chères familles, ami(e)s et tous ceux de près ou de loin qui ont contribué à l'achèvement de ce travail.
Merci.*

sommaire

❖ **INTRODUCTION GENERALE.**

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.....	1
CHAPITRE II : pré dimensionnement des éléments.....	9
CHAPITRE III : Calcul des éléments :	
- Calcul de l'acrotère..... ;.....	25
- Calcul du balcon	30
- Calcul des escaliers.....	36
- Calcul de la poutre palière	55
- Calcul des planchers.....	63
- Calcul de la cage ascenseur	83
CHAPITRE IV : Présentation de logiciel ROBOT2010.....	95
CHAPITRE V : Vérification à l'RPA.....	119
ETUDES DES ELEMENTS PORTEURS :	
CHAPITRE VI Ferrailage des portiques.....	127
CHAPITRE VII Ferrailage des poteaux.....	141
CHAPITRE VIII Ferrailage des voile	161
CHAPITRE XI : Etude de l'infrastructure:	
- Dimensionnement et Ferrailage des fondations.....	165
- Calcul Du voile plaque.....	186

❖ **CONCLUSION GENERALE.**

❖ **BIBLIOGRAPHIE.**

Introduction

L'étude des ouvrages en Génie Civil nous incite à faire un calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL92. C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

En premier lieu, on a présenté notre ouvrage et les différents matériaux utilisés. Par la suite on a calculé les différents éléments (acrotère, escaliers, planchers, ...), après avoir défini leurs différentes sections, charges et surcharges.

Un intérêt particulier à été porté sur le logiciel ROBOT 2010 qui est un outil de haute performance pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement de diverse structures. Après avoir terminé toutes les étapes de modélisation et lancé les calculs, nous passerons à l'exploitation des résultats qui nous permis de procéder au ferrailage et leurs vérification. Dans le dernier chapitre, on à intéressé à l'étude de l'infrastructure. En fin, on se termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

I-1- Introduction :

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation, et nos calculs sont basés sur les règlements en vigueur du **RPA 99(version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **BAEL**.

I-2- Présentation de l'ouvrage :

Notre étude va se porter sur une tour en (**R + 8+SOUS-SOL**) à usage d'habitation et commerciale implantée à **boghni (WILAYA de tizi ousou)** classée zone de moyenne sismicité (**zone II**) selon le **RPA 99 modifié en 2003**, il est composé de :

- Un sous-sol
- Un RDC
- huit (**08**) étages courants à usage d'habitation.

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier et un ascenseur.

I-3- Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Hauteur total.....	28.56 m
Longueur total.....	16.24 m
Largeur total.....	14.30 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du 1 ^{er} étage.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	4.08
Hauteur du SOUS-SOL.....	3.06

I-4- Eléments de l'ouvrage :**I-4-1- Ossature :**

L'ossature d'un bâtiment est mixte elle est constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé ayant pour objet d'assurer la stabilité et la rigidité du bâtiment.

I-4-2- Planchers : Les planchers sont des aires généralement planes, destinées à limiter les étages, à supporter les charges et les transmettre aux éléments porteurs.

- 1°- Plancher en corps creux :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

❖ **Fonction de résistance mécanique:** les planchers supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitation.

❖ **Fonction d'isolation:** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages ; tous les planchers du bâtiment seront réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquée sur place à l'exception des balcons qui serait réaliser en dalle pleine destinée a supporter les revêtements du sol.

Le plancher terrasse est inaccessible avec une pente de **1%** qui facilite l'écoulement des eaux.

-2°- Dalle pleine :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

I-4-3- Maçonnerie :

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

❖ **Les murs de séparation intérieure :** seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I-4-4- Escaliers :

C'est un ouvrage qui permet de relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier comporte trois types d'escalier ; palier de repos à paillasse adjacente coulés sur place en béton armé et d'un ascenseur.

I-4-5- Revêtement :

- Mur extérieur, sanitaire, cage d'escalierenduit ciment.
- Mur intérieure + plafond..... enduit plâtre.
- Salle d'eau+cuisine.....céramique.
- Espace habitable.....dalle de sol+ seuil en marbre.

I-4-6- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les poteaux.

I- 5- Caractéristique mécanique des matériaux :

Nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir le **Béton + Acier**, qui doivent répondre au RPA 99 version 2003 ainsi que les règles du Béton armé aux états limites (BAEL 91 modifier 99).

I-5-1- Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la

granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, et l'âge du béton.

La composition du béton sera dotée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances.

Dans le cas le plus courant, le béton utilisé est dosé de **350 kg/m³** de ciment portland composé **325 (CPJ 325)**, destiné à offrir une protection efficace pour les armatures.

A titre indicatif, nous avons pour **1m³** de béton armé:

-1°- Granulats :

Sable propre.....380 à 450cm³ ($D_g \leq 5\text{mm}$).

Gravier750 à 850 cm³ ($D_g \leq 25\text{mm}$)

Dosage de ciment CPJ 325.....300 à 400 kg.

Eau de gâchage150 à 200 l.

La réalité pratique conduit vers le rapport $\frac{E}{C} = 0.5$

-2°- Résistance caractéristique du béton :

On peut définir deux types de résistances.

- **Résistance caractéristique à la compression :**

le béton est définie par la valeur de sa résistance mécanique à l'âge de **28 jours** noté **fc₂₈**, qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (**16x32**) et cela après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend **fc₂₈ = 25 MPa**.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge ≤ 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1- 11 BAEL 91).

$$f_{c_j} = \frac{f_{c_{28}}}{1.1} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{f_{c_{28}}}{1.2} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

A l'âge « j » jours notés **ft_j** donnée par la formule suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad \text{pour} \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa (Art / A.2.1, 12 BAEL 91)}$$

On prend $f_{c_j} = 25 \text{ MPa}$

$$f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times (25) = 2.11$$

-3 °- Module de déformation longitudinale du béton :

a- Module d'élasticité instantanée : sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet que le module de déformation longitudinale qu'on

note « E_{ij} » est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}} \dots \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa. (Art .2.1, 22 BAEL 91).}$$

Pour $j = 28$ jours $f_{c28} = 25$ MPa.

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b- Module d'élasticité différée :

on l'utilise pour les charges de longues durées La déformation différée du béton comprend le **retrait** et le **fluage** ; on considère dans les calculs que les effets de ses deux phénomènes qui s'additionnent sans atténuation, noté E_{vj} , il est donnée par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt{f_{c28}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22)}$$

Pour $j = 28$ jours $\rightarrow f_{c28} = 25$ MPa $\rightarrow E_{vj} = 10818.865$ MPa.

I-4-1- 4- Module de déformation transversale du béton :
Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3).}$$

Avec : $\rightarrow E$: module de Young.
 $\rightarrow \nu$: Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ν): (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3), c'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\epsilon_{\text{trans}}}{\epsilon_{\text{long}}} \quad \text{Avec : } \begin{matrix} \nu = 0 \rightarrow \text{à} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à} \end{matrix}$$

I-4-1- 5- Contraintes limites : elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée.

a) Etat Limite Ultime (ELU) : Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \text{ (BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41).}$$

: Coefficient de sécurité → $\frac{1.5}{1.15} = 1.304$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

♣ $\theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h}$.

♣ $\theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h}$.

♣ $\theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h}$.

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à j = 28 jours en situation courante on aura :

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

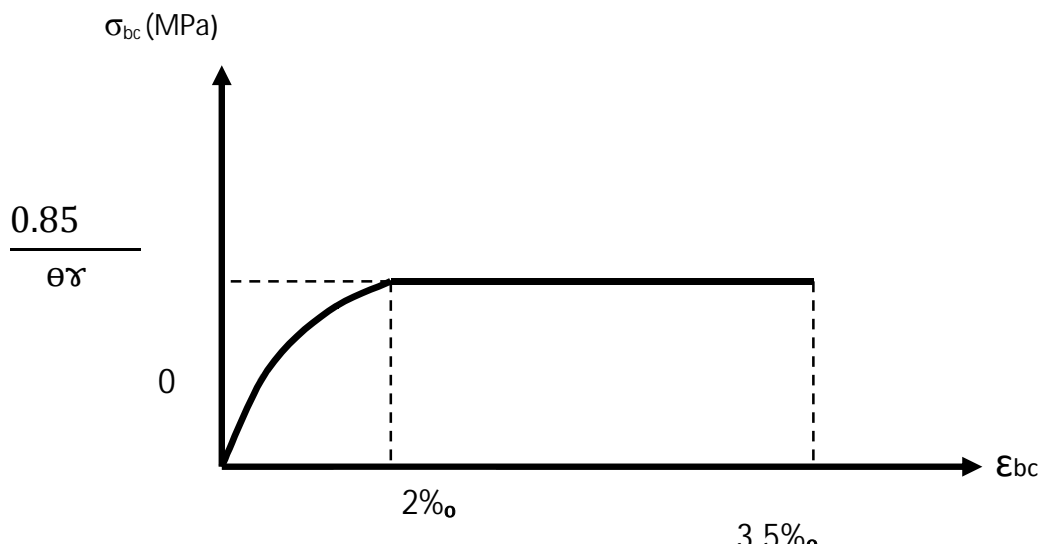


Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

b) Contrainte de cisaillement (τ_u) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible → $\tau_u = \min\{0.13 ; 5\}$
- Fissuration préjudiciable → $\tau_u = \min\{0.10 ; 4\}$

c) Contrainte limite de service (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{cj} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec : $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible à ELS.

A $j = 28$ jours ; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28}$  $\overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa}$.

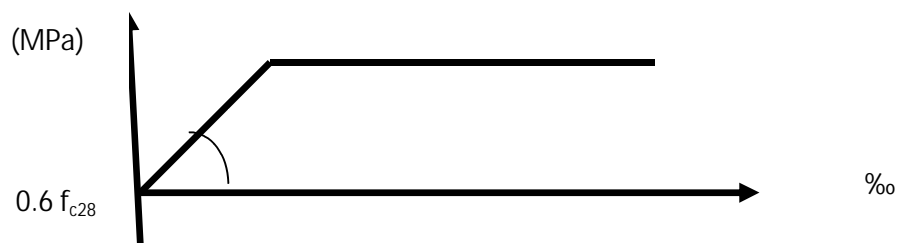


Fig.I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I-4-2- Aciers :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ✓ **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ✓ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

I-4-2- 1- Module de déformation longitudinale :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

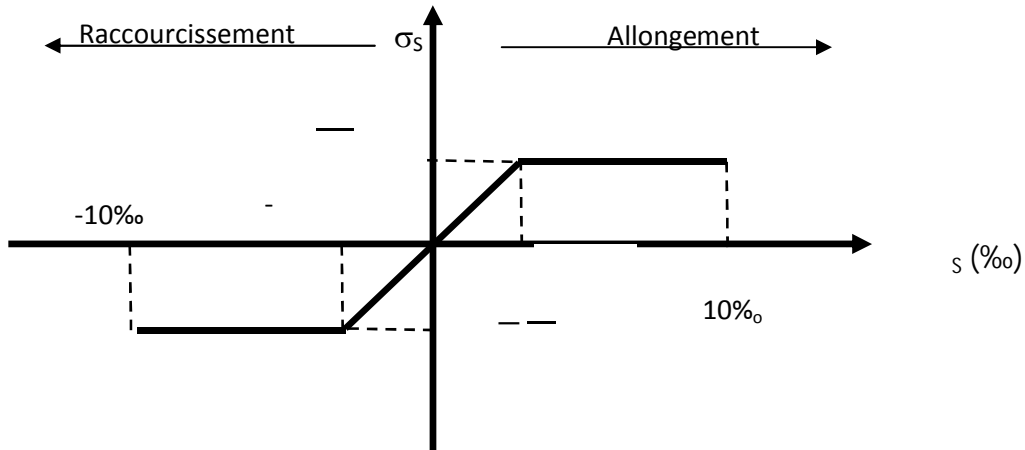
I-4-2-2- Contrainte limite :

a) *Contrainte limite ultime :*

$$\sigma_{st} = \text{---} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec : σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité → = 1.15 →
 = 1.00 →



FigI-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Resistance à la rupture (MPa)	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
HA	Haute Adhérence FeE 400	H A	400	480	14‰	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 (< 6)	TS TL	550	550	8‰	1.3	1

b) Contrainte limite de service :

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

- ❖ **Fissuration peu nuisible :** (*BAEL 91/ Art A.4.5, 32*), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{\sigma}{\gamma} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable :** (*BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33*)

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min (2/3 f_e, 110 \overline{\sigma}) \text{ (MPa).}$$

: coefficient de fissuration ; $\overline{\sigma} = 1.6$pour les HA si $\phi \geq 6$ mm.

$\overline{\sigma} = 1.3$pour les HA si $\phi \leq 6$ mm.

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Pour les HA 400 et HA 500}$$

- ❖ **Fissuration très préjudiciable :** (*BAEL91 modifiée 99/A.4.5, 34*)

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

I-4-2-3- Protection des aciers : (*BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4*)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Caractéristique du sol :

La contrainte admissible du sol en cette structure à une profondeur de **1m** est égale à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

Dans notre structure on prend un enrobage : C = 2 cm.

I-1- Introduction

De par leurs intérêts nutritionnels, les produits carnés ont été de tout temps consommés. La viande, en effet, constitue l'un des aliments les plus universellement recherchés et valorisés par l'Homme. Elle a toujours représenté un aliment particulier : valorisée ou rejetée, elle n'est pas un aliment qui laisse indifférent. Elle a toujours été un aliment porteur de symboles.

Traditionnellement consommée avec des légumes et /ou des produits céréaliers, la viande contribue au maintien de repas structurés et nutritionnellement équilibrés, de par sa richesse en nutriments précieux. Elle apporte des acides aminés essentiels, des lipides, source d'énergie mais aussi des acides gras essentiels, des minéraux, comme le fer assimilable, et des vitamines, en particulier la vitamine B12 (Combes et Dalle Zotte, 2005).

I-2- Définitions

A nos jours, la viande n'a pas encore de définition qui fasse consensus des producteurs, industriels, consommateurs et même des chercheurs. Le mot « viande » est donc encore une appellation générique recouvrant une grande variété de « viandes ». Plusieurs définitions lui ont été attribuées. Pour Fraysse et Darre (1990), « la viande est constituée par l'ensemble de la chair des mammifères et des oiseaux que l'homme utilise pour se nourrir ; c'est un produit hétérogène résultant de l'évolution post-mortem des muscles, liés aux os (muscles squelettiques) essentiellement et à la graisse de la carcasse des animaux ».

Et d'après le *Codex alimentarius* (2003), « c'est la partie comestible de tout mammifère ». En 2005, le même *Codex alimentarius* en donne une autre définition : « la viande est toutes les parties d'un animal qui sont destinées à la consommation humaine ou ont été jugées saines et propres à cette fin ».

Le Dictionnaire encyclopédique de la langue française (1995), quant à lui, la définit comme : « chair des mammifères et des oiseaux en tant qu'aliment. Il distingue trois types de viande : la viande rouge (le bœuf, le mouton, le cheval), la viande blanche (le veau, le porc, la volaille, le lapin) et la viande noire (le gibier) ». Selon donc les sources utilisées, le terme « viande » peut aussi bien désigner les muscles de la carcasse que les produits tripiers. Ceci démontre la grande variété de viandes regroupées sous le même terme générique.

I-3- Composition et valeur nutritionnelle

La viande est la source d'un nombre important de nutriments que l'on ne trouve pas toujours de manière équivalente dans d'autres aliments. Essentielles à la construction et au maintien musculaire, les protéines présentes dans cette denrée ont une haute valeur biologique, car elles contiennent, en proportion équilibrée, l'ensemble des acides aminés indispensables que le corps ne peut synthétiser. De même qu'avec une teneur moyenne de 2 à 4 mg pour 100 g, la viande est l'une des premières sources de fer bien assimilée de l'alimentation. Elle est aussi une source essentielle de vitamines du groupe B (PP, B6) et plus particulièrement de vitamine B12 et de minéraux tels que le zinc, minéral au cœur des processus de défense, et le sélénium, antioxydant.

A la différence de nombreux autres produits alimentaires, les viandes ne sont pas des produits dont la composition est standardisée et, par conséquent, la viande proposée aux consommateurs est hétérogène et de composition variable. En effet, la composition biochimique des carcasses et des viandes est notablement affectée par des facteurs tels que l'alimentation, l'âge et le poids à l'abattage, le sexe, la race, le mode et les paramètres d'élevage qui modifient la composition corporelle de l'animal (Lebret et Mourot, 1998 ; Mourot et al.,1999).

Les caractères les plus variables sont probablement les lipides, le fer héminique et le collagène (Denoyelle, 2008). Il convient donc d'être prudent dès lors que la valeur nutritionnelle de la viande est abordée.

Le tableau 1 résume la composition chimique moyenne des différentes viandes consommées.

Tableau 1 : Principales caractéristiques nutritionnelles des différentes viandes consommées dans le monde

Composition chimique	Bœuf *	Agneau*	Lapin*	Poulet*	Poisson**
Eau en %	47-72	60	70	67	70-80
Protéines %	15-22	17	21	20	15-20
Lipides %	6-37	26	6	12	1-20
Valeur calorique (kj/100g)	700	1300	630	830	/

* : Fraysse et Darre (1990).

** : Apfelbaum et al., (1995).

I-4- Production et consommation de la viande dans le monde et en Algérie

I-4-1- Dans le monde

De tout temps, parmi les aliments les plus consommés, la viande occupe une place importante et symbolique sans équivalent dans presque toutes les sociétés du monde. Cependant, il existe des différences très marquées dans la distribution de la consommation de produits carnés en fonction de la répartition géographique vu les inégalités sociales, comme le résume le tableau 2.

Selon Raude (2008), des enquêtes alimentaires menées en France entre 1999 et 2003, révèlent que la consommation de la viande est également fonction d'autres paramètres à l'image de l'âge, le sexe, l'éducation, l'environnement, etc.

Tableau 2 : Aperçu général des marchés de viandes dans le monde (FAO, 2009)

	2008	2009 (estimations)	2010 (prévisions)	Variations 2010 par rapport à 2009
	Millions de tonnes			%
<u>Production</u>	280,1	281,6	286,1	1,6
Viande bovine	65,1	64,3	64,0	-0,5
Viande porcine	104,6	106,5	108,7	2,1
Volaille	91,8	91,9	94,2	2,5
Viande ovine	13,6	13,4	13,6	1,7
<u>Commerce</u>	24,5	23,1	23,7	2,5
Viande bovine	7,0	6,7	6,8	2,0
Viande porcine	6,1	5,5	5,7	4,2
Volaille	10,2	9,8	10,0	1,8
Viande ovine	0,9	0,9	0,9	1,8
<u>Consommation par habitant (kg/an)</u>				
Monde	42,0	41,7	41,9	0,4
Pays développés	83,1	81,8	82,2	0,4
Pays en développement	30,9	31,0	31,3	0,8

I-4-2- En Algérie

La production de viandes rouges est assurée par l'abattage d'animaux d'espèces différentes : ovine, bovine, caprine, cameline et même chevaline. Toutefois, les deux premières fournissent l'essentiel (85%) de la production avec une prédominance des viandes ovines (58% du total) (Chehat et Bir, 2008).

Le régime alimentaire des Algériens a de tout temps accusé un déficit en protéines animales, du fait du prix exorbitant des produits carnés. Cependant, l'amélioration du revenu des citoyens et les changements opérés dans leurs habitudes alimentaires plaident pour une augmentation de la demande de ces produits. Mais vu le prix trop élevé des viandes rouges, le

consommateur algérien se rabat sur les viandes blanches, plus accessibles, particulièrement le poulet de chair.

Les disponibilités en protéines animales, issues de la seule production nationale, sont estimées à 28,4 g/hab/jour et couvrent ainsi 86% des recommandations, qui sont de l'ordre de 33 g/hab/jour (Chehat et Bir, 2008).

I-4-2-1- Viande de lapin

Si le poulet participe grandement à pallier au déficit des protéines animales provenant des viandes rouges, il n'en est pas de même de l'élevage cunicole qui reste marginal, et ce, malgré les programmes entrepris pour développer et diversifier les productions animales pour faire face à la demande et aux besoins de la population.

Bien que la FAO (2004) ait estimé à 7 000 tonnes cette production, soit une consommation par habitant et par an de seulement de 0,27 Kg, il n'en demeure pas moins qu'il est très difficile d'avoir des données statistiques fiables sur la production et la consommation de cette viande, vu que la majorité des élevages existants sont petits et à vocation vivrière.

La production de viande de lapin provient essentiellement des élevages traditionnels composés de lapins de population locale, mais aussi dans une faible proportion des élevages dits « modernes » composés de souches sélectionnées (Ziki et al., 2008). Au niveau de la wilaya de Tizi-Ouzou, la production de la viande de lapin a été estimée à 1 625 quintaux en 2006 (DSA TO, 2007).

I-4-2-2- Viande de poulet

En 2000, l'Algérie a réalisé une production de 169 182 tonnes de viande blanche, provenant essentiellement du poulet de chair. Mais en 2004, et comme le montre le tableau 3, cette production chute à 163 625 tonnes.

Tableau 3 : Evolution de la production de la viande blanche en Algérie (1980-2004)
(Kaci, 2007).

Année	Quantité de viande blanche (tonnes)
1980	95 000
1989	157 000
2000	169 182
2003	152 473
2004	163 625
Croissance (80-89)	+171 %
Croissance (98-00)	+ 34 %
Croissance (03-04)	+ 7 %

Cette diminution pourrait s'expliquer par les nombreuses contraintes auxquelles est confrontée l'aviculture en Algérie, entre autres, la quasi-dépendance du marché extérieur concernant l'approvisionnement en matières premières alimentaires, certains intrants biologiques et technologiques avicoles et les faibles performances zootechniques, conséquences de l'incohérence de la conduite des élevages, la non maîtrise des paramètres d'ambiance et le non respect des programmes de prophylaxie (Bouyahiaoui, 2003).

Au niveau de la wilaya de Tizi-Ouzou, la production des viandes blanches est passée de 67 400 quintaux dont 65 776 quintaux pour le poulet de chair en 2007 à 131 573 quintaux dont 128 150 quintaux pour le poulet en 2009 (DSA TO, 2007 et 2010).

Le tableau 4 résume l'évolution de cette production entre 2008 et 2009.

Tableau 4 : Evolution de la production des viandes blanches dans la wilaya de Tizi-Ouzou (en quintaux)

Produits	Production 2008	Production 2009	Ecart 09-08
Viandes blanches	80 548	131 573	51 025
Dont poulet de chair	79 950	128 150	48 200

Source : DSA TO, 2010.

I-5- Apports nutritionnels de la viande de poulet et de lapin

I-5-1- Viande de poulet

Les viandes de volailles sont importantes en alimentation humaine puisqu'elles permettent un apport protéique intéressant pour une teneur faible en matières grasses (Brunel et al., 2010). En effet, débarrassée de sa peau, la viande de poulet, pauvre en lipides et naturellement riche en vitamines et minéraux, est l'une des viandes les plus équilibrées sur le plan nutritionnel. Elle est considérée comme véritablement diététique.

En effet, elle se caractérise par un apport énergétique très modéré et apporte peu de lipides (ils sont surtout concentrés sous la peau) et de cholestérol. De plus, les lipides de la volaille sont pauvres en acides gras saturés. D'ailleurs, les nutritionnistes s'accordent pour dire que l'équilibre des différents acides gras présents dans la volaille serait proche de l'équilibre parfait : 25 % d'AGS, 55 % d'AGMI (qui font baisser le taux du mauvais cholestérol LDL) et 20 % d'AGPI (Roger, 2011).

En revanche, elle apporte des quantités appréciables d'AGPI, de vitamines (B3, B5, B6, B12...), de minéraux (fer, magnésium, sélénium, phosphore) et de protéines de bonne qualité bien pourvues en acides aminés essentiels, nécessaires à la croissance des muscles notamment chez les enfants et les adolescents, mais également indispensables au maintien de la masse musculaire chez les personnes âgées (Roger, 2011). Comme toutes les viandes, elle ne contient pas de glucides.

I-5-2- Viande de lapin

Avec moins de 10 % de matières grasses, le lapin est une viande maigre. Adrian et al. (1981) rapporte une teneur de 8 % de lipides pour 12 % pour le poulet. En effet, la viande de lapin est caractérisée par un faible apport énergétique (environ 120 à 200 kcal/100 g). La teneur lipidique moyenne de la viande de lapin est environ de 12 g / 100 g de viande, elle peut être abaissée à environ 10 g/100 g si les dépôts lipidiques dissécables sont enlevés.

D'un morceau à l'autre, la teneur en lipides peut être extrêmement variable (tableau 5).

Tableau 5 : Teneur lipidique de différents morceaux de la viande de lapin (g/100 g) (Lecerf , 2009).

Source	Muscle LL*	Cuisse	Foie	Arrière	Côtes	Avant	Râble
Combes (2004)	1,4	3,7	4,2	4,2	9,3	11,4	11,4
Ouhayoun et Dalmas (1989)				4,9	9,7	12,3	12,3

* : *Longissimus lumborum*.

L'apport protéique d'une portion de 100 g de viande de lapin est très intéressant : 25 à 35 % de l'apport conseillé pour la journée, ces protéines sont de bonne qualité nutritionnelle, puisque leur teneur en acides aminés indispensables est bien équilibrée. D'autre part, elle apporte des quantités très appréciables de vitamines du groupe B (B6, B12 et PP surtout) et est bien pourvue en de nombreux minéraux et oligoéléments (magnésium, potassium, zinc, etc.). En revanche, comparé aux autres viandes, le lapin est relativement pauvre en fer (hormis son foie) (IFN, 2011). De même sa viande est naturellement pauvre en cholestérol. Son taux est, en effet, inférieur à celui de toutes les autres viandes.

Concernant le profil en acides gras, la chair du lapin présente un bon équilibre entre les trois catégories de ces acides gras : saturés, monoinsaturés et polyinsaturés. Environ 40% des acides gras présents dans la viande de lapin sont saturés, ce qui est supérieur à la quantité retrouvée chez le poulet, mais inférieur à la quantité présente dans les viandes rouges (bovins par exemple). En moyenne, 31 % des acides gras présents sont monoinsaturés, reconnus pour abaisser le taux de cholestérol total, sans modifier la concentration en cholestérol HDL (« bon » cholestérol).

En plus, ces acides gras, et plus particulièrement l'acide oléique, réduiraient les risques des maladies cardiovasculaires et de cancer du côlon. Le reste est constitué des acides gras polyinsaturés, environ 30 % des acides totaux (Mourot, 2010a). Le tableau 6 donne la répartition des différentes classes d'acides gras dans la viande de quelques espèces dont le poulet et le lapin.

Tableau 6 : Profil en acides gras des produits carnés (CIQUAL, 2007)

	Pour 100 g de viande	AGS (g)	AGMI (g)	AGPI (g)	Ratio oméga 6/3
Bœuf	Faux-filet cru	7,09	4,88	1,14	11,4*
	Faux-filet grillé	2,26	2,41	0,335	3,7*
	Plat de côtes cru	10,10	7,14	1,38	NR
	Plat de côtes cuit	9,01	6,46	1,05	NR
Poulet	Cuisse, viande et peau, crue	4,24	6,17	3,2	NR
	Cuisse, viande et peau, rôtie	4,20	6,38	2,93	6,2***
	Vande et peau, crue	3,32	4,81	2,49	NR
	Viande et peau, rôtie	1,84	2,87	1,15	NR
	Blanc cru	0,79	1,07	0,63	NR
	Blanc cuit	1,01	1,34	0,85	NR
Lapin	Entier cru non dégraissé	5,13	4,19	2,98	7,81
	Entier cuit non dégraissé	3,42	2,64	2,06	8,14

NR : Non renseigné ; * Normand et al., 2005 ; ** Vautier, 2006 ; *** Barroeta, 2007.

Source : Gigaud et Combes, 2007.

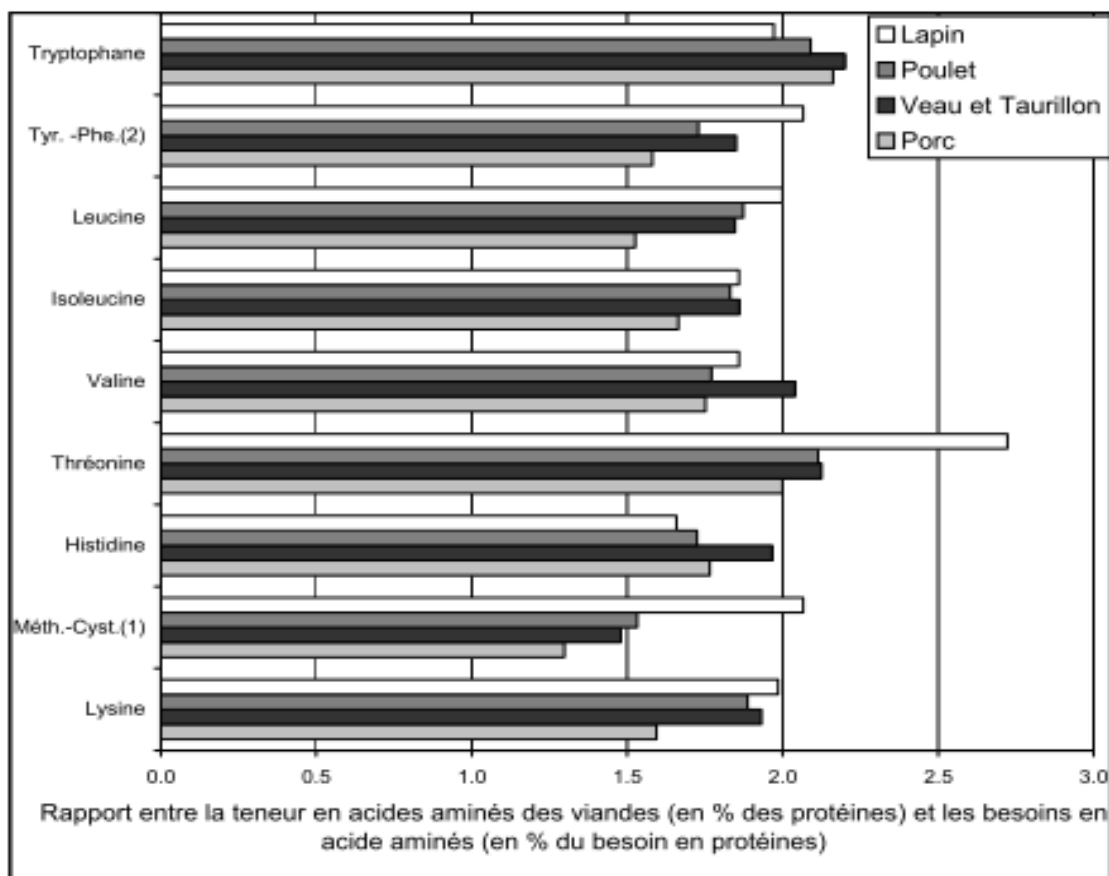
On remarque ainsi qu'effectivement, les viandes de poulet et de lapin sont de bonnes sources d'acides gras polyinsaturés, de plus en plus recherchés pour leurs nombreux effets bénéfiques sur la santé humaine. Concernant la viande de lapin, elle assure un apport en AGPI de plus de 15 % des ANC (Gigaud et Le Cren, 2006).

Selon Martin (ANC, 2001), 100 g de viande de lapin consommée permet de couvrir plus de 20 % des besoins en AGPI (homme : 23 % ; femme : 29 %). Et pour Lebas (2007), la consommation de 100 g de viande de lapin standard assure un apport de 14 % des ANC concernant l'acide alpha-linolénique et 93 % des ANC pour les acides gras polyinsaturés à longue chaîne.

Plusieurs paramètres peuvent, cependant, influencer la nature et la composition en acides gras des produits obtenus, entre autres, la génétique, l'âge à l'abattage, le mode d'élevage, la race, etc. (Lebret et Mourot, 1998 ; Dalle Zotte, 2002).

Les protéines des viandes, quant à elles, sont de bonne qualité particulièrement riches et équilibrées en acides aminés indispensables tels que la lysine et l'histidine (Paturaud-Mirand et Remond, 2001) ; cet équilibre est proche des besoins de l'homme (Bax et al., 2010).

La figure 1 exprime la biodisponibilité de ces acides aminés essentiels par rapport aux besoins de l'homme.



(1) Methionine + Cystéine (2) Tyrosine + Phenyl alanine

Figure 1 : Equilibre des acides aminés indispensables des viandes rapporté aux besoins de l'homme (Combes et Dalle Zotte, 2005).

• L'équilibre en acides aminés des viandes est calculé à partir de Dalle Zotte (2004). Celui des besoins de l'homme est issu des ANC (2001).

I-6- Qualités nutritionnelles de la carcasse et de la viande des animaux

I-6-1- De la carcasse

La définition de la carcasse selon le Larousse Agricole (2002), est l'ensemble obtenu après abattage d'un animal vivant et après retrait des issues et du 5^{ème} quartier, et comprenant le squelette sur lequel restent fixés les muscles, les tendons et les aponévroses, les graisses, les artères et les veines, les nerfs et les ganglions lymphatiques.

La qualité de la carcasse recouvre les aspects sanitaires et de composition en ses différents tissus (maigre, gras, os). La qualité sanitaire correspond essentiellement à la qualité microbiologique, c'est-à-dire le niveau de contamination en microorganismes et notamment l'absence de bactéries pathogènes pour l'homme, parfois présentes dès l'élevage. La proportion relative des tissus maigres et gras constitue la principale composante de la qualité des carcasses avec le poids, le rendement en carcasse et la conformation (poids relatifs des pièces de découpe) (Lebret, 2004).

I-6-2- De la viande

La qualité d'un produit alimentaire est généralement caractérisée par quatre composantes, souvent appelées « 4 S » : Sécurité (sécurité alimentaire, exigence minimale légitime des consommateurs), Santé (qualité nutritionnelle ou diététique des produits), Satisfaction (qualité organoleptique ou sensorielle), Service (facilité d'utilisation) (Lebret, 2004).

Les qualités des viandes dépendent des caractéristiques physico-chimiques de celles-ci, caractéristiques elles-mêmes sous l'influence de facteurs génétiques (Renand et al., 2003) et environnementaux (Monin, 2003). La qualité des carcasses et des viandes des animaux peut être améliorée par une meilleure maîtrise des conditions de leur transport et de leur d'abattage. En effet, les stress de toutes natures qui surviennent au cours de ces opérations peuvent modifier le métabolisme musculaire avec des conséquences sur de nombreux critères de qualité (Monin, 2003).

La qualité de la viande fait référence à plusieurs attentes du consommateur et également des producteurs. On parle alors souvent non pas de la qualité mais des qualités (au pluriel) de la viande. Celles-ci sont :

I-6-2-1- Qualité nutritionnelle ou diététique

La qualité nutritionnelle correspond à son aptitude à apporter au consommateur certains nutriments dont il a besoin : protéines (acides aminés), lipides (dont les acides gras essentiels notamment les oméga 3), vitamines, et minéraux, tout en préservant, voire en améliorant sa santé (Lebret et Mourot, 1998).

Les viandes de lapin et de poulet sont considérées comme viandes maigres et diététiques en raison de leur richesse en protéines de bonne qualité et leur pauvreté en lipides et en cholestérol, mais bien pourvues en AGPI notamment les AG n-3 (Gondret et Bonneau, 1998 ; Combes, 2004 ; Hernández, 2008)). Les facteurs d'élevage influent largement sur la qualité de la viande, notamment nutritionnelle (Mourot, 2010a).

I-6-2-2- Qualité sanitaire ou hygiénique

Cette qualité est primordiale. Elle correspond à l'absence de microorganismes pathogènes ou de toxines qu'ils peuvent produire, et de résidus alimentaires ou médicamenteux dans les viandes (Frayssé et Darre, 1990 ; Lebret, 2004). La contamination microbienne des viandes résulte généralement d'une contamination à partir de la surface de la carcasse.

I-6-2-3- Qualités sensorielles ou organoleptiques

Elles regroupent trois composantes qui sont :

I-6-2-3-1- Aspect

Il comprend la couleur (intensité et homogénéité), le marbré et le persillé correspondant à l'importance et la répartition du gras inter et intramusculaire, respectivement (Lebret, 2004). Toutefois, chez le lapin et chez le poulet, ces effets marbré et persillé n'existent pas comme chez le bovin.

Le poulet présente une chair pâle et blanche en raison de l'absence de la myoglobine d'une part et de la graisse sous-cutanée qui laisse apparaître le muscle naturellement rose. Chez le lapin, la viande est de couleur rose pâle.

D'après Santé et al. (2001), la couleur de la viande dépend de la concentration du pigment héminique ainsi que de son état physico-chimique, du pH et de la structure de la viande qui influence la réflexion de la lumière.

I-6-2-3- 2- Texture

La texture correspond à la tendreté et à la jutosité appréciées lors de la dégustation des viandes. La texture dépend du pouvoir de rétention en eau (lui-même résultant de l'évolution de la cinétique de chute du pH post-mortem), ainsi que de la teneur en lipides intramusculaires. Parmi les qualités sensorielles, la tendreté apparaît comme un critère important du point de vue des consommateurs (Maltin et al., 2003).

Elle traduit la facilité avec laquelle la viande se laisse couper ou broyer lors de la mastication. Concernant la tendreté, les viandes de lapin et de poulet présentent les valeurs les plus faibles de cisaillement aux autres viandes.

La jutosité, quant à elle, est la capacité de la viande à libérer du jus à la mastication. Elle est liée en partie à son pouvoir de rétention d'eau et à sa teneur en lipides qui stimulent la sécrétion salivaire (Girard et al., 1988 ; Fraysse et Darre, 1990).

I-6-2-3-3- Flaveur

Elle traduit le goût et l'odeur qui sont liés au taux et à la nature des lipides présents (Lebret, 2004). Les acides gras libérés par l'hydrolyse des triglycérides et des phospholipides qui subissent une auto-oxydation conduisent à des aldéhydes et des cétones qui sont les composantes de la saveur. Les matières grasses ajoutées à l'aliment peuvent également modifier l'aspect de la carcasse et altérer la saveur de la viande (Lessire, 1995).

I-6-2-4- Qualité technologique

C'est l'aptitude de la viande à subir une transformation pour la fabrication d'un produit carné élaboré. Pour la fraction maigre, cette qualité est liée au pouvoir de rétention en eau. Pour les tissus gras, très utilisés en fabrication de produits secs, l'aptitude à la transformation dépend de leur fermeté (qui résulte de la teneur en lipides et de leur composition en AG) et de la limitation de l'oxydation de ces AG pendant la conservation (Lebret, 2004).

I-7- Facteurs de variation des composantes de la qualité de la viande

La variabilité de la qualité va dépendre des caractéristiques intrinsèques à l'animal (souche, sexe, poids vif, âge, réaction vis-à-vis du stress, etc.), mais aussi des facteurs d'élevage notamment l'alimentation et des conditions d'abattage (mode de narcose, délai de découpe).

I-7-1- Qualité sanitaire

Cet aspect de la qualité est bien maîtrisé. Deux paramètres, cependant, peuvent affecter cette qualité, à savoir les conditions d'élevage et d'abattage des animaux. Généralement, il existe des réglementations qui régissent les conditions d'abattage et d'autres qui rendent obligatoires des contrôles au sein des abattoirs pour estimer la qualité microbiologique des produits d'abattage.

Les trois autres aspects de la qualité de la viande, à savoir les côtés nutritionnel, organoleptique et technologique, seront envisagés essentiellement du point de vue de la nature des lipides constitutifs.

I-7- 2- Qualité nutritionnelle ou diététique

La qualité nutritionnelle de la viande de lapin et de poulet, plus particulièrement dans sa fraction lipidique, est sous l'influence de certains paramètres aussi bien d'ordre génétique qu'environnemental dont les pratiques d'élevage et plus particulièrement l'alimentation jouent un rôle prépondérant (Fisher, 1984 ; Mourot, 2010b).

I-7-2-1- Paramètres génétiques

I-7-2-1-1- Sexe

Chez le lapin, concernant la fraction lipidique visible, les femelles présentent également des dépôts adipeux supérieurs à ceux des mâles (jusqu'à 10 %) à 14 semaines d'âge (Jehl et al, 2000). Par contre, en-deçà de 12 semaines, aucune différence entre sexe n'est observée (Cavani et al., 2000). La teneur en lipides intramusculaires est, quant à elle, faiblement ou pas influencée par le sexe de l'animal (Gondret, 1998).

Chez la volaille, comme chez les autres espèces, les femelles sont plus grasses que les mâles (Lessire, 2001 ; Shahin et Abd El Azeem, 2006). C'est ainsi que le développement du gras abdominal est plus important chez les premières que chez les derniers (Leclercq, 1989).

I-7-2-1-2- Race ou lignée

Chez les animaux monogastriques, la race influence essentiellement la teneur en lipides de la viande (Mourot, 2010b). En effet, il est admis, de façon générale, que les animaux de lignées lourdes sont plus gras que ceux issus des lignées maigres (Lebas et Combes, 2001).

Chez le poulet, les animaux à croissance rapide tendent à être plus gras. Ainsi, à poids égal, les poulets de chair tendent à être de plus en plus gras à mesure que la sélection sur la vitesse de croissance produit ses effets (Alleman et al., 1999). Ponte et al. (2008) rapportent un effet significatif sur la composition en acides gras en comparant des poulets de chair standard (Ross) à croissance rapide à des poulets fermiers à croissance lente (Lab). Chez le lapin, au poids d'abattage commercial, l'adiposité des carcasses est d'autant plus grande que les formats adultes sont faibles (Ouhayoun, 1989).

I-7-2-2- Paramètres environnementaux

I-7-2-2-1- Alimentation

Les acides gras présents chez l'animal sont la résultante d'un certain nombre de processus métaboliques (synthèse de *novo* d'acides gras, ceux provenant de l'alimentation, lipolyse, utilisation à des fins énergétiques) (Gondret, 1999 ; Corraze et al., 1999). Comme chez le reste des monogastriques, il y a une bonne corrélation entre les acides gras alimentaires et ceux déposés au niveau des différents tissus chez le lapin (Gigaud et Le Cren, 2006 ; Kouba et al., 2008) et chez le poulet (Lessire, 2001 ; Brunel et al., 2010).

Ainsi donc, cette propriété peut être exploitée pour influencer le profil en AG des tissus animaux. Cependant, il semblerait que seuls les AGPI peuvent particulièrement l'être (Mourot et al., 1992), puisque seule l'alimentation peut les fournir. Concernant les AGS et AGMI, cette corrélation semble moins évidente du fait de leur synthèse endogène (Thies et al., 1999). En effet, Guillevic et al. (2010) trouvent que la quantité des AGS et AGMI ne sont pas influencés par la nature du régime, contrairement à celle des AGPI qui augmentent avec leur teneur dans l'aliment consommé.

A signaler également que la relation entre les AG ingérés et ceux déposés au niveau de la carcasse diffère d'un tissu à l'autre. La corrélation est plus marquée avec le tissu adipeux que les muscles (Mourot, 2001). Ces derniers sont plus riches en phospholipides membranaires, qui incorporent de façon sélective les AG, et ce, contrairement aux tissus adipeux dont les vacuoles lipidiques sont beaucoup moins sélectives quant à cette incorporation (Hertzman et al., 1988).

I-7-2-2-2- Etat d'engraissement des animaux

Chez le lapin, le développement de l'adiposité périrénale constitue un indicateur fiable de l'adiposité des carcasses (Ouhayoun, 1989). Le rapport muscle/os du membre postérieur est également un bon indicateur de la charnure de la carcasse. D'ailleurs, la sélection sur des critères de conformation chez le lapin est possible, car l'héritabilité du rapport muscle/os de la carcasse est élevée (Rouvier, 1970).

Chez la volaille, le gras abdominal représente jusqu'à 4 % du poids vif et renferme environ 88 % de lipides chez les animaux modernes (Mourot, 2010b). Il est prédictif de l'adiposité globale de la carcasse chez le poulet. En effet, il existe une forte corrélation entre le pourcentage de gras abdominal et la teneur en lipides totaux de la carcasse (Ricard, 1990 ; Alleman et al., 1999). Le tableau 7 résume cette relation chez certaines catégories de volailles.

Tableau 7 : Relations entre les dépôts gras abdominaux et les lipides corporels chez les volailles (Ricard, 1990)

Expérience	Equation de régression ⁽¹⁾	Corrélation
Poulets⁽²⁾		
Alimentation standard	$Y = 4,9 X + 5,1$	0,77
Aliment enrichi en lipides	$Y = 3,2 X + 5,6$	0,83
Poulettes souche ponte⁽³⁾	$Y = 3,5 X + 5,6$	0,84
Pintadeau⁽⁴⁾	$Y = 4,2 X + 6,3$	0,90
Canard de Barbarie⁽⁵⁾	$Y = 4,0 X + 13,9$	0,80

(1) X = Pourcentage de gras abdominal par rapport au poids vif et Y = teneur en lipides.

(2) D'après Delpech et Ricard (1965). Coquelets de type label, âgés de 8 à 12 semaines, 28 sujets par type d'alimentation. (3) D'après Ricard et Delpech (non publié). Croisement de type Rhode X Wyandotte, 60 poulettes âgées de 8 à 12 semaines. (4) D'après Blum et Leclercq (1980). Mâles et femelles mélangés, 40 sujets âgés de 12 à 14 semaines. (5) D'après Leclercq (non publié). 20 canettes âgées de 10 semaines.

Ainsi, chez la volaille, la sélection contre le développement du gras abdominal s'est avérée très efficace pour diminuer la quantité des lipides dans la carcasse du poulet (Leclercq, 1989).

I-7-2-2-3- Température

La température d'élevage peut influencer le développement des tissus adipeux (Mourot, 2004). Sous un climat chaud, chez le poulet de chair, la chaleur accroît l'engraissement, particulièrement au niveau sous-cutané. La proportion d'acides gras saturés dans les tissus adipeux est alors plus élevée. Le fort engraissement au chaud ne paraît pas s'expliquer par une lipogenèse hépatique accrue. En revanche, l'utilisation des acides gras déposés serait plus faible (Tesseraud et Temim, 1999).

Pour Larbier et Leclercq (1992), la teneur en lipides de chair augmente de 1,5 g/kg par augmentation de la température d'élevage de 1°C ; ce qui se traduit par un accroissement de 0,4 g / kg de la proportion de gras abdominal dans le poids vif (Larbier et Leclercq, 1992). L'impact d'un stress thermique prolongé, de 20 à 30°C, se traduit par une flaveur très forte de la viande de filet et une diminution de pourcentage en acides gras polyinsaturés du gras abdominal. En période estivale, la tendreté des filets de poulets diminue.

Dans une ambiance à des températures comprises entre 24 et 34°C, le poids et les protéines des carcasses se trouvent réduits et la viande est déshydratée (Berri, 2003). L'adiposité périrénale des carcasses est réduite chez les lapins dont la croissance est ralentie par un faible niveau protéique dans l'aliment ou une température élevée. La réduction de l'adiposité est accompagnée d'une augmentation de la polyinsaturation des lipides corporels, attribuable à une diminution de la lipogenèse endogène (Lebas et Ouhayoun, 1987).

I-7- 3- Qualités sensorielles ou organoleptiques

La teneur en lipides intramusculaires est une composante importante de la flaveur et de la jutosité, alors que la quantité et le degré de solubilité du collagène sont des composantes essentielles de la tendreté des viandes (Bonneau et al., 1996). Ainsi, chez les espèces abattues très jeunes, le faible degré de réticulation peut être à l'origine de défauts de fermeté des viandes de poulet. En effet, la réduction de l'âge à l'abattage des volailles, consécutive à la sélection sur la croissance, induit un accroissement de la tendreté et une réduction de la flaveur liés à la moindre maturité des animaux (Sauveur, 1997 ; Lessire, 2001).

Les qualités sensorielles de la viande du lapin et des volailles de chair dépendent étroitement de l'âge à l'abattage. Chez le lapin, une sélection sur la vitesse de croissance s'accompagne d'une augmentation des dépôts adipeux internes sans dégradation du rendement en carcasse et n'a pas d'impact sur les qualités sensorielles si l'âge à l'abattage n'est pas modifié (Gondret et al., 2002).

I-7- 4- Qualité technologique

Face à l'évolution des modes de consommation, la maîtrise de la qualité technologique et l'adaptation de la viande à cette évolution sont devenues des problématiques importantes pour la filière. Les critères de mesure de cette qualité de la viande sont, entre autres, le pH et la couleur (L^*) (Boutten et al., 2005). Ces deux paramètres sont étroitement liés (Woelfel et al., 2002) et fortement corrélés au rendement technologique. Ce dernier dépend étroitement de la capacité de rétention en eau des protéines musculaires, que ce soit pour la viande fraîche vendue en barquette ou au moment de la cuisson du produit élaboré.

Une chute trop rapide du pH conduit à des rendements à la transformation significativement plus faibles et à des pertes d'exsudat plus élevées caractéristiques des viandes PSE (Renand et al., 2003). D'après Gigaud et Berri (2007), une étude menée par l'ITAVI en 2003 sur le poulet a montré que l'augmentation de la croissance et des rendements musculaires s'accompagnait d'une diminution du potentiel glycolytique, ce qui a pour conséquence l'augmentation du pH ultime et donc l'amélioration du pouvoir de rétention en eau de la viande, évolution favorable à la fabrication de produits transformés élaborés.

Elle a également mis en évidence un lien entre l'engraissement des carcasses et l'aptitude de la viande à la transformation. Les animaux les plus maigres présentaient des teneurs en glycogène musculaire faibles, d'où une meilleure aptitude des viandes à la transformation. À pH bas, la liaison de l'eau avec les protéines est plus faible (rapprochement du point isoélectrique, charge électrique des protéines plus faible). L'eau passe donc du compartiment intracellulaire au compartiment extracellulaire. Elle crée ainsi des surfaces plus réfléchissantes et augmente la réflexion de la lumière incidente et l'impression de pâleur. La composante L^* (composante clarté allant du blanc au noir) est influencée par l'humidité de surface.

II-1- Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la construction (poutres, poteaux, plancher et voiles).

Pour cela, on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par le **RPA99 version 2003**.

II-1-1-Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane séparant deux niveaux d'un bâtiment, il assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leurs tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouches contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits ferrillée en treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé disposées suivant la petite portée.

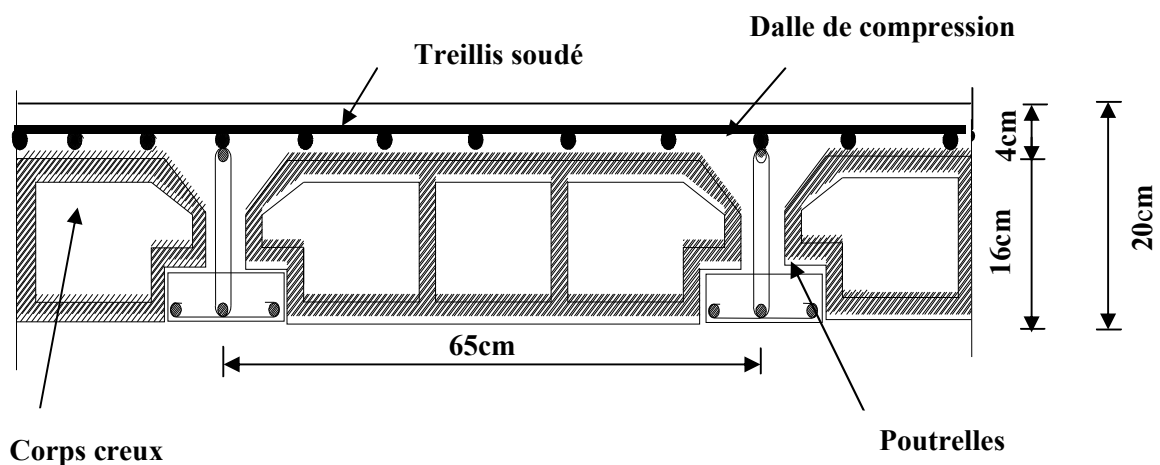


Fig. II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « h_{tp} » est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{10}$$

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

h_{tp} : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{\max} = 400 - 25 = 375$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 375 / 22.5 = 16.66 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher **(16+4) cm** qui sera valable pour tous les planchers.

- L'épaisseur du corps creux : **16 cm.**
- L'épaisseur de la dalle de compression : **4cm.**

II-1 -2- Poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction. Ses dimensions sont données par les relations suivantes :

- **Hauteur « ht » :** $\text{---} \leq ht \leq \text{---}$
- **Largeur « b » :** $0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$

Avec : L_{\max} : distance maximale entre axe d'appuis dans le sens considéré.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1) :

$$\begin{aligned} &\geq 25 \\ h &\geq 30 \\ - &\leq 4 \end{aligned}$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- ➔ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- ➔ Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

-1°- Poutres principales :

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

La hauteur : $400/15 \leq ht \leq 400/10$

$$26.66 \leq ht \leq 40 \quad \text{➔} \quad \mathbf{ht = 35 \text{ cm.}}$$

La largeur : $0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$

$$12 \leq b \leq 28 \quad \text{➔} \quad \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA 99 version 2003 (Article 7.5.1) :**


- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ ➔ condition vérifiée.
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ ➔ condition vérifiée.

- $h_t / b = 35 / 30 = 1.16 \leq 4 \rightarrow$ condition vérifiée.

La section de la poutre principale ($b \times h_t$) = (30 * 35) cm².

- 2°- Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 350 \text{ cm.}$$

La hauteur : $\text{---} \leq h_t \leq \text{---}$  $h_t = 30 \text{ cm.}$

$$23.33 \leq h_t \leq 35$$

La largeur : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

$$12 \leq b \leq 21$$
  $b = 25 \text{ cm.}$

Donc : la section de la poutre secondaire est ($b \times h_t$) = (25 * 30) cm².

➤ Vérification des exigences(RPA) :

- $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- $h_t / b = 1.2 \leq 4 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales : (30 * 35) cm².
- Poutres secondaires : (25 * 30) cm².

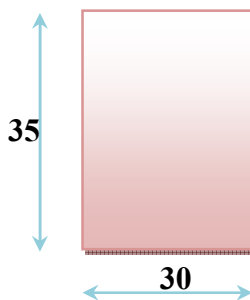


Fig. II.2 : Dimensions de la poutre principale

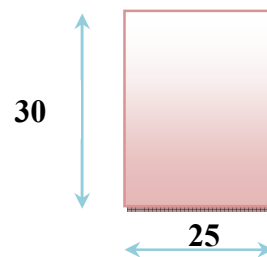


Fig. II.3: Dimensions de la poutre

II-1-3- Les voiles :

-1°- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

-2°- **L'épaisseur du voile (ep)** : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (**he**) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

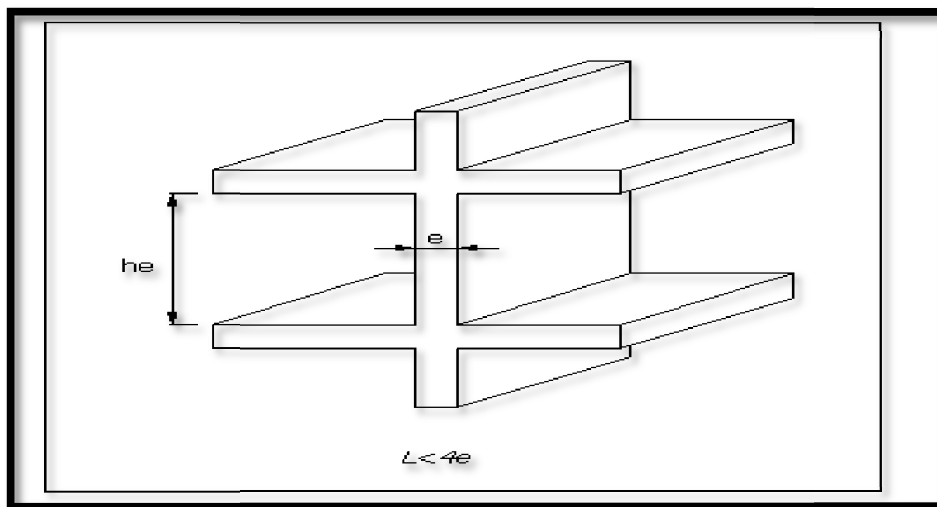


Fig .II.4 : Coupe de voile en élévation

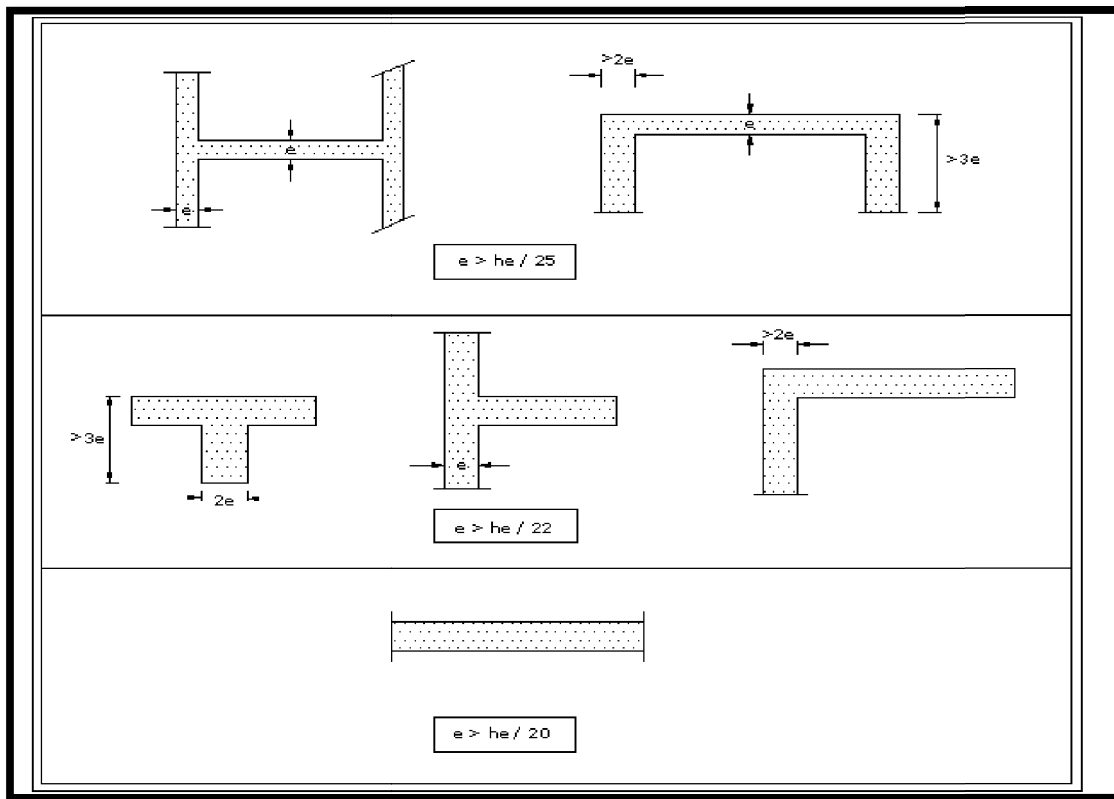


Fig. II.5 : Coupe de voile en plan

$a \geq \text{---}$; Avec : $he = h - ep$ et ep : hauteur de la poutre principale.

$$he = 408 - 35 = 373 \text{ cm.}$$

cas1: $a \geq he / 25 = 373 / 25 = 14.92 \text{ cm.}$

cas 2: $a \geq he / 22 = 373 / 22 = 16.75 \text{ cm.}$

cas 3: $a \geq he / 20 = 373 / 20 = 18.65 \text{ cm.}$

he: la hauteur libre max d'étage (**he = 373 cm**).

On prend : **ep = 20 cm.**

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 (Art 7.7.1):**

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\min} = 4 \times a \quad \Rightarrow \quad L_{\min} = 100 \geq 4 \times 20 = 80 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Avec : L_{\min} : la portée minimale d'un voile.

a : épaisseur du voile.

II-1 – 4 - Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple **Ns**, en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations.

La section du poteau est obtenue par la formule suivante

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Ns : effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{cum} + Q_{cum}$$

S : section transversale du poteau.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\sigma_{sol} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

L'effort normal « **Ns** » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du **BAEL 91**.

II – 2- Descente de charges :

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II-2-1 Charges permanentes :

-1°- Plancher terrasse (inaccessible) :

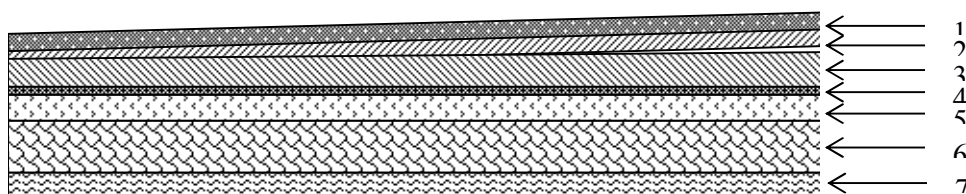
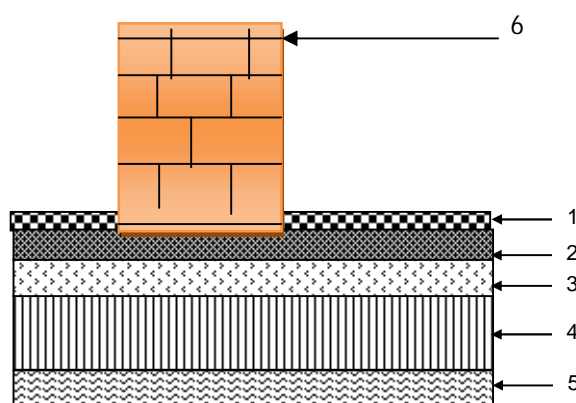


Fig. II.6 : Coupe verticale du plancher terrasse

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente **Gt** du plancher terrasse.

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Couche de gravillon	1.5	1.00
2. Etanchéité multicouches	5	0.12
3. Béton en forme de pente	7	1.55
4. Feuille de polyane	/	0.01
5. Isolation thermique en liège	5	0.16
6. Plancher à corps creux	(16+4)	2.80
7. Enduit sous plafond en plâtre	2	0.2
		Gt = 5.84 KN/ m².

-2°-Plancher étage courant :

**Fig. II.7** : Coupe verticale du plancher d'étage courant**Tableau II.2** : Valeur de la charge permanente de l'étage courant

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle en corps creux	(16+4)	2.80
5. Enduit de plâtre	2	0.20
6. Cloison	10	0.90
		Gt = 5.50

-3 °- Maçonnerie :

➤ Mur extérieur :

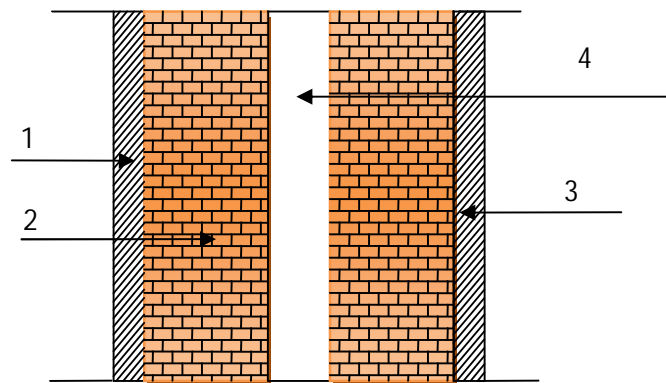


Figure II.8 : Coupe verticale du mur double

Tableau II.3 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
1. Mortier de ciment	2	0.36
2. Brique creuse	2x10	2x0.9 = 1.8
3. Enduit plâtre	2	0.20
4. lame d'air	5	/
		Gt = 2.36

➤ Mur intérieur :

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur)

Eléments	Epaisseur	La charge (KN/m ²)
enduit plâtre	2x2	2x0.2 = 0.4
Brique creuse	10	0.9
		Gt = 1.3

-4°- Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.5 : valeur de la charge de le dalle pleine (balcon).

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0.40
2. Mortier de pose	3	0.54
3. Couche de sable	3	0.66
4. Dalle pleine en béton armé	15	3.75
5. Mortier de ciment	2	0.2
		Gt = 5.55

II-2-2- Les surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible → $Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation → $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$
- Plancher à usage bureau → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$
- Balcons → $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$
- Acrotère → $Q = 1.00 \text{ KN/m}$
- Escalier → $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$

II-3 - Descente de charge :

II-3-1- Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est « E5''

-1°- Surface d'influence :

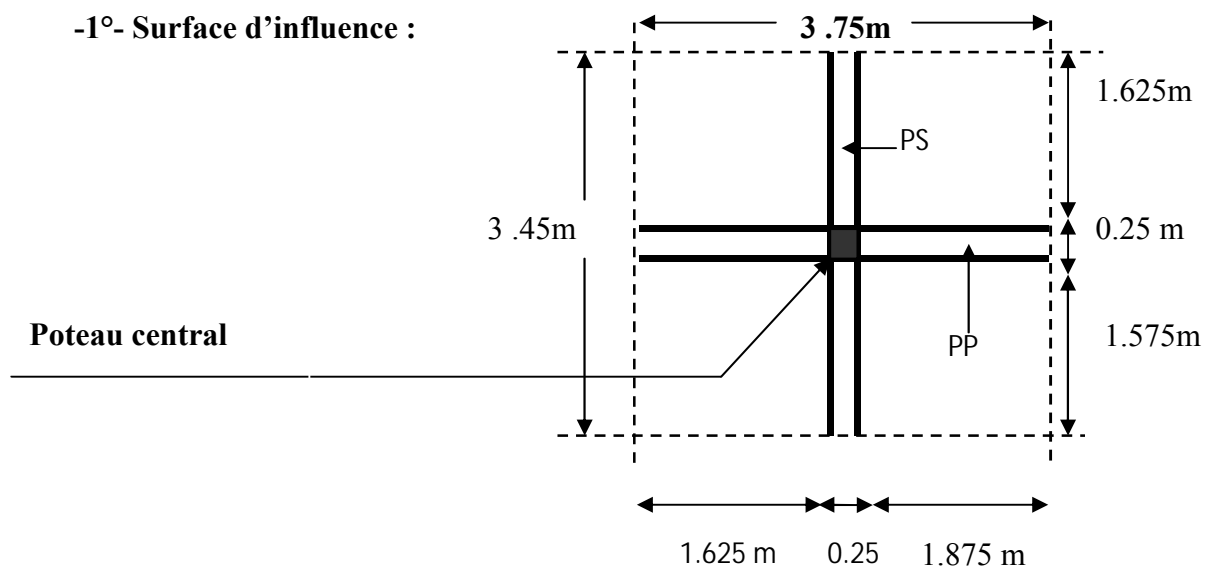


Fig. II.9: surface d'influence du poteau « E6 »

- Section nette :

$$S_n = (1.625 + 1.875) \times (1.575 + 1.625)$$

$$S_n = 11.20 \text{ m}^2$$

- Section brute :

$$S_b = 3.45 \times 3.75$$

$$S_b = 12.94 \text{ m}^2.$$

-2°- Charge permanente revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse : $G_t = 5.84 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher étage courant : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.
- Plancher RDC : $G_t = 5.50 \text{ KN/m}^2$.

-3°- Poids revenant à chaque plancher :

$$\text{Poids du plancher } P = G \times S.$$

- **Plancher terrasse :**

$$P = 5.84 \times 12.94 = 75.57 \text{ KN}.$$

- **Plancher étage :**

$$P = 5.50 \times 11.2 = 61.6 \text{ KN}.$$

-4°- Poids propre revenant à chaque poutre :

- **Poutres principales :**

$$P = (0.3 \times 0.35) \times 25 \times 3.5 = 9.187 \text{ KN}.$$

- **Poutres secondaires :**

$$P = (0.25 \times 0.30) \times 25 \times 3.2 = 6 \text{ KN}.$$

D'où le poids totale :

$$P = 9.187 + 6$$

Ce qui donne : **P = 15.187 KN.**

-5°- Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse $Q_0 = 1.00 \times 12.94 = 12.94 \text{ KN}$.
- Plancher étage courant $Q_1, Q_2, Q_3 = \dots = Q_8 = 1.50 \times 11.2 = 16.8 \text{ KN}$.

- Plancher RDC, 1^{er} étage, S / sol : $Q_0 = 2.5 \times 11.2 = 28 \text{ KN}$.

-6°- Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$= 30$$

$$h = 30$$

- Poids de poteaux de S / Sol et étage courant :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.89 \text{ KN}$$

- Poids de poteau du RDC :

$$G = 0.30 \times 0.30 \times 4.08 \times 25 = 9.18 \text{ KN}$$

II-3-2 - Loi de dégression de charge :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

$$\Sigma_0 = Q_0$$

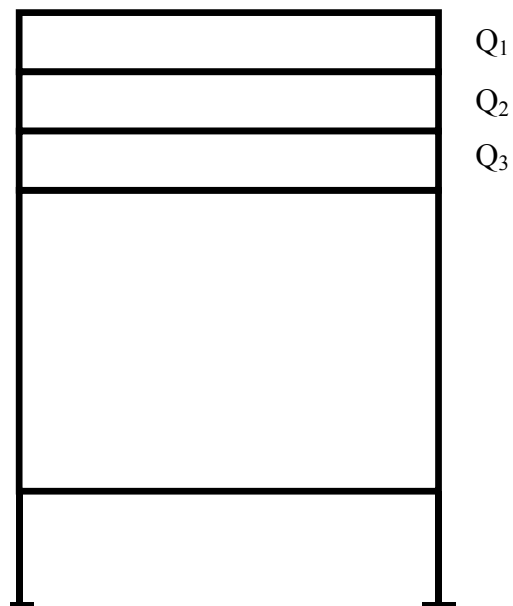
$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma$$

$$n \geq 5$$



II -3 -3 Coefficients de dégression des surcharges :

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S/sol
Coefficients	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Les surcharges cumulées :

Niveau 08 : $Q_0 = 12.94$ KN.

Niveau 07 : $Q_1 = Q_0 + Q_1 = 29.74$ KN.

Niveau 06 : $Q_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 44.86$ KN.

Niveau 05 : $Q_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 58.30$ KN.

Niveau 04 : $Q_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 70.06$ KN

Niveau 03 : $Q_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 80.14$ KN.

Niveau 02 : $Q_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 88.54$ KN.

Niveau 01 : $Q_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 96.43$ KN.

Niveau RDC : $Q_{RDC} = Q_0 + 0.68(8Q_1) = 12.94 + 0.68 (8 \times 16.8) = 104.33$ KN.

Niveau S/sol : $Q_{S/s} = Q_0 + 0.66 (8Q_1 + Q_8) = 12.94 + 0.66(8 \times 16.8 + 28) = 120.12$ KN.

La loi de dégression des charges dans les bâtiments à plusieurs étages, ne donne pas un dimensionnement suffisant pour les sections des poteaux, et vue la hauteur de notre ouvrage et aussi l'effet du séisme, il est préférable d'augmenter la section des poteaux, en respectant les conditions de **RPA99 (version 2003)** suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{ en zone IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq - \\ - < - < 4 \end{array} \right.$$

Tableau II.6 : récapitulatif de la descente de charge.

NIVEAUX	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planches	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G cumulé	Q _i	Q _{cum}		Section trouvée	Section adoptée
8	75.57	15.187		90.757	90.757	12.9 4	12.94	103.697	96.131	30x30
7	61.6	15.187	6.89	83.677	174.42 7	16.8	29.74	204.167	136.111	30x30
6	61.6	15.187	6.89	83.67	258.09 7	16.8	46.54	304.637	203.191	30x30
5	61.6	15.187	6.89	83.67	341.76 7	16.8	63.34	405.107	270.071	35x35
4	61.6	15.187	6.89	83.67	425.43 7	16.8	80.14	505.577	337.051	35x35
3	61.6	15.187	6.89	83.67	509.10 7	16.8	96.94	606.047	404.031	35x35
2	61.6	15.187	6.89	83.67	592.77 7	16.8	113.74	706.517	471.011	40x40
1	61.6	15.187	6.89	83.67	676.44 7	28	141.74	818.187	545.458	40x40
RD C	61.6	15.187	9.18	85.96	762.40 7	28	169.74	932.147	621.431	40x40
S/sol	61.6	15.187	6.89	83.67	846.07 7	28	197.74	1043.817	695.878	40x40

Vérification relative aux coffrages :

(RPA 99 version 2003 / Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**h_e**) en une seule fois. Et les dés décollage sont interdits.

Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$(b, h) \geq 25 \text{ cm}$$

$$(b, h) \geq \frac{h_e}{14} \quad \text{Avec : } h_e : \text{ est la hauteur libre du poteau.}$$

$$1/4 < b/h < 4$$

✓ **Poteau (30x30)**

$$(b, h) = 30 \geq 25$$

$$(b, h) = 35 \geq \frac{h_e}{14} = 14.3$$

$$1/4 < 30/30 = 1 < 4$$

✓ **Poteau (35x35)**

$$(b, h) = 35 \geq 25$$

$$(b, h) = 35 \geq \frac{h_e}{14} = 14.4$$

$$1/4 < 1 < 4$$

✓ **Poteau (40x40)**

$$(b, h) = 40 \geq 25$$

$$(b, h) = 40 \geq \frac{h_e}{14} = 14.4$$

$$1/4 < 1 < 4$$

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Nota :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles à fin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (Eviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux à fin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques).
- ✓ La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 l_0$).

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{A}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = \frac{b^4}{12}$

B : section transversal du poteau ($B = b^2$)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{b^4}{12 \cdot b^2}}} \Rightarrow \lambda = 0.7 \sqrt{12} \frac{L_f}{b}$$

$$= 2.42 \frac{L_f}{b}$$

$$\rightarrow \text{Poteau (30x 30)} \dots\dots\dots = 2.42 \times 3.06 / 0.30 = 24.68 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau (35 x 35)} \dots\dots\dots = 2.42 \times 3.06 / 0.35 = 21.15 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau (40x40)} \dots\dots\dots = 2.42 \times 3.06 / 0.40 = 18.51 < 50$$

$$\rightarrow \text{Poteau RDC (40x 40)} \dots\dots\dots = 2.42 \times 3.88 / 0.40 = 23.47 < 50$$

Conclusion :

Toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement.

III-1- Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la Structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifiées 99)

III-2- Acrotère :

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

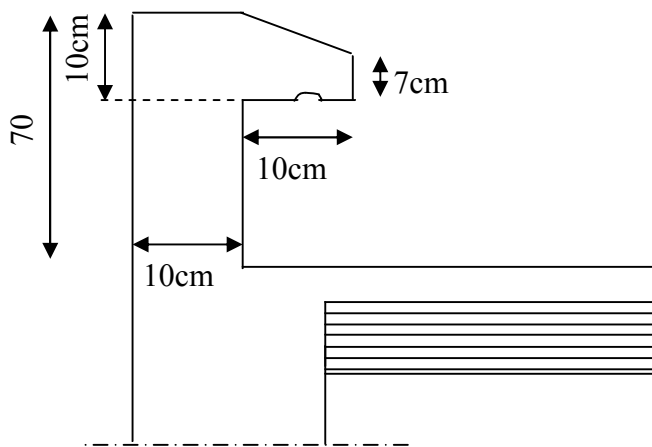


Fig.III-1-1- : Coupe verticale de l'acrotère

-1°- Schémas statiques de calcul:

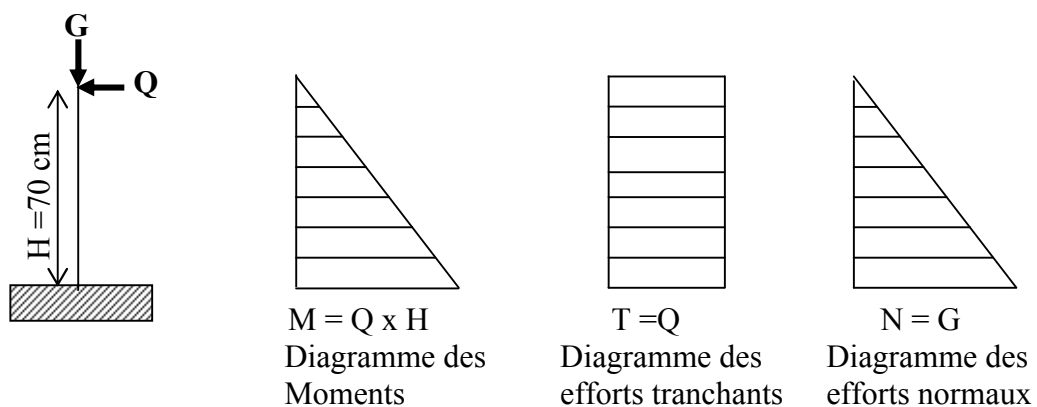


Fig.III-1-2-schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

-2°-Calcul des efforts:

- Effort normal dû au poids propre à la section d'encastrement:

$$G = \rho \times S = 25 \left(0,03 \times \frac{0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,7 \times 0,1 \right) = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

- ρ : masse volumique de béton. (25KN/m³)
- S : section transversale de l'acrotère.
- Effort horizontal dû à la main courante:
Q=1 KN/ml.
- Moment de renversement **M** dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :
M_Q = QxHx1m = 1x 0,7 = 0,7 KN.m

-3°- Combinaison de charges:

- A l'ELU, la combinaison de charges est: 1,35 G + 1,50 Q
- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \cdot 1,9625 = 2,649 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \cdot 0,7 = 1,05 \text{ KN.m.}$
- A l'ELS, la combinaison de charges est: G + Q
- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,9625 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement : $M_s = 0,7 \text{ KN.m.}$

- 4°- Ferrailage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée.

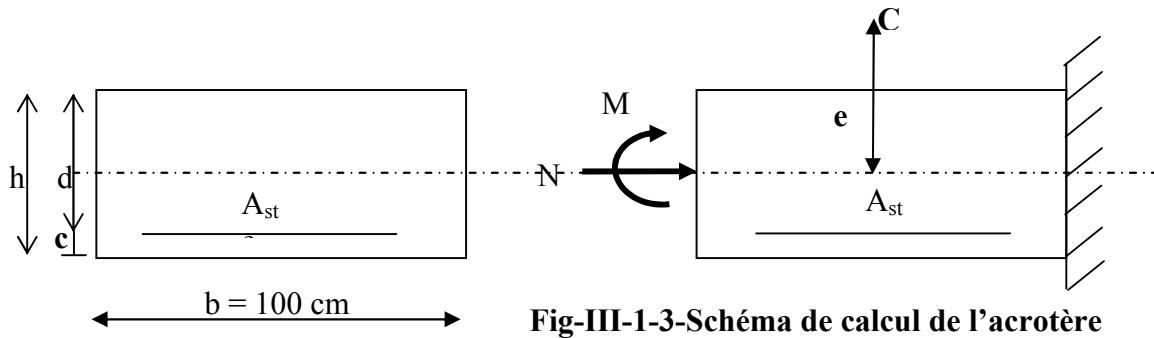


Fig-III-1-3-Schéma de calcul de l'acrotère

$$b=100\text{cm} ; c=3\text{cm} ; h=10\text{cm} ; d=7\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; \gamma_s=1,15 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

c: enrobage(c=3cm).

e : excentricité.

Mf : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

-a-Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,649} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif Mf puis elle se ramène à la flexion composée.

-b-Calcul d'armatures en flexion simple:

Moment fictif: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 1,05 + 2,649 \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 1,103 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,103}{1 \times 0,07^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0158 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0158 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,103}{0,992 \times 0,07 \times 348 \times 10^3} = 0,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_f = 0,45 \text{ cm}^2$$

-c- Calcul d'armatures en flexion composée:

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,45 - \frac{2,649}{348 \times 10^{-1}} = 0,374 \text{ cm}^2$$

1°- Vérification a l'ELU :

la vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.2.4.1/BAEL91 modifié 99]

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

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Conclusion : la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale $A = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera pour une section d'acier de 5HA6 /ml = 1,41 cm², espacés de 20 cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,3525 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA6 = 1,13 cm²/ml espacées de 25 cm

2° - vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS: l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e, \text{Max} [0,5 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}] \}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 400 ; \text{Max}[0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 1,41}{100 \times 7} = 0,201 \longrightarrow \beta_1 = 0,9275 \longrightarrow k_1 = 53,97$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,9275 \times 0,07 \times 1,41 \times 10^2} = 76,465 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifiée})$$

3° -vérification des contraintes dans le béton à l'ELS:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{76,465}{53,97} = 1,416 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

4° – vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91modifie 99]

la vérification s'effectue a l'ELU : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$ avec : $V_u=1,5 \times Q = 1,5 \times 1=1,5 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 7 \times 10^2} = 0,214 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5° – vérification au séisme : pour que l'acrotère résiste a la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale a la surcharge Q donnée .

[Art.6.2 ,3/RPA99 version 2003].

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1)[RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale a 0,15 (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal a 0,8

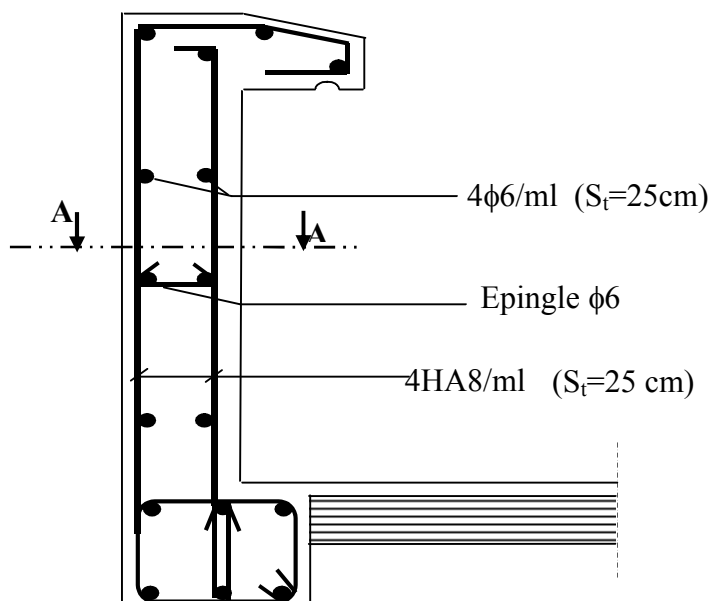
W_p : poids de l'acrotère, égal à 1,9625 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9625 = 0,942 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

Conclusion : dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

- Armatures principales $A = 4HA 8 = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition $A_r = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$.

-6°- Ferrailage de l'acrotère :



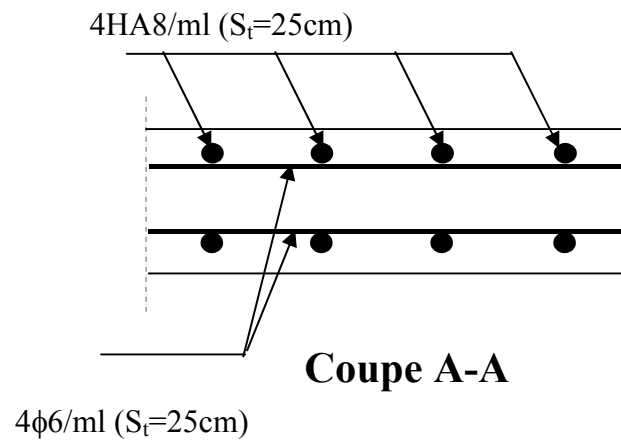


Fig III-1-4- Ferrailage de l'acrotère

III-2- CALCUL DES BALCONS :**Introduction :**

Les balcons sont des consoles encadrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont constitués d'une dalle pleine, ces dimensions sont :

- Largeur = 1,5 m
- Longueur = 1,45 m
- Un garde de corps de hauteur $h = 1$ m, en brique pleine de 10,5cm d'épaisseur.

L'épaisseur de dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{l}{10} ; \quad e \geq \frac{145}{10} = 14,5\text{cm} ; \text{ on prend } e = 15 \text{ cm}$$

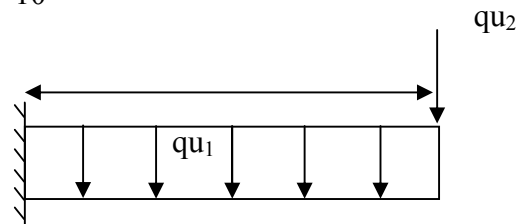


Figure III-2-1. : Schéma statique du balcon

III-2-1 Détermination des Charge et surcharge du balcon:**III-2-1-1 Les charges permanentes :**

Tableau III-1 : Les charges permanentes revenant au balcon.

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids(KN)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	18	0,02	0,36
La dalle pleine	25	0,15	3,75
		Poids total	G₁=5,35

- Charge concentré (garde corps) :

Tableau III-2 : Les charges concentrées revenant au balcon .

	Masse volumique KN/m ³	Epaisseur (m)	Poids (KN)
Murs en brique creuses	9	0,01	0,9
Enduit en mortier de ciment	18	2×0,02	0,72
		Poids total	G2= 1,62

III-2-1-2 Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des balcons est :

$Q = 3.5\text{KN} / \text{m}^2$ (uniformément répartie)

III-2-1-3 Combinaisons de charge :

A L'ELU : $1.35G+1.5 Q$

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN} / m$$

$$q_{u2} = 1.35G_2m = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN} / m$$

A L'ELS : $G+Q$

$$q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN} / ml$$

$$q_s = G_2 \times 1m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN} / ml$$

III-2-2 Calcul des moments de l'encastrement :

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

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.45^2}{2} = 13.11 \text{ KN.m.}$$

- Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.45 = 3.17 \text{ KN .m.}$$

⇒ Le moment total :

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 13.11 + 3.17 = 16.28 \text{ KN.m.}$$

Moments fléchissant :

• Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.8^2}{2} = 7.48 \text{ KN.m}$$

• Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.45 = 2.35 \text{ KN.m}$$

⇒ Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = q_{s1} + q_{s2} = 9.3 + 2.35 = 11.65 \text{ KN.m}$$

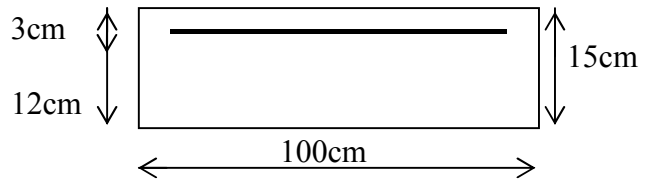
III-2-3 Calcul des armatures a l'ELU :

➤ Les armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.079 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu = 0.079 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.28 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 4.07 \text{ cm}^2$$



Soit : 5HA12 = 5,65 cm² Avec : S_t = 100/5 = 20cm

➤ Les armatures de répartition

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

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² Avec : S_t = 100/4 = 25 cm

III-2-4 Vérifications à L'ELU :

III-2-4-1 Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

III-2-4-2 Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art6.13/BAEL 91)

On doit vérifier : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \begin{aligned} \bar{\tau}_{se} &= \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i &= 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 12,47 \times 1,45 + 2,19 = 20,27 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,27 \times 10}{0,9 \times 12 \times 15,07} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-4-3 Vérification au cisaillement

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

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

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

$$\tau_u = \frac{20,27 \cdot 10}{100 \times 12} = 0,168 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pas de risque de cisaillement

III-2-4-4 Vérification de l'écartement des barres

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

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

III-2-5-Calcul à L'ELS:

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

III-2-5-1 Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 452 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.

- La nuance des aciers est FeE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{16.28}{11.65} = 1.39$$

$$\mu = 0.079 \Rightarrow \alpha = 0.1044 < \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

III-2-5-2 Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,66, 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 \cdot d \cdot A_s$$

Valeur de β_1 :

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,896$$

Alors :

$$\sigma_{st} = 11.65 \cdot 10^6 / 0,896 \cdot 120 \cdot 5,65 \cdot 10^2 = 191,77 \text{ Mpa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.}$$

III-2-5-3 Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est vérifiée.

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{145} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0.103 > \frac{M_s}{10 \times M_s} = 0,1 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

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

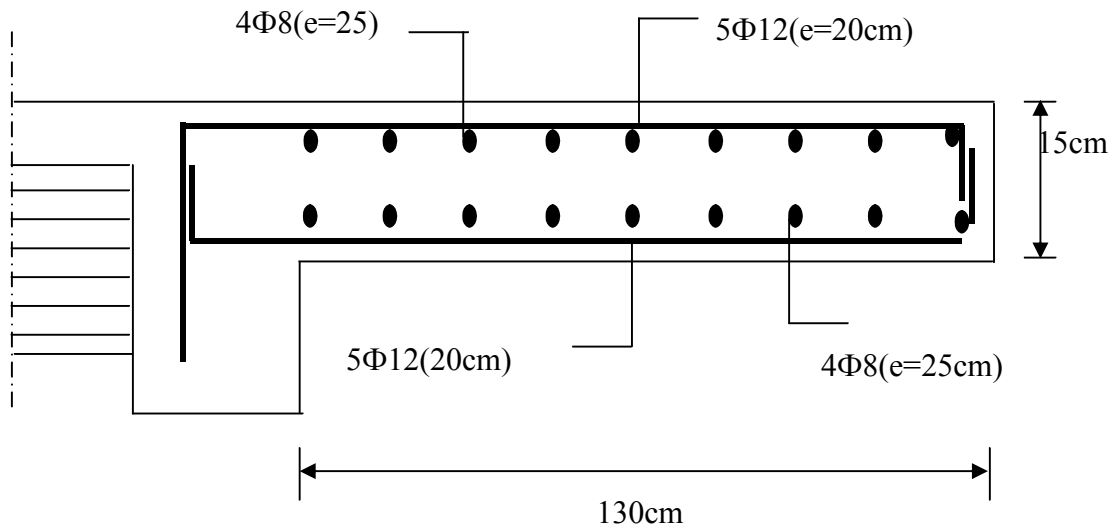
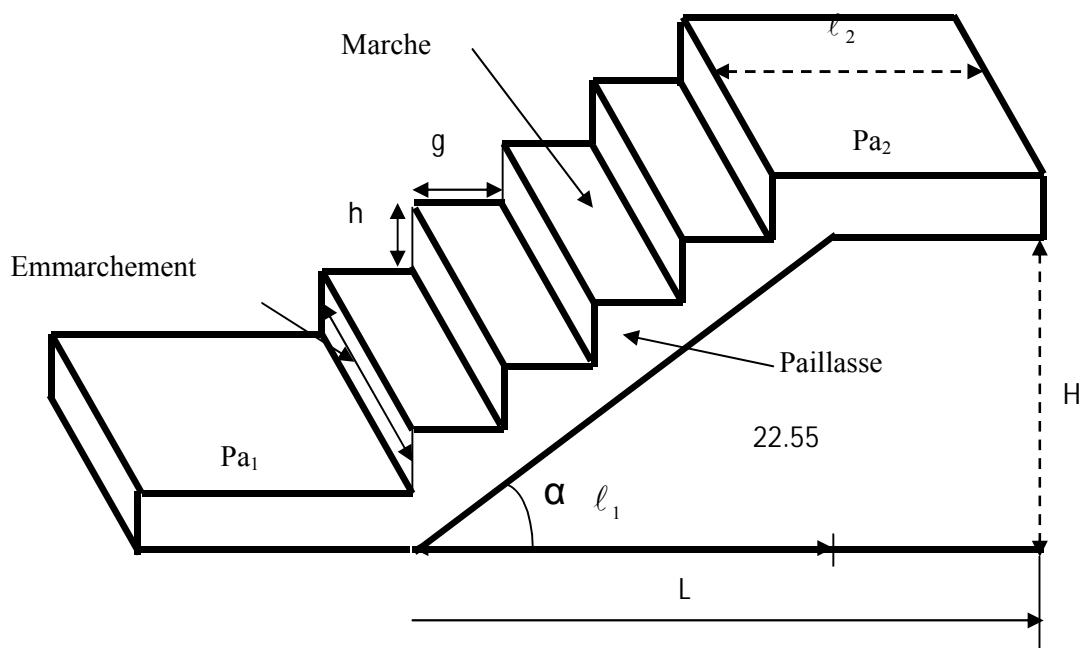


Figure III-2-2- Ferrailage du balcon

III-3 - Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'emmarchement « E » représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si $E \geq 1$ m.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.



FigIII-3-1- Terminologie de l'escalier

Les escaliers desservant notre bâtiment sont de type

- RDC : escalier à trois volées et deux paliers de repos avec palier de départ.
- Etage courant : escalier à deux volées et un palier de repos

III-3-1 Calcul de l'escalier du RD C (Type I) :**1° - Pré dimensionnement :**

La hauteur du RDC est $H = 4.08$ m, qui est à usage de service ; elle comporte trois volées dont deux sont identiques et deux paliers de repos.

Pour dimensionner les marches et les contres marches on utilise généralement la formule de **BLONDEL**.

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

On prend en compte ce qui suit

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$$

En habitation collectif, l'embranchement

doit être ≥ 120 cm, la profondeur du palier de repos est $L_2 \geq 110$ cm ou $L_2 \geq 3g$.

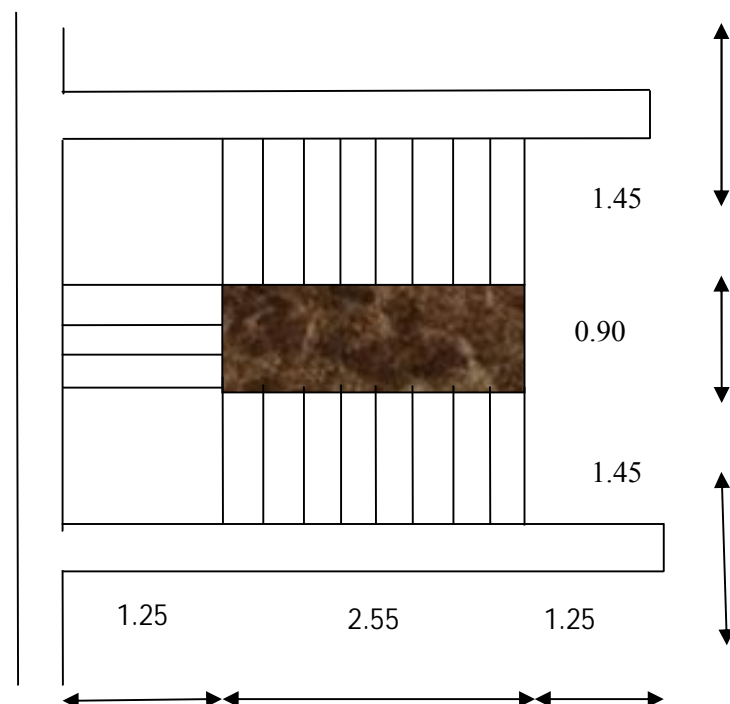
On prend : $h = 17$ cm

d'où $n = 24$ (contre marches)

On les divise en trois volées, deux identiques

Avec $n = 9$ et $n = 6$ pour la troisième volées

$$g = \frac{59}{2} = 29.5 \approx 32$$

**1° -1- Vérification de la relation de Blonde**

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) = 32 + (2 \times 18) \leq 66 \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 66 \leq 66 \text{ cm} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2° - Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \quad L': \text{Longueur en plan de la volée}$$

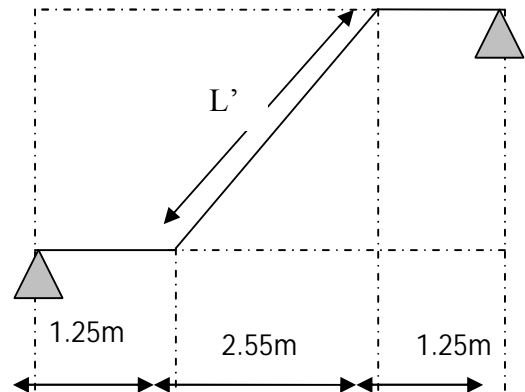
L_0 : longueur des paliers et de la paillasse

$$H = n \times h = 1.53 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{18}{32} = \frac{1.53}{2.55} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30.96^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{255}{0,857} = 297.54 [\text{cm}]$$

$$L_0 = \frac{255}{\cos \alpha} + 2 \times 125 = \frac{255}{0.857} + 250 = 547.54$$



$$\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20} \Rightarrow 18.251 \leq e \leq 27.377 \text{ cm}$$

$$\frac{547.54}{30} \leq e \leq \frac{547.54}{20} \Rightarrow 18.25 \leq e \leq 27.37 \text{ cm}$$

On adopte pour $e = 20[\text{cm}]$.

2° -1- Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml** de projection horizontale de la volée et en considérant une poutre isostatique appuyée en flexion simple.

2° -1-1- Charges et surcharges :

✓ *La volée :*

Eléments	Poids propre (KN / m ²)
Paillasse	(25 x 0.2) / 0.857 = 5.834
Marche	(25 x 0.17) / 2 = 2.125
Revêtements :	
Carrelage	22 x 0.02 = 0.44
Mortier de pose	22 x 0.02 = 0.44
Lit de sable	18 x 0.02 = 0.36
Enduit ciment	22 x 0.015 = 0.33
Gard de corps	0.2
	G = 9.729 KN / m²

✓ *Le palier :*

<i>Eléments</i>	<i>Poids propre (KN / m²)</i>
Palier	0.2 x 25 = 5
Mortier de pose	0.44
Carrelage	0.44
Lit de pose	0.36
<i>G = 6.24 KN/m²</i>	

Surcharges d'exploitation : selon la (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$.

III -3-2- Combinaison de charges :

✓ **ELU :** $q_u = 1.35 G + 1.5Q$

La volée 1 : $q_{u1} (\text{vol } 1) = (1.35 \times 9.729 + 1.5 \times 2.5) = 16.88 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{u3} = (1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5) = 12.17 \text{ KN / m}$

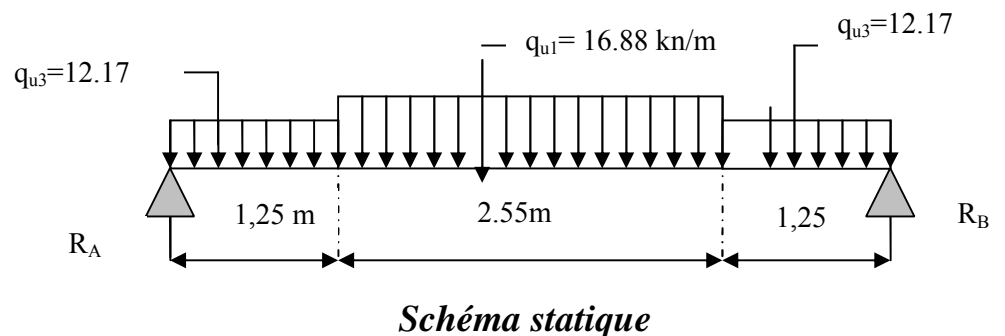
✓ **ELS :** $q_s = G + Q$

La volée 1 : $q_{s1} = (9.729 + 2.5) = 12.229 \text{ KN / m}$

Le palier : $q_{s3} = (6.24 + 2.5) = 8.74 \text{ KN / m}$

III -3-2-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

Calcul de 1^{ère} partie



***Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.25q_{u3} + 2.55q_{u1} + 1.25q_{u3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.25 \times 12.17 + 2.55 \times 16.88 + 1.25 \times 12.17 = 73.469 \text{ KN / ml}.$$

$$R_A + R_B = 73.469 \text{ KN/ml}.$$

$$\sum M/A=0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{u3} \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + q_{u1} \times 2.55 \times \left(1.25 + \frac{2.55}{2}\right) + q_{u3} \times 1.25 \times (0.625 + 2.55 + 1.25)$$

$$R_B \times 5.05 = 12.17 \times 0.78 + 16.88 \times 6.43 + 12.17(5.63)$$

$$R_B = \frac{186.54}{5.05} = 36.531 \text{KN.}$$

$$R_A = 73.469 - 36.531 = 36.531 \text{KN}$$

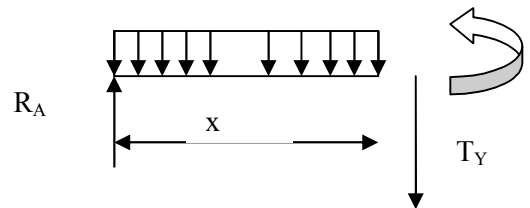
$$R_A = 36.531 \text{ KN}$$

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

1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$.

$$T(x) = R_A - q_{u3}x$$

$$T(x) = 36.531 - 12.17x$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 36.531 \text{KN} \\ T(x=1.25) = 36.531 - 12.17 \times 1.25 = 21.318 \text{KN.} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u3}x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u3}x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u3}} = \frac{36.531}{12.17} = 3 \text{ m}$$

$$x=3 \text{ m, } 3 \notin [0; 1.20].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 36.531x - \frac{12.17}{2}x^2$$

$$M(x) = 36.531x - 6.085x^2.$$

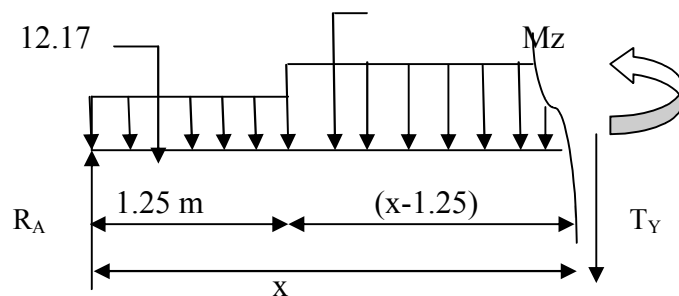
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad , \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m} \quad , \quad M(x=1.25) = 36.15 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

16.88

2^{ème} tronçon : $1.25 \leq x \leq 3.8$

$$T(x) = R_A - q_{u3}(1.20) - q_{u1}(x-1.20)$$

$$\begin{cases} T(x=1.25) = 36.531 - 12.17 \times 1.25 = 21.31 \text{ KN} \\ T(x=3.8) = 36.531 - 12.17 \times 1.25 - 16.88(3.8 - 1.25) = -21.72 \text{ KN} \end{cases}$$



Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{u3} \times 1.25 - (x-1.25) q_{u1} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{u3} \times 1.25 + 1.25 \times q_{u1}}{q_{u1}} = 2.51 \text{ m}$$

$$x = 2.51 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 3.8].$$

$$M(x) = R_A x - q_{u3} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{u1} \left(\frac{(x - 1.25)^2}{2} \right)$$

$$M(x) = 36.531 x - 12.17 \times 1.25 (x - 0.625) - 16.88 \left(\frac{(x - 1.25)^2}{2} \right)$$

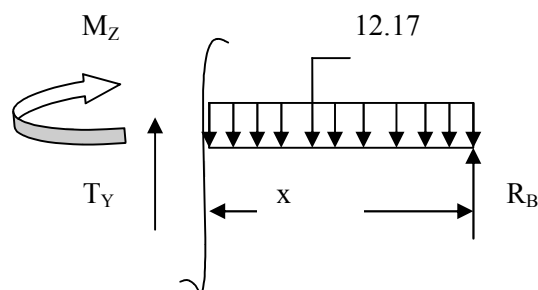
$$\begin{cases} M(x=1.25) = 36.531(1.25) - 12.17 \times 1.25(1.25 - 0.625) = 36.15 \text{ KN.m} \\ M(x=3.8) = 36.531(3.8) - 12.17 \times 1.25(3.8 - 0.625) - 16.88 \left(\frac{(3.8 - 1.25)^2}{2} \right) \\ M(x) = 35.63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = -R_B + q_{u3} x$$

$$T(x) = -36.531 + 12.17 x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -36.531 \text{ KN} \\ T(x=1.25) = -36.531 + 12.17 \times 1.25 = -36.531 + 15.21 = -21.72 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M(x) = R_B x - q_{u3} \frac{x^2}{2} = 36.531x - \frac{12.17}{2} x^2$$

$$M(x) = 36.531x - 6.085 x^2.$$

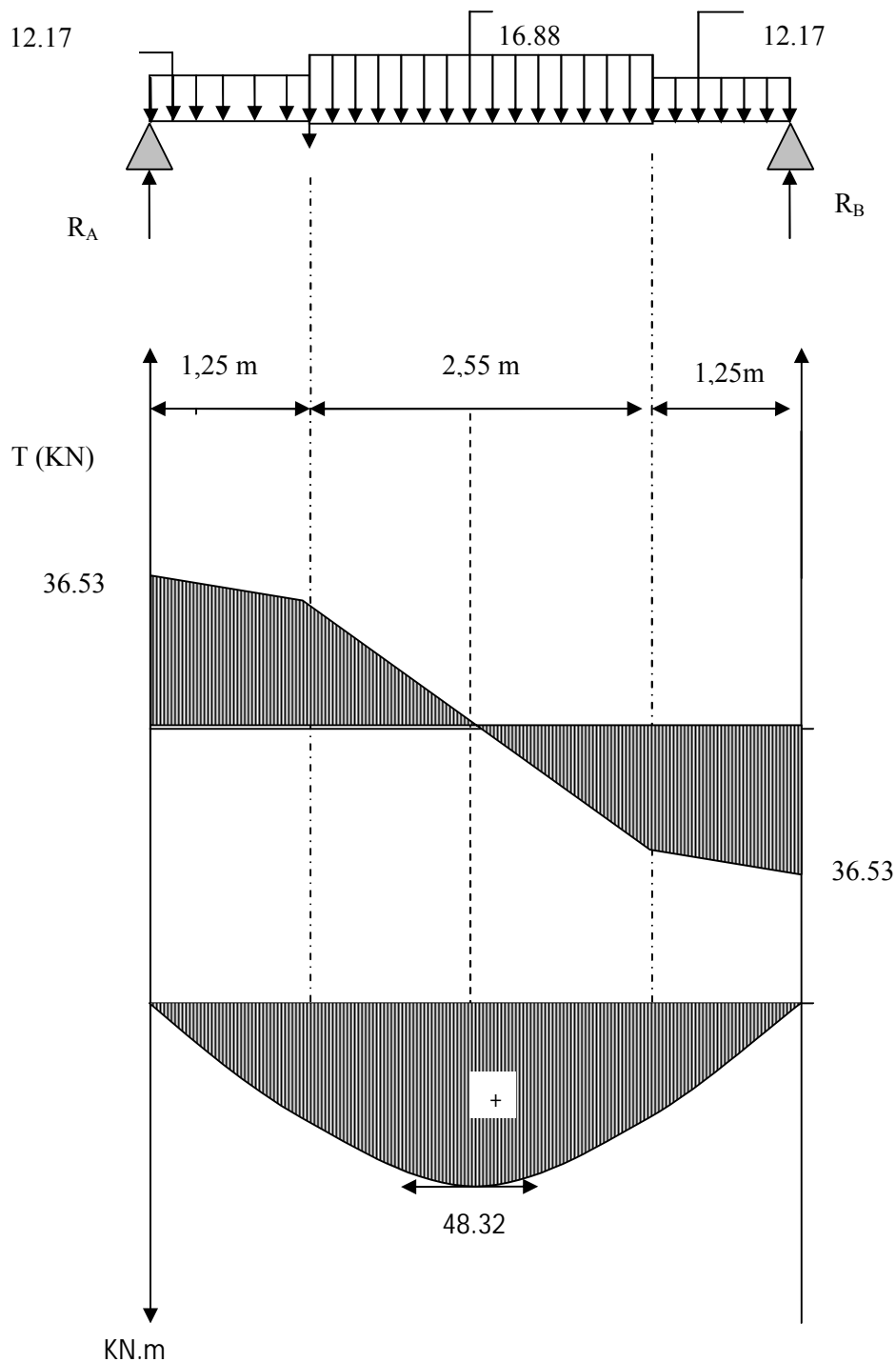
$$\left\{ \begin{array}{l} x=0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m}, \quad M(x=1.25) = 36.71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

On a : pour $x = 2.52 \text{ m}$: $T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.52) = 36.531(2.52) - 12.17 \times 1.25(2.52 - 0.625) - 16.88 \left(\frac{(2.52 - 1.25)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.52) = 49.61 \text{ KN.m}$$



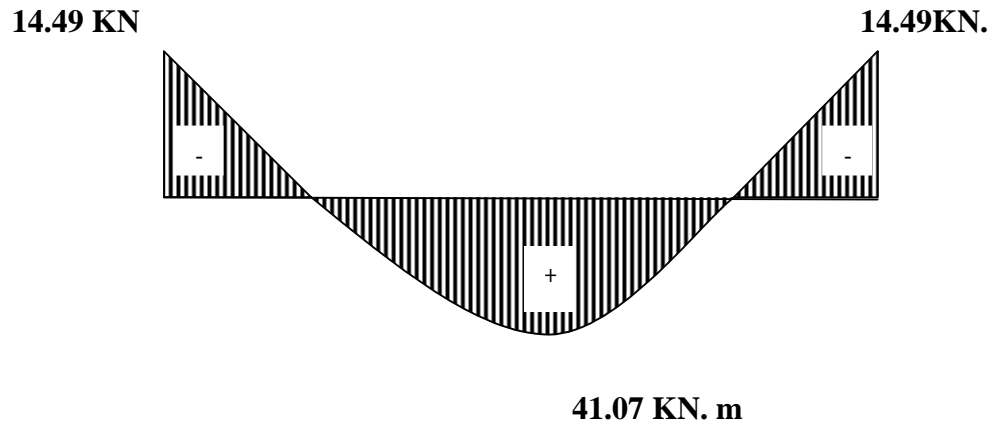
FigIII-3-2-DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_{u\max}$ au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (48.32) = - 14.49 \text{ KN.m}$

En travées : $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (48.32) = 41.07 \text{ KN.m}$



FigIII-3-3 Diagramme des moments fléchissant(ELU)

En tenant compte de l'encastrement partiel.

III -3-3- Calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédent.

$B = 100 \text{ cm} \quad c = 2 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$

✓ *Aux appuis :*

$M_u = - 14.49 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.49 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_b = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.984$

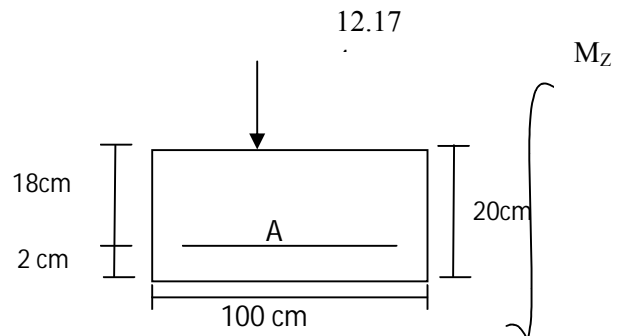
$$A_{al} = \frac{M_u}{bd \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.49 \times 10^3}{0.984 \times 18 \times 348} = 2.35 \text{ cm}^2$$

$A_{cal} = 2.35 \text{ cm}^2$ on opte pour **5HA8 = 2.51 cm²** avec un espacement **S_t = 20 cm**.

○ *Armatures de répartition :*

$$A_{rl} = \frac{A_{al}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

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



✓ *En travée :*

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41.07 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.090 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.090 \longrightarrow \text{tableau} \quad \beta = 0.953$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{41.07 \cdot 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 6.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5HA 14 = 7.69 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

○ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit : $4AH12 = 4.52 \text{ cm}^2$; Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-3-4- Vérification :

III-3-4-1- Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_{a1} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-3-4-2- Espacement des barres :

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

○ *Armatures principales :*

$$S_{\text{umx}} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_{t \text{ max}} \leq 33 \text{ cm}$$

Sur appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

○ **Armatures de répartition :**

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

Sur appuis : $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

III -3-4-3- Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier d'après le (BAEL, Art A – 6.1.3)

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

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 36.531 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{36.531}{0.9 \times 18 \times 21.98} = 0.102 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.102 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des armatures :**

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.102 < \bar{\tau} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Longueur de scellement (BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)**

$$L_s = \frac{\phi_{\text{travée}} \times f_c}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0.4 L_s$

$$0.4 L_s = 0.4 \times 49.38 = 19.75$$

❖ **Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL 91/ Art A5, 2,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{t28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.531 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.201 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

(BAEL 91 Art A.5.1, 313)

Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad \Rightarrow \quad V_u^{\max} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 36.531 \text{ KN} < 1081.350 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Influence sur les aciers : (formulaire BA page 268)

$$A_a \geq \frac{V_u + M_u}{\frac{0.9d}{f_c}} \Rightarrow A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

M_u : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

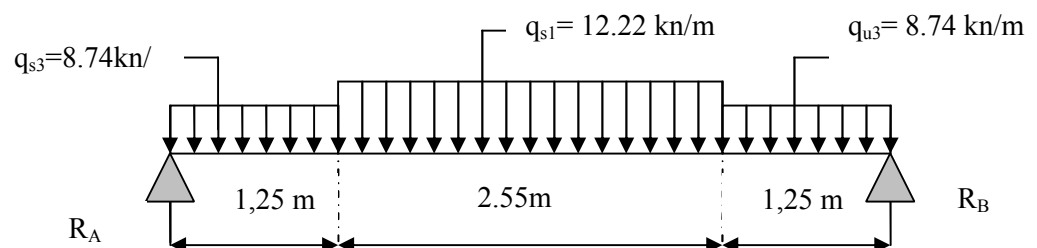
$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left(36.531 \times 10^3 - \frac{14.49 \times 10^3 \times 10^3}{162} \right)$$

$$A_a \geq -1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.92 \text{ cm}^2 > -1.53 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-3-5- Calcul à l'ELS :

III-3-5-1- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS:



III-3-5-2-Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.25q_{s3} + 2.55q_{s1} + 1.25q_{s3} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.20 \times 8.74 + 2.55 \times 12.22 + 1.25 \times 8.74 = 53.01 \text{ KN / ml}$$

$$R_A + R_B = 53.01 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{s3} \times 1.25 \times \frac{1.25}{2} + q_{s1} \times 2.55 \times \left(1.25 + \frac{2.55}{2} \right) + q_{s3} \times 1.25 \times (0.625 + 2.55 + 1.25).$$

$$R_B \times 5.05 = 8.74 \times 1.25 \times 0.625 + 12.22 \times 2.55 (1.25 + 1.275) + 8.74 \times 1.25 (0.625 + 2.55 + 1.25)$$

$$R_B = 26.5 \text{ KN.}$$

$$R_A = 53.01 - 26.5 = 26.51 \text{ KN.}$$

$$R_A = 26.51 \text{ KN}$$

III-3-5-2-Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.25$

$$T(x) = R_A - q_{s3} \cdot x.$$

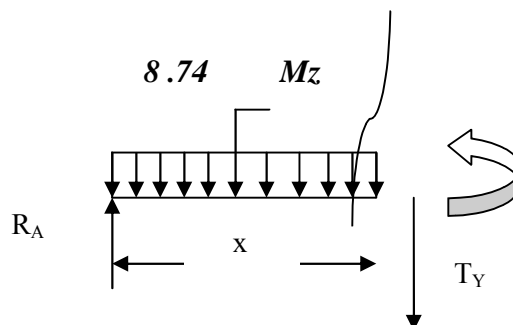
$$T(x) = 26.51 - 8.74 x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = 26.51 \text{ KN} \\ T(x=1.25) = 26.51 - 8.74 \times 1.25 = 26.51 - 10.92 = 15.58 \text{ KN}. \end{cases}$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 26.51x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 26.51 x - 4.37 x^2.$$

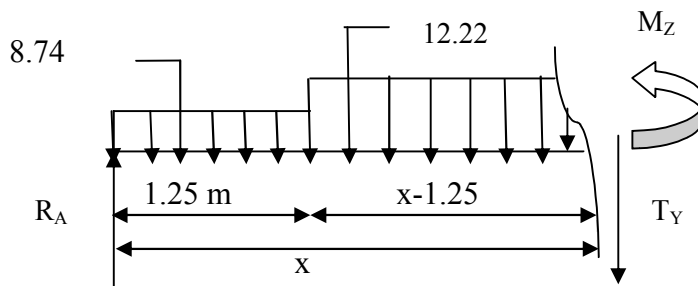
$$\begin{cases} x=0, & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m}, & M(x=1.25) = 26.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$



➤ 2^{ieme} tronçon : $1.25 \leq x \leq 3.8$

$$T(x) = R_A - q_{s3} (1.25) - q_{s1} (x-1.25)$$

$$\begin{cases} T(x=1.25) = 26.51 - 8.74 \times 1.25 = 15.58 \text{ KN} . \\ T(x=3.8) = 24.7 - 8.74 \times 1.25 - 12.22(3.8 - 1.25) = -15.57 \text{ KN}. \end{cases}$$



III-3-5-3-Calcul de la valeur de x pour laquelle $T_y = 0$ et $M_z = \max$:

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{s3} \times 1.25 - (x-1.25) q_{s1} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{s3} \times 1.25 + 1.25 \times q_{s1}}{q_{s1}} = 2.52 \text{ m}$$

$$x = 2.52 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.25, 3.8]$$

$$M(x) = R_A x - q_{s3} \times 1.25 \times (x - 0.625) - q_{s1} \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right).$$

$$M(x) = 26.51 x - 8.74 \times 1.20(x - 0.625) - 12.69 \left(\frac{(x-1.25)^2}{2} \right).$$

$$\left\{ \begin{aligned} M(x=1.25) &= 24.74(1.25) - 8.74 \times 1.25(1.25 - 0.625) = 26.30 \text{ KN.m} \\ M(x=3.8) &= 26.51(3.8) - 8.74 \times 1.25(3.8 - 0.625) - 12.22 \left(\frac{(3.8 - 1.25)^2}{2} \right) \\ M(x=3.8) &= 52.38 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

➤ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.20$.

$$T(x) = -R_B + q_{s3}x.$$

$$T(x) = -26.50 + 8.74x.$$

$$\left\{ \begin{aligned} T(x=0) &\Rightarrow T_y = -26.51 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} T(x=1.25) &= -26.50 + 8.74 \times 1.25 = -26.50 + 10.92 = -15.57 \text{ KN}. \end{aligned} \right.$$

$$M(x) = R_B x - q_{s3} \frac{x^2}{2} = 26.50x - \frac{8.74}{2} x^2$$

$$M(x) = 26.50x - 4.37 x^2.$$

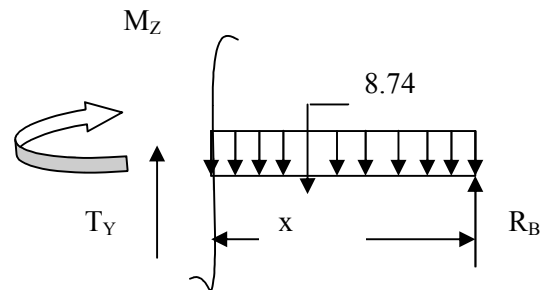
$$\left\{ \begin{aligned} x=0 &, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.25 \text{ m} &, \quad M(x=1.25) = 26.29 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

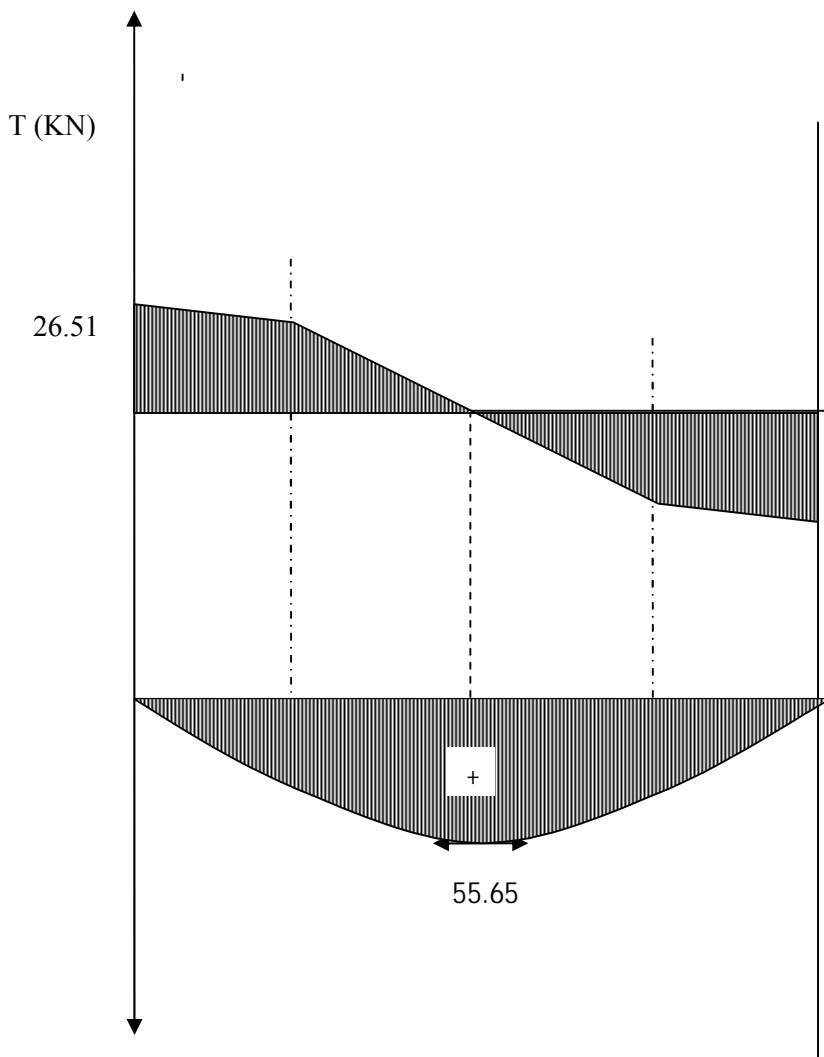
➤ **Calcul du moment max :**

On a pour : $x = 2.52 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$.

$$M^{\max}(x=2.5) = 26.51(2.52) - 8.74 \times 1.25(2.52 - 0.6) - 12.22 \left(\frac{(2.52 - 1.25)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.37) = 55.65 \text{ KN.m}$$





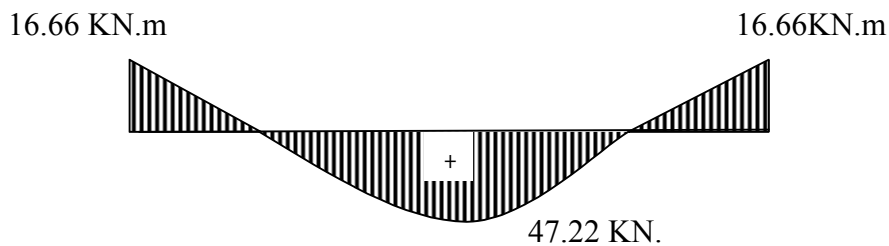
FIGIII-3-4

Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_{umax} au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_s^a = - 0.3 M^{max} = - 0.3 (55.56) = - 16.66 \text{ KN.m}$

En travées : $M_s^t = 0.85M^{max} = 0.85 (55.56) = 47.22 \text{ KN.m}$



FigIII-3-5 Diagramme des moments fléchissant (ELS)

En tenant compte de l'encastrement partiel.**III-3-6-Vérification à l'ELS :****III-3-6-1-Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

➤ **Aux Appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 18} = 0,142$$

$$\rho_1 = 0,142 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,938 \\ K_1 = 65.64 \\ K = 0.015 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A\beta_1 d} = \frac{16.66 \times 10^3}{2.51 \times 0,938 \times 18} = 393.12 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0,015 \times 393.12 = 5.89 < 15MPa. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0,429 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0.9 \\ K = \frac{1}{35} = 0,028 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A\beta_1 d} = \frac{47.22 \times 10^3}{7.69 \times 0,9 \times 18} = 379.03 [MPa].$$

$$\sigma_{bc} = 0,028 \times 379.03 = 10.61MPa$$

$$\sigma_{bc} = 10.61 < 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3-6-2-Etat limite d'ouverture des fissurations :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-6-3- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier au préalable sont

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \frac{20}{505} = 0.039 \leq 0.0625$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = \max(q_s^1, q_s^3) = \max(8.74; 12.22) = 12.22 \text{ KN / mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

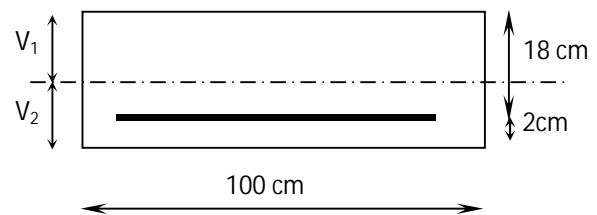
$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 7.69 \times 18) = 22076.3 \text{ cm}^3$$



B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 20) + (15 \times 7.69) = 2115.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{22076.3}{2115.35} = 10.43 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 20 - 10.43 = 9.56 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((10.53)^3 + (9.56^3)) + 15 \times 7.69 \times (9.56 - 2)^2$$

$$I = 74635.95 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.22 \times 10^3 \times (5.05)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 74635.95 \times 10^{-8}} = 0,0012m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5.05}{500} = 0.01m$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ Condition vérifiée

III-4- Calcul de la poutre palière(RDC) :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2,70 m (entre nu d'appuis).

III-4-1- Pré dimensionnement :

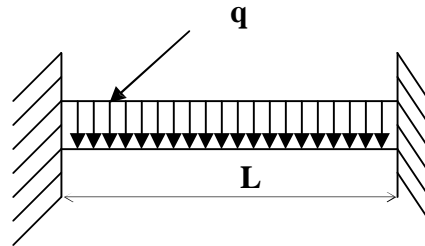


Fig III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III-4-2- Détermination des charges et surcharges

1°- Pré dimensionnement:

➤ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit : **h = 35 cm**

Avec : h : hauteur libre ; L : portée libre de la poutre.

➤ **Largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7 h$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

$$\text{selon le RPA99 (modifiée en 2003)} \Rightarrow \begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On opte pour b= 30 cm avec : **b** : largeur de la poutre.

Donc : la poutre palière aura pour dimensions (**b x h**) = **(30 x 35) cm²**

2°- Charges revenant à la poutre :

✓ Poids propre de la poutre (**partie A**) = 0,30. 0,35. 25 = 2.625 KN/ml

✓ Poids propre de la poutre (**partie B**) = $\frac{0,35 \times 0,3 \times 25}{\cos 38.65^\circ} = 3.36 \text{ KN / ml}$

✓ Poids propre totale :G=2.625+3.36=5.98

- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** : $T_u=36.53$ KN
ELS : $T_s = 26.51$ KN

3°- Combinaison de charges :

ELU:

$$q_{uA} = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35(5.98) + \frac{2(36.53)}{3.6} = 28.36 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{uA} = G + \frac{2T_u}{L} = (5.98) + \frac{2(26.51)}{3.6} = 20.7 \text{ KN/ml}$$

- **Schema statique :**

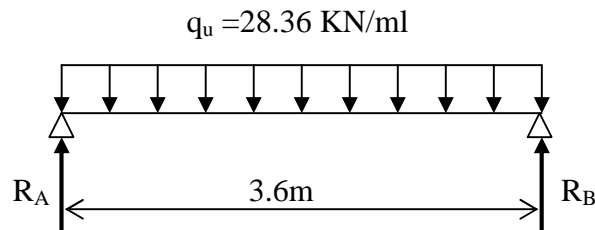


Fig III.4.2 : Schéma statique à l'E.L.U.

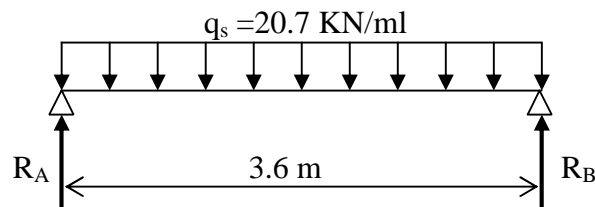


Fig III.4.3 : Schéma statique à l'E.L.S.

III-4-3- Calcul des efforts internes :

A l'ELU:

- **Moment fléchissant**
- $M_u = M_{u \max} = \frac{qul^2}{8} = \frac{28.36 \times 3.6^2}{8} = 45.94$
- **Effort tranchant**
- $T_u = T_{u \max} = \frac{qul}{2} = \frac{28.36 \times 3.6}{2} = 51.04$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = 0.3 \times M_{u \max} = 0.3 \times 45.94 = 13.78$

- **En travée :** $M_t = 0.85 \times M_u \max = 0.85 \times 45.94 = 39.04$

A l'E.L.S:

- **Moment fléchissant**
- $M_s = M_s \max = \frac{qsl^2}{8} = \frac{20.7 \times 3.6^2}{8} = 33.53$
- **Effort tranchant**
- $T_s = T_s \max = \frac{qsl}{2} = \frac{20.7 \times 3.6}{2} = 37.26$

En tenant compte des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_a = 0.3 \times M_s \max = 0.3 \times 33.53 = 10.05$
- **En travée :** $M_t = 0.85 \times M_s \max = 0.85 \times 33.53 = 28.5$

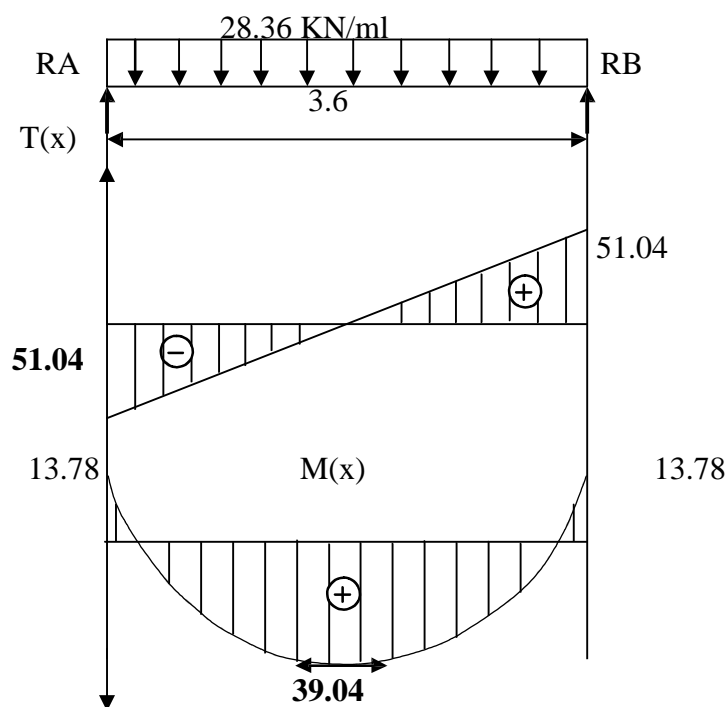


Fig III.4.4 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à

l'ELU

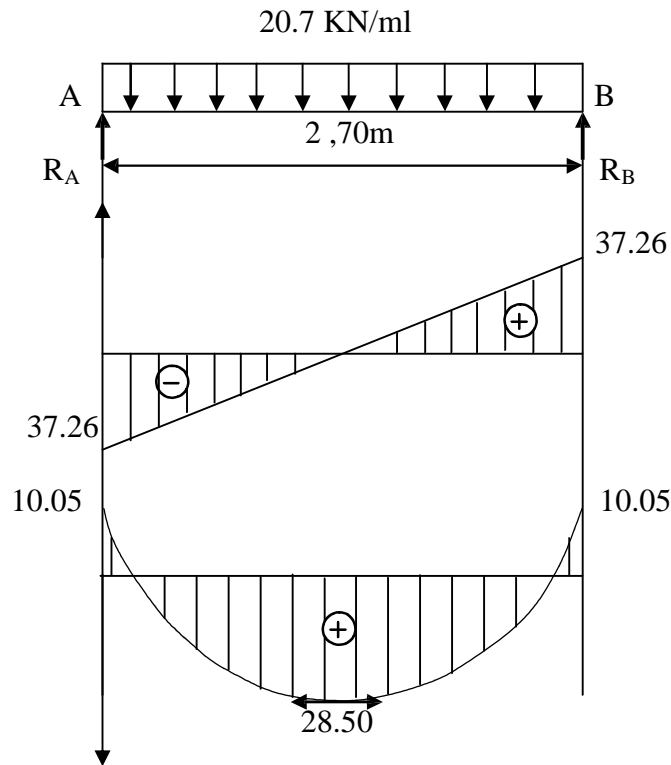


Fig III.4.5 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchant à l'ELS

III-4-3-1- Ferrailage à l'E.L.U :

-Calcul des armatures principales :

En travée : $M_t = 39.04 \text{ kN.m}$ $d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39.04 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39.04 \times 10^3}{0.956 \times 33 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de **4HA12 = 4.52 cm²**.

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.78 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.029 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.78 \times 10^3}{0.985 \times 33 \times 348} = 1.21 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de **3HA10 = 2.35 cm²**

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$4.52 + 2.35 = 6.87 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = 5.25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$$6.87 > 5.25 \implies \text{exigence vérifiée.}$$

III-4-3-2- Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

1°-Condition de non fragilité (Art A.4.2,1) :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 35 \times 2,1 / 400 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{\min} \implies \text{condition vérifiée.}$$

2°- Influence de l'effort tranchant sur les appuis :

On a : $V_u = 47.45 \text{ KN}$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 ; \text{ Avec } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\overline{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 330 \times 300 = 594 \text{ kN}$$

$$V_u \ll \overline{V}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

3°- **Contrainte de cisaillement** :

La contrainte admissible de cisaillement est :

$$\overline{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{47.45 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.479 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

4°- **Diamètre des armatures transversales** :

Il est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_t; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1.3\} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5°- **Espacement des armatures transversales (St)** :

➤ Dans la zone nodale :

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$St \leq \min \{8.75; 9.6; 30\}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St = \frac{35}{2} = 17.5$$

Soit : $S_t = 17 \text{ cm}$

III-4-4- Vérification des armatures transversales :

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b$$

➤ Dans la zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ En dehors de la zone nodale :

$$A_{t \min} = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-4-5- Vérification de l'adhérence :

Il faut avoir : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} ; \quad \sum U_i = \text{Somme des périmètres utiles}$$

$$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (3 \times 12 + 3 \times 10) = 207.24 \text{ mm}$$

$$D'où : \tau_{se} = \frac{47.45 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 207.24} = 0.770 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4-6- Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

-En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2$

On doit avoir :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \times d \times A} \quad \rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{30 \times 33} = 0.456$$

$$\rho = 0.456 \Rightarrow \beta_1 = 0.857 \quad \underline{\text{Et}} \quad K_1 = 33.5$$

$$\sigma_s = \frac{28.50 \times 10^3}{0.857 \times 33 \times 4.52} = 222.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{222.95}{33.54} = 6.64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = 6.64 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

-Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{30 \times 33} = 0.237$$

$$\rho = 0.237 \Rightarrow \beta_1 = 0.922 \quad \text{et} \quad K_1 = 49.10$$

$$\sigma_s = \frac{10.05 \times 10^3}{0.922 \times 33 \times 2.35} = 140.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{140.55}{49.10} = 2.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1°- Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

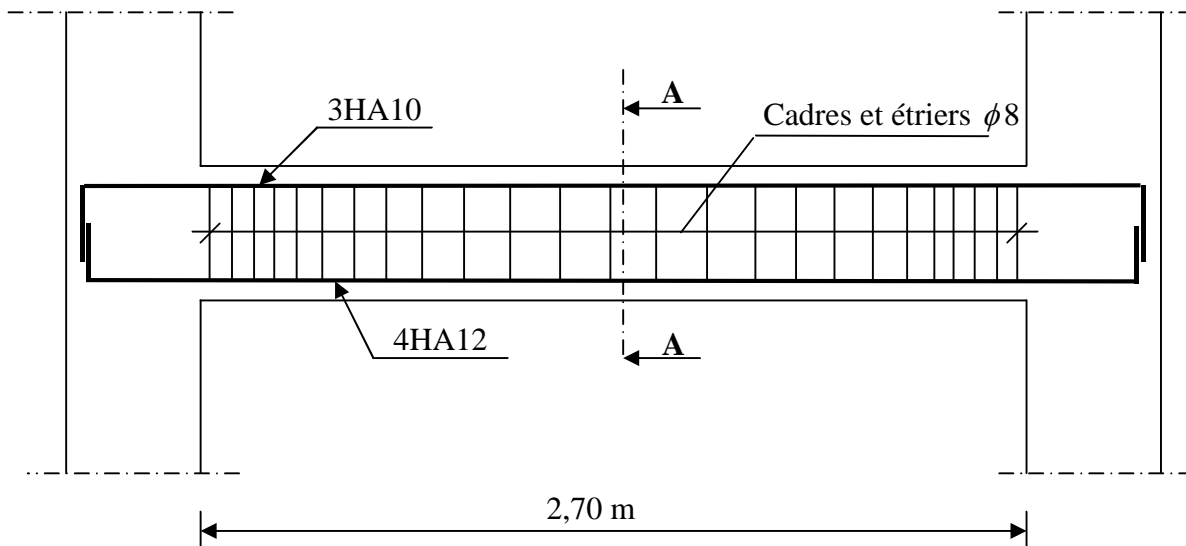
2°-Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

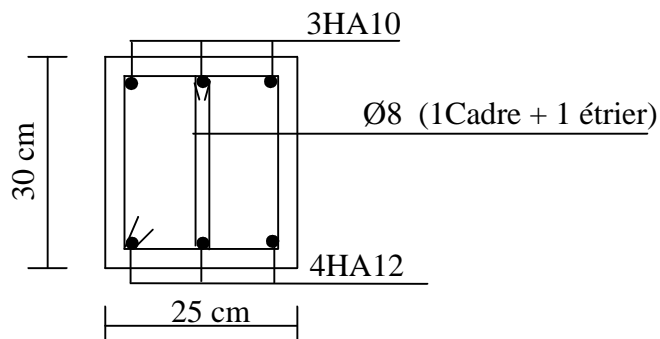
D'après le BAEL, on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{35}{360} = 0.097 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{30 \times 33} = 0.0045 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = 0.097 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.084 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



Plan de ferrailage de la poutre palière



Coupe A-A

III-5 - Calcul des planchers

Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur le chantier et disposées dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour les deux types de planchers (plancher à usage service, à usage d'habitation)

III-5 -1- Plancher en corps creux**-1°- Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au *BAEL 91 (art B.6.8.423)*.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

I-1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_c}$$

Avec: **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

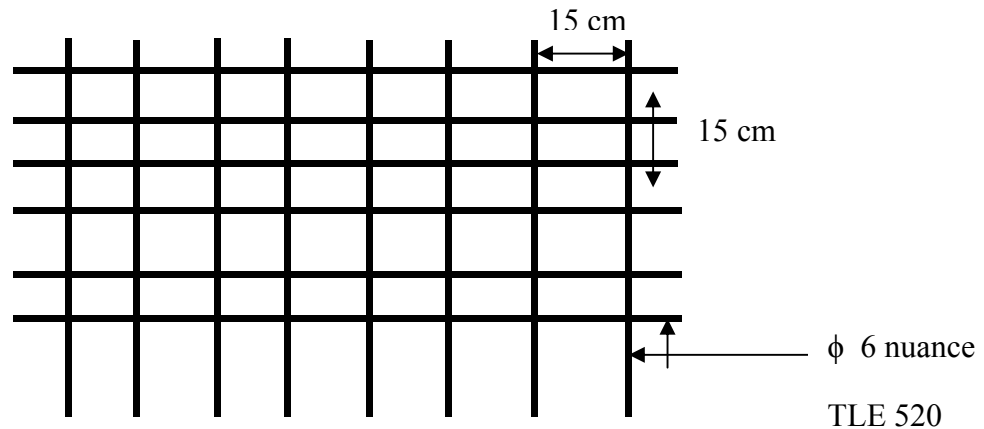
$$\underline{\text{D'où}} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

I-2- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit: $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.



FigIII-5-1-. Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

III-5-2 – Calcul de la poutrelle :

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

a- Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

-1°- Critère de la petite portée :

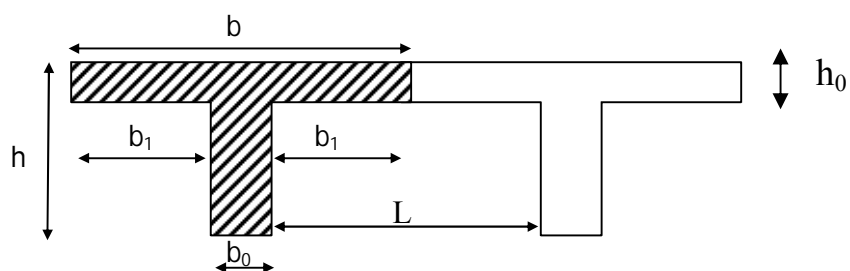
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

-2°- 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.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

l₁ : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.75$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b₀ : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h₀ : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

III-5-2 - Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m² et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN / ml

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN / ml

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74$ KN/ml

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1$ KN/ml.

III-5-3- Calcul à L'ELU :

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5$$
KN/ml

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.75)^2}{8} = 4.4$$
KN.ml

➤ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.75}{2} = 4.68$$
KN

➤ **Calcul de la section d'armature :**

Soit l'enrobage **c = 2cm**

La hauteur $d = h - c = 4 - 2 = 2$ cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.4 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.45 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Conclusion :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des états intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (Asc = 0) ne soient pas nécessaires.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T_e ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastres partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, 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.

1°- Largeur efficace de la table de compression :

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 3.75/10 = 37.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 125 \text{ cm}$$

On prend : **b = 26.5 cm**

III-5-4- 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 ;

-a- Méthode forfaitaire :**➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

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

$$Q = 2.5 \text{ (service)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 5 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow la condition est vérifiée.

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

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{310}{334} = 0.92 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{334}{350} = 0.95 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{350}{340} = 1.03 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable

Conclusion :

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

b- Principe de la méthode Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur

maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

c- Exposé de la méthode :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison. $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

1)
$$M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

2)
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$
 Dans une travée intermédiaire

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$
 Dans une travée de rive.

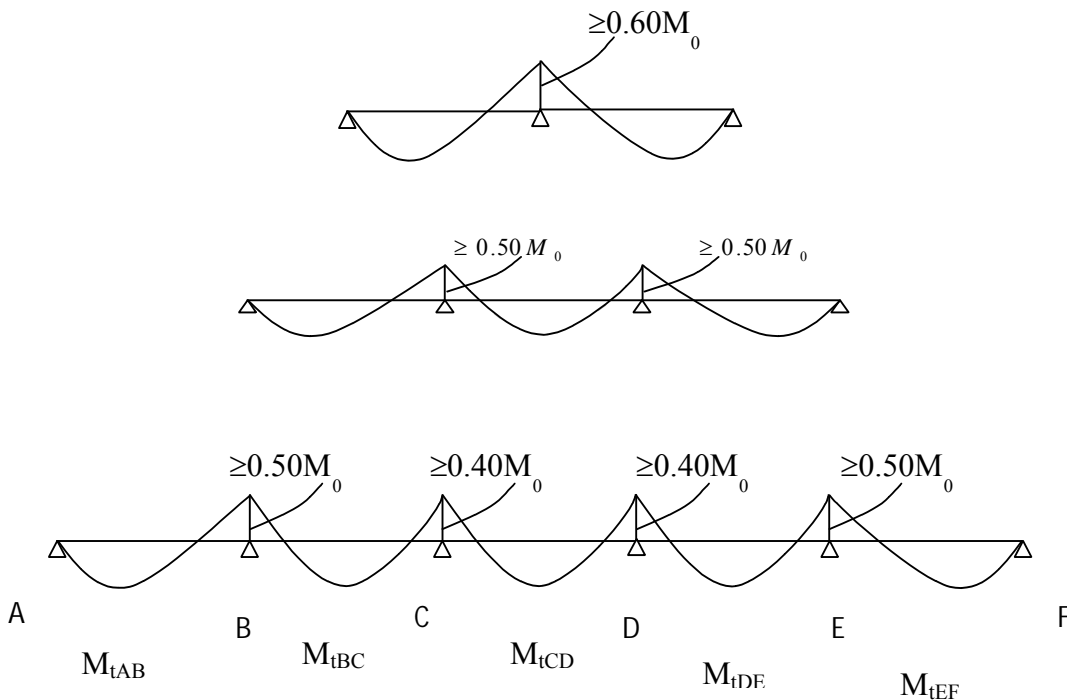
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 -----> pour une poutre de deux travées.

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

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

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



➤ Application : Plancher à usage de service

-1°- Combinaison de charge :

$$\begin{cases} G = 5.50 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/ml} \\ Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

E.L.U: $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.26 \text{ KN / ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q = 5.20 \text{ KN / ml}$

➤ Schéma statique de calcul : $q_u = 7.26 \text{ KN / ml}$

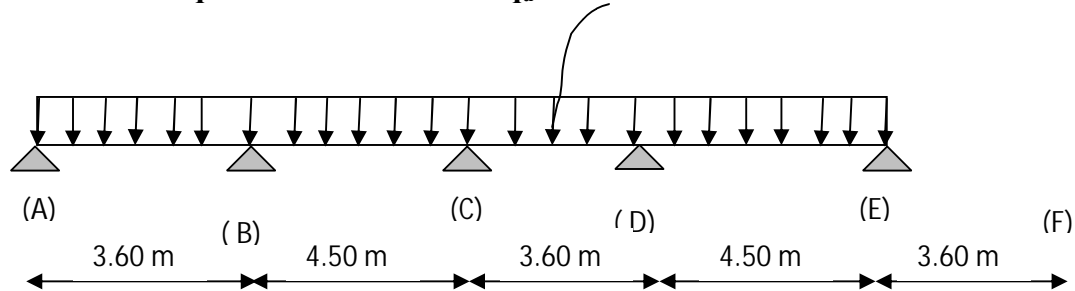


Schéma statique de la poutre continue reposant sur six appuis

-2°- Calcul des rapports des charges :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.5}{5.50 + 2.5} = 0.3125 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.3125	1.0937	0.5469	0.6469

-3°- Calcul des moments isostatique :

➤ En travée :

$$M_0 = \frac{q_u l_2^2}{8}$$

Travée	A – B	B – C	C - D	D – E
L(m)	3.40	3.50	3.34	3.10
M ₀	10.49	11.11	10.12	8.72

➤ En appuis :

$$M_{appui} = M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M _{appui}	3.14	5.55	4.44	5.06	2.61

a-Calcul des moments en travées :

➤ Travée de rive A – B

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.0937 \times 10.49 - \frac{3.14 + 5.55}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 7.12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6469 \times 10.49 = 6.78 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 7.12 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ Travée intermédiaire B - C

$$\diamond M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0937 \times 11.11 - \frac{5.55 + 4.44}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 7.18 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5469 \times 11.11 = 6.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

On prend : $M_{tBC} = 7.18 \text{ KN} \cdot \text{m}$

➤ Travée intermédiaire C- D

$$\diamond M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.0937 \times 10.12 - \frac{4.44 + 5.06}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 6.31 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5469 \times 10.12 = 5.53 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tCD} = 6.31 \text{ KN. m}$

➤ **Travée intermédiaire D - E**

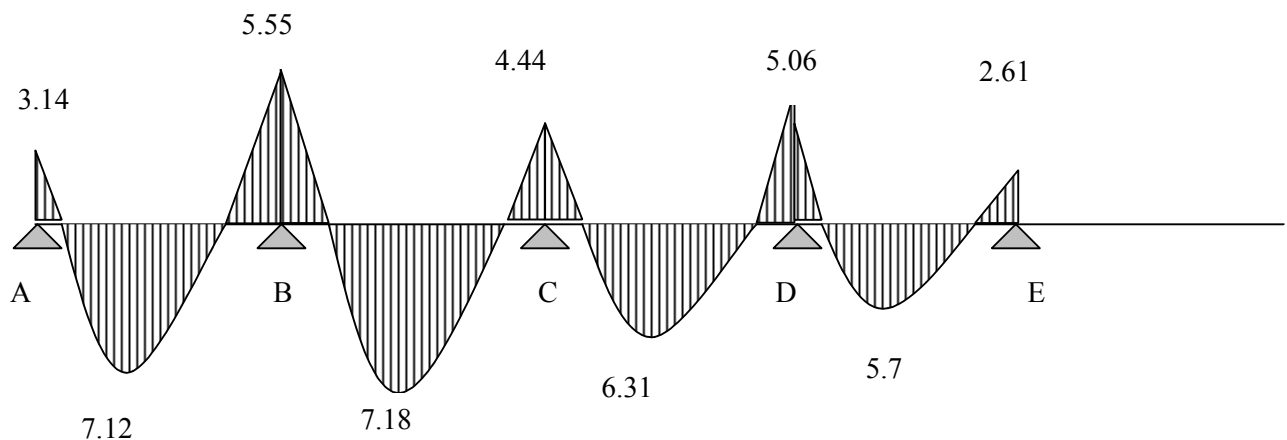
$$\diamond \quad M_{iDE} \geq (1 + 0.3\alpha) M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.0937 \times 8.72 - \frac{5.06 + 2.61}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 5.7 \text{ KN.m}$$

$$\diamond \quad M_{iDE} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.5469 \times 8.72 = 4.76 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tDE} = 5.7 \text{ KN. m}$



FigIII-5-2-Diagramme des moments fléchissant

b-Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ **La travée A – B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = V_A = \frac{7.26 \times 3.4}{2} + \frac{(-5.55) - (-3.14)}{3.4} = 11.63 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{7.26 \times 3.4}{2} + \frac{(-5.55) - (-3.14)}{3.4} = -13.05 \text{ KN}$$

➤ **La travée B– C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = V_B = \frac{7.26 \times 3.5}{2} + \frac{(-4.44) - (-5.55)}{3.50} = 13.02 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{7.26 \times 3.50}{2} + \frac{(-4.44) - (-5.55)}{3.50} = -12.38 \text{ KN}$$

➤ **La travée C – D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = V_C = \frac{7.26 \times 3.34}{2} + \frac{(-5.06) - (-4.44)}{3.34} = 11.93 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = V_D = -\frac{7.26 \times 3.34}{2} + \frac{(-5.06) - (-4.44)}{3.34} = -12.3 \text{ KN}$$

➤ La travée D-E

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

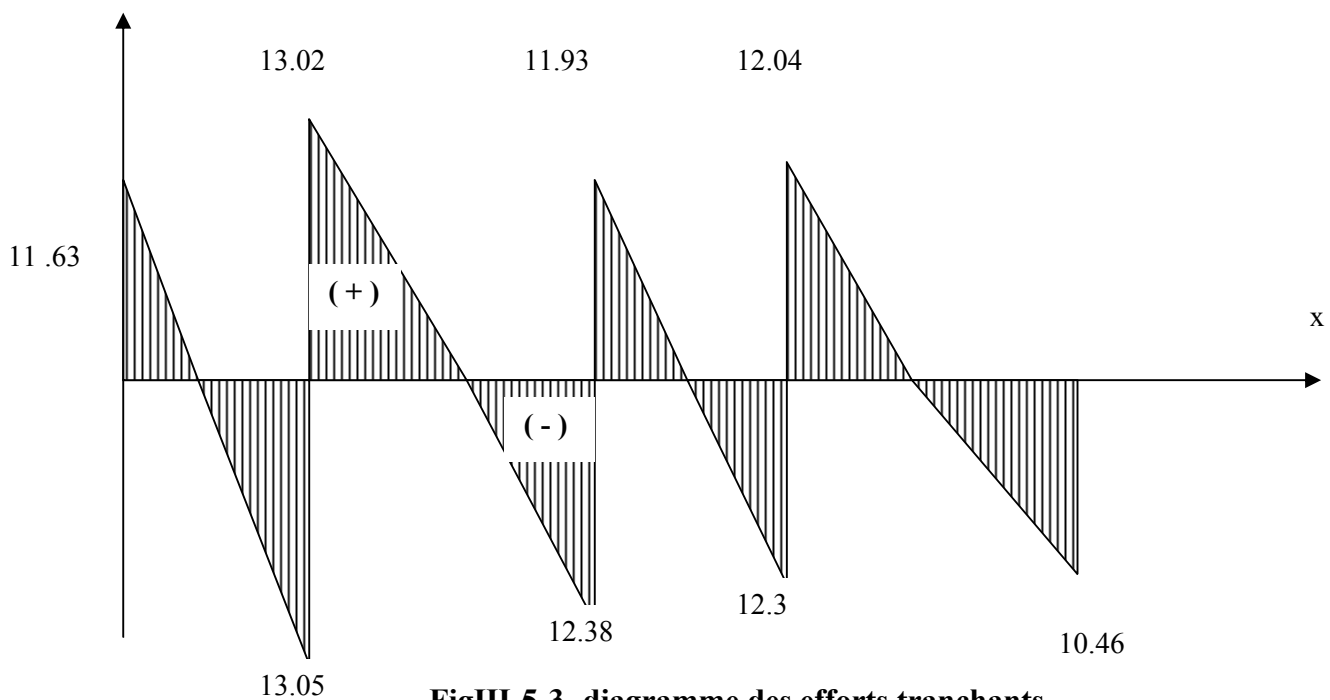
$$V_D = V_D = \frac{7.26 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.61) - (-5.06)}{3.1} = 12.04 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = V_E = -\frac{7.26 \times 3.1}{2} + \frac{(-2.61) - (-5.06)}{3.1} = -10.46 \text{ KN}$$

$$V_E = -10.46$$

$T(x)(KN)$



FigIII-5-3- diagramme des efforts tranchants

III-5-5- Ferrailage à l'ELU :

a – Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 7.18 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 5.55 \text{ KN.m}$$

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

$b = 65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$: $d = 18\text{cm}$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 7.18 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 7.18 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression ;

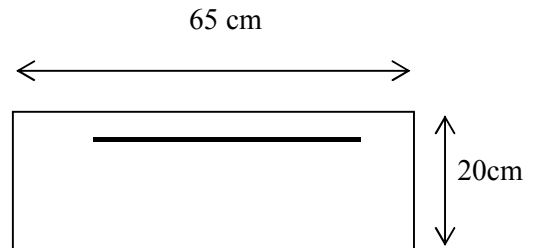
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11.84 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.18 \times 10^5}{0,980 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.17 \text{ cm}^2$$



Remarque:

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

Soit : **3 HA12 = 3.39 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.55 \text{ KN.m}$$

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 **$b_0=12\text{cm}$** et de hauteur **$h = 20\text{cm}$**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.55}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.10$$

$$\mu = 0,10 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.10 \Rightarrow \beta = 0.947$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{5.55 \times 10^4}{0,947 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1.369 \text{ cm}^2.$$

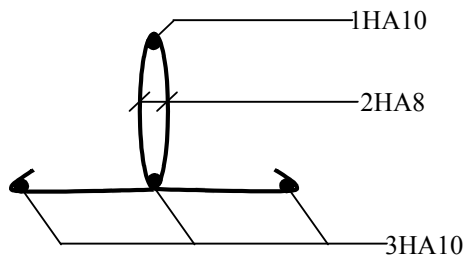
$$A_a = 1.369 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

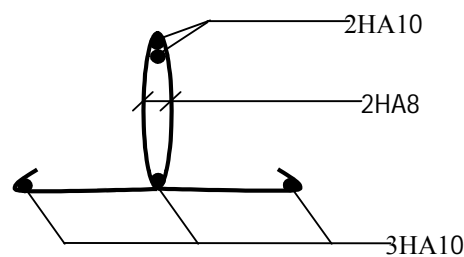
En travée : **3HA 10 = 2.34cm².**

Aux appuis : **3HA 10 = 2.34 cm².**

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**



Plan de ferrailage de la



Plan de ferrailage de la poutrelle au

b – Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

c – Espacement des armatures : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

1°- Vérification à l'ELU :

1° -1- Condition de non fragilité :

➤ En travée :

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1°-2- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u^{\max} = 16.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 13.05 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,604 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,604 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

1° -3- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.05 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.712 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.712 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

1°-4- L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)

➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13.05 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left(13.05 + \frac{5.55}{0,9 \times 18} \right) = 0.04$$

⇒ condition vérifiée

1°-5- l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

1° -6- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 13,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{13,05 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,111$$

$$\tau_u = 0,111 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4,347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,111 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2°- Calcul à l' E L S :**2°-1 - Moment de flexion à l'ELS : (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les resultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $q_s / q_u = 0,716$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 7,26 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5,20 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0,716$$

2° -1- 1- Les moments en travées :

$$M_{tAB} = 7,12 \times 0,716 = 5,09 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 7,18 \times 0,716 = 5,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{CD} = 6.31 \times 0.716 = 4.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{DE} = 5.70 \times 0.716 = 4.08 \text{ KN.m}$$

2°-1-2- Les moments aux appuis :

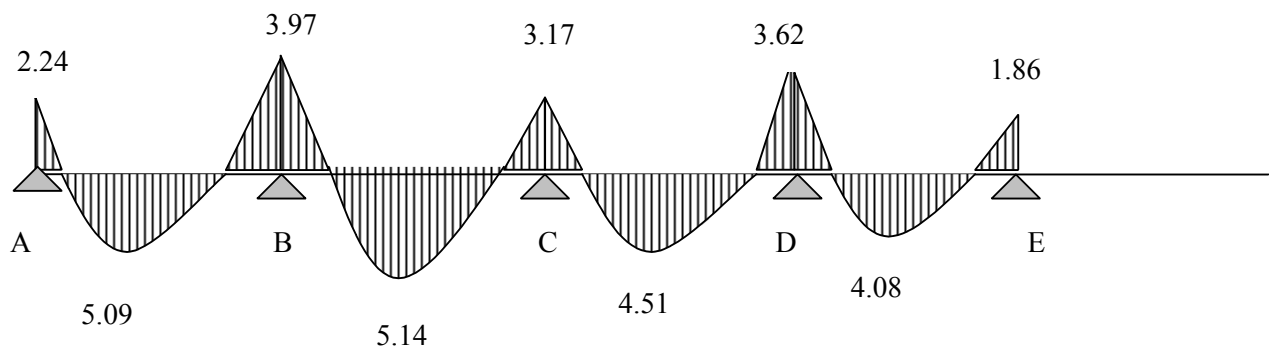
$$M_A = 3.14 \times 0.716 = 2.24 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 5.55 \times 0.716 = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 4.44 \times 0.716 = 3.17 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 5.06 \times 0.716 = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 2.61 \times 0.716 = 1.86 \text{ KN.m}$$



FigIII-5-4- Diagramme des moments fléchissant

2° -2 - Effort tranchant à l'ELS :

➤ Travée A – B :

$$V_A = 11.63 \times 0.716 = 8.32 \text{ KN}$$

$$V_B = -13.05 \times 0.716 = - 9.34 \text{ KN}$$

➤ Travée B – C :

$$V_B = 13.02 \times 0.716 = 9.32 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.38 \times 0.716 = - 8.86 \text{ KN}$$

➤ Travée C – D :

$$V_C = 11.93 \times 0.716 = 8.54 \text{ KN}$$

$$V_D = -12.3 \times 0.716 = - 8.80 \text{ KN}$$

➤ Travée D – E :

$$V_D = 12.04 \times 0.716 = 8.62 \text{ KN}$$

$$V_E = -10.46 \times 0.716 = -7.48 \text{ KN}$$

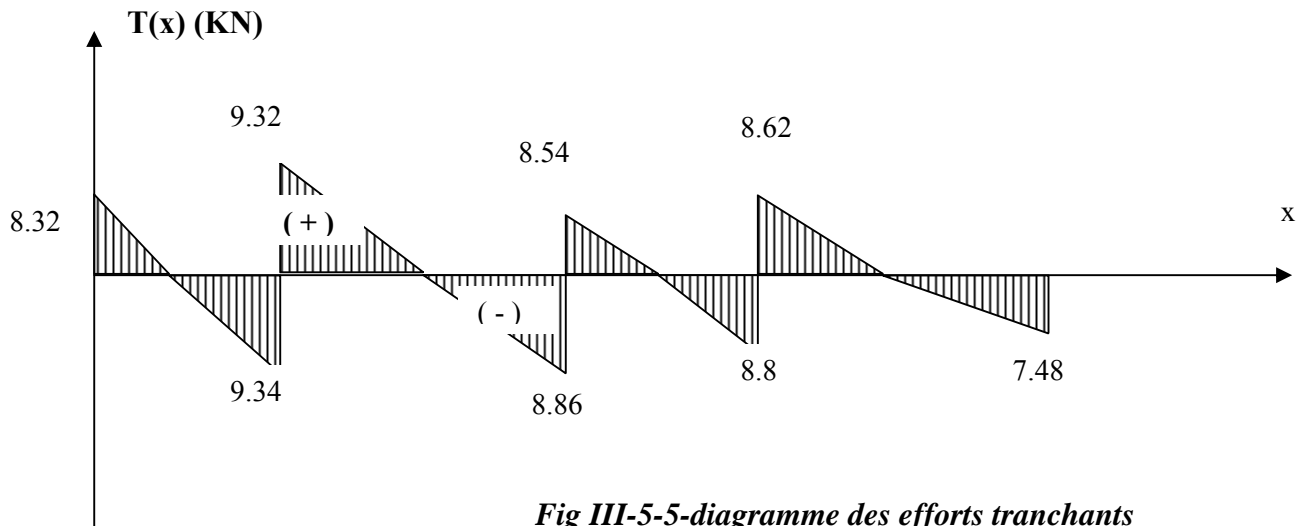


Fig III-5-5-diagramme des efforts tranchants

-3° - Vérification à l'E.L.S :

-3° -1- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

-3° -2- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\beta_1 = 0.837$$

$$K_1 = 15.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.14 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 100.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 9.77 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.7}{12 \times 18} = 1.251 \Rightarrow \begin{cases} K = 0.055 \\ \beta = 0.849 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{3.97 \times 10^6}{0.849 \times 18 \times 2.7 \times 10^3} = 96.21 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 5.29 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-3° -3- Etat limite de déformation : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 < \frac{1}{16} = 0,06$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.87 \text{ cm}^2$$

Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.87} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

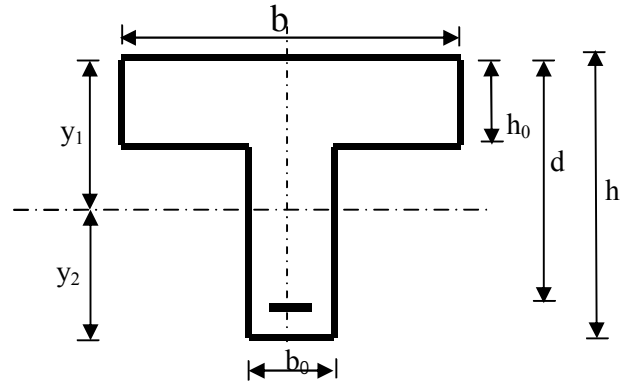
$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.015} = 1.09$$



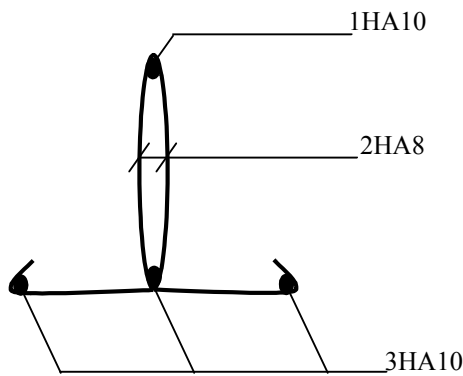
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{ 0.61 ; 0 \} = 1.09$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799}{1 + 1.09 \times 0.61} = 14402 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

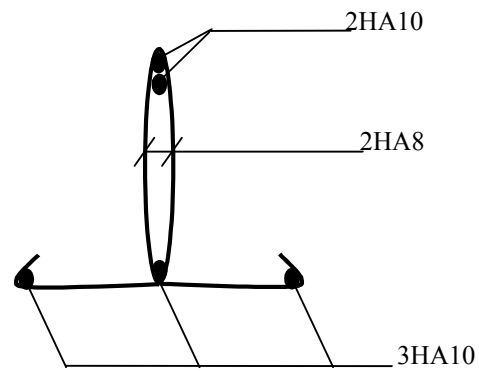
$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{5.14 \times 3.50^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 14402 \times 10^{-8}} = 0.00404m < \bar{f} = 7mm \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$



Plan de ferrailage de la
nerville en travée

TS Ø 4 (e=20 cm)



Plan de ferrailage de la poutrelle au
niveau des appuis

2HA10

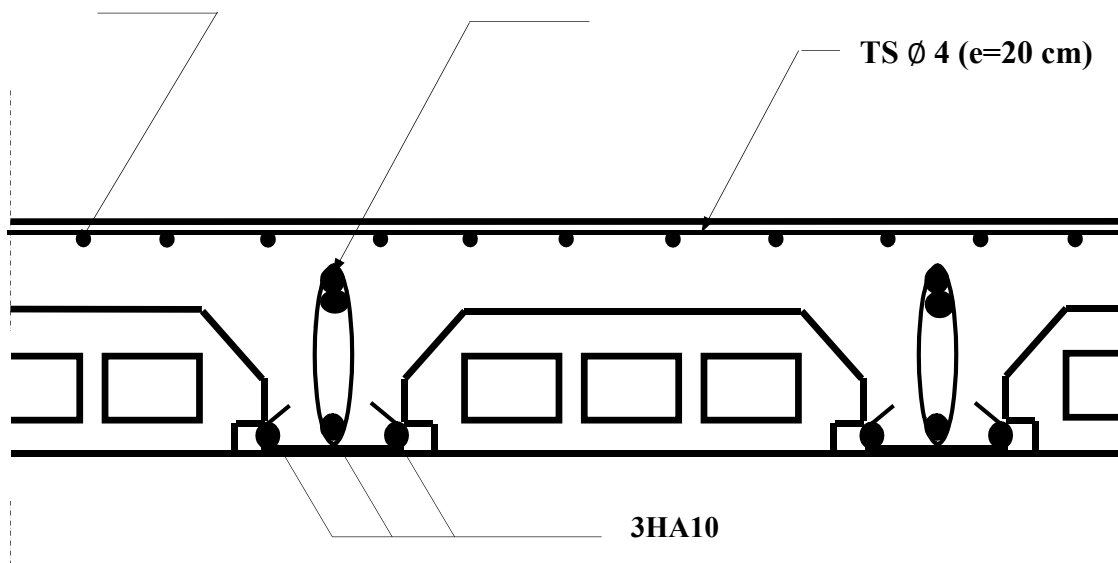


Fig. III- 5-6-Plan de ferrailage du plancher

III-6- Cage d'ascenseur :

a) Caractéristique des ascenseurs :

La surface de passage d'ascenseur

$$S = 1.65 \times 1.85 = 3.05 \text{ m}^2$$

➤ **Charges nominales et le poids total :**

Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

- Charge 630 Kg —————> 8 personnes.

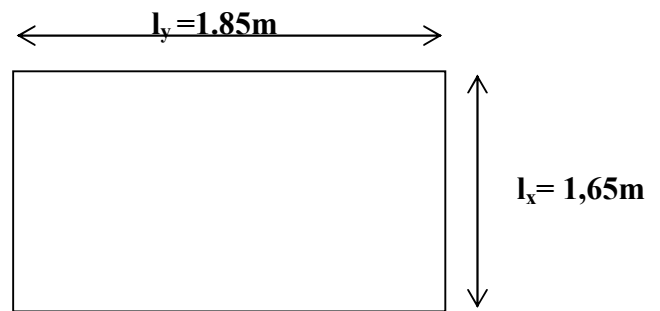
- Vitesse d'entraînement, $V = 1 \text{ m / s}$

- la charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de $Q = 9 \text{ tonnes}$

b) Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

b1) Sous charge localisée :

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet D'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau .



FigIII-6-1-panneau de dalle de la salle machine

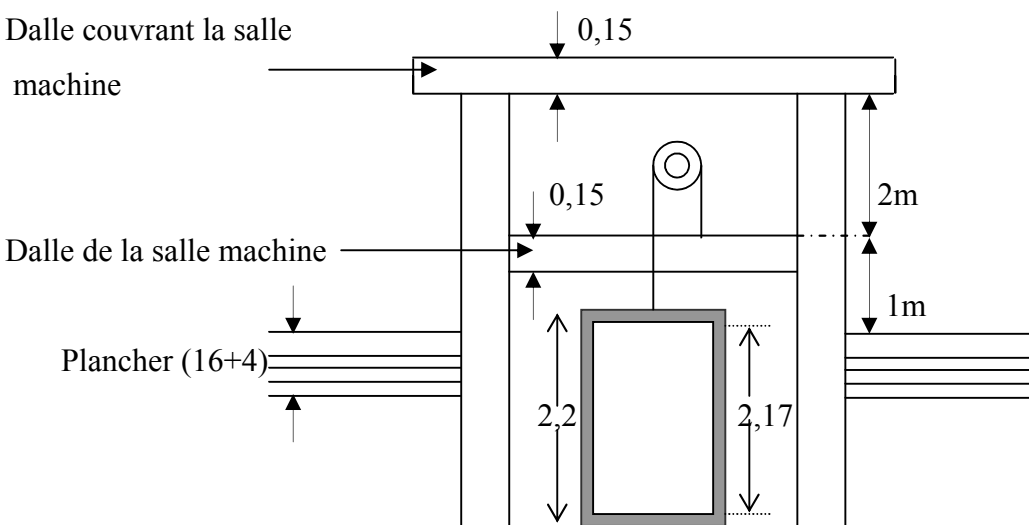


Fig.III-6-2- cage de l'ascenseur

b-1-1) Pré dimensionnement :

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,85} = 0,89 \Rightarrow \rho > 0,4$

Dans ce cas le panneau travail suivant les deux sens,

$$\begin{cases} h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{165}{30} = 5.5 \text{ cm} \\ h_0 \text{ doit être au moins égale à } 12 \text{ cm selon le RPA99 version 2003.} \end{cases}$$

Donc on prend $h_0 = 15 \text{ cm}$

$$\begin{cases} U = U_0 + 2K.e + h_0 \\ V = V_0 + 2K.e + h_0 \end{cases}$$

Avec:

K: coefficient de la nature de revêtement.

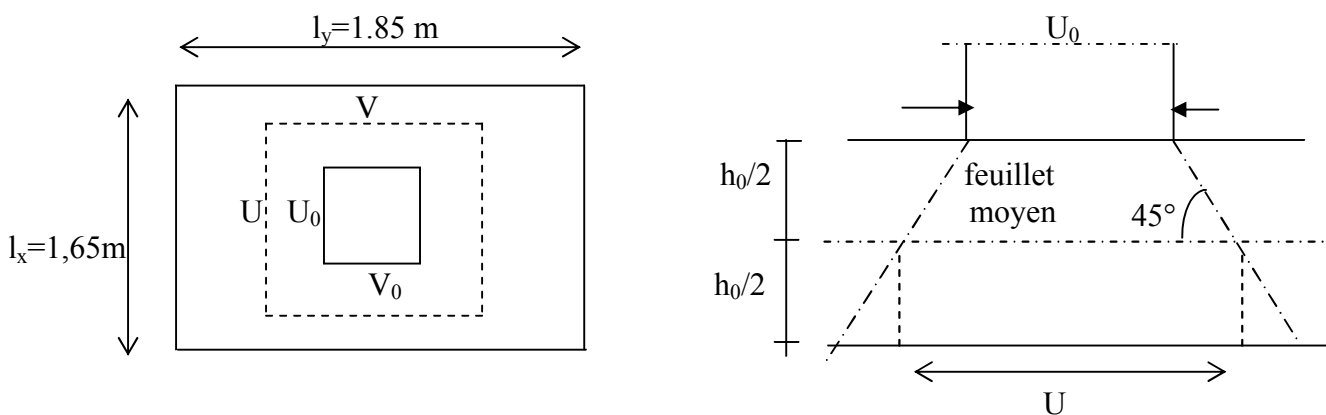
h_0 : hauteur de la dalle

$U_0 = 120 \text{ cm}$

$V_0 = 130 \text{ cm}$

U_0, V_0 : dimensions du rectangle dans laquelle la charge q est concentrée

$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke + h_0 = 120 + 2 \times 5 \times 1 + 15 = 145 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2Ke + h_0 = 130 + 2 \times 5 \times 1 + 15 = 155 \text{ cm.} \end{cases}$$



FigIII-6-3-schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

b-1-2) Calcul des moments à l'ELU :

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y = P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de poisson à $\begin{cases} E.L.U & \nu = 0 \\ E.L.S & \nu = 0,2 \end{cases}$

M_1 et M_2 : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGE AUD. Suivant le rapport $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,65}{1,85} = 0,89$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{145}{165} = 0,878 \quad ; \quad 0,8 < \frac{U}{l_x} < 0,9$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{155}{185} = 0,837$$

ρ : étant égale à 0,89

$$\left. \begin{cases} \frac{U}{l_x} = 0,878 \\ \frac{V}{l_y} = 0,837 \end{cases} \right\} \longrightarrow \begin{cases} M_1 = 0,055. \\ M_2 = 0,043 \end{cases}$$

$$p = 1,35 Q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = p.M_1 = 121,5 \times 0,055 = 6,68 \text{ KNm} \\ M_{y1} = p.M_2 = 121,5 \times 0,043 = 5,22 \text{ KNm} \end{cases}$$

b-2) Sous charge uniformément répartie :

b-2-1) Calcul des moments à l'ELU :

➤ **Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :**

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 < 1 \quad \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

$$\rho = 0,89 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,759 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q \quad \text{Tel que } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35 \times (3,75) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml.}$$

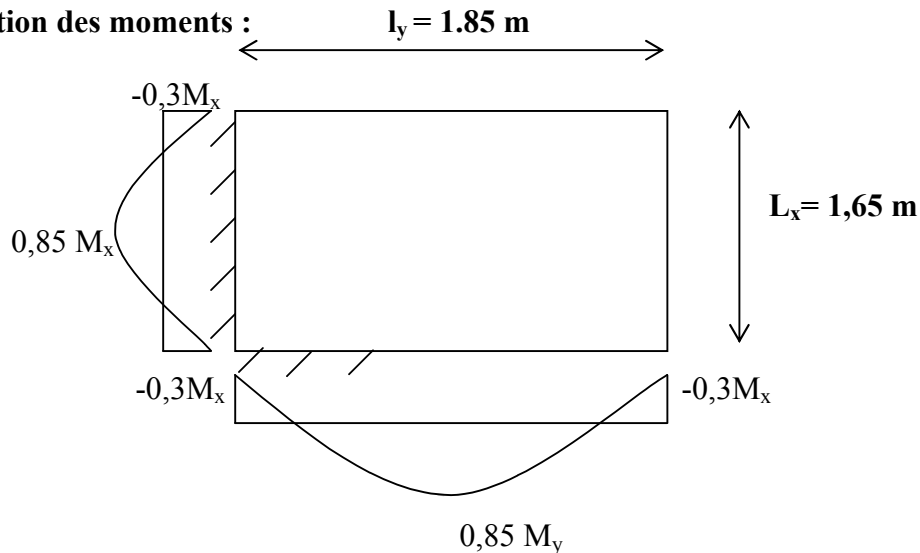
$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0468 \times 6,563 \times (1,65)^2 = 0,836 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,759 \times 0,836 = 0,634 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{0,836}{0,634} = 1.318 > 0,25 \text{ (v\u00e9rifi\u00e9e).}$$

➤ Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.68 + 0,836 = 7.516 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,22 + 0.634 = 5.854 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

➤ Correction des moments :



FigIII-6-4-corr\u00e9ction des moments

➤ Les moments en trav\u00e9e :

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 7.516 = 6.388 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 5.854 = 4.975 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les moments aux appuis:

$$M_x^a = M_y^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 7.516 = -2.254 \text{ KN.m}$$

e) D\u00e9termination de la section d'armature :

➤ Armatures // \u00c0 X-X :

• En trav\u00e9e :

Dans nos calculs, on consid\u00e8re une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caract\u00e9ristiques sont : b=100 cm ;

$$d = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.388 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,0266 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,0266 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.388 \times 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.254 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \mu_b = 0,0135$$

$$\beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.254 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures // à Y-Y :**

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.975 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,990$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{4.975 \times 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.254 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{2.254 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\Rightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

f) Vérification à L'E.L.U

1) condition de non fragilité : [Art B.7.4 BAEL.91 modifié 99]

➤ **Armatures inférieures (suivant X-X) :**

$$\rho_x \geq \rho = \rho_0 \frac{(3 - \frac{\ell_x}{\ell_y})}{2}$$

Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[F_e 400]$

ρ_x : taux minimal d'acier en travée dans le sens x - x.

$$\rho = \frac{A_{\min}}{S}$$

A_{\min} : section minimale d'armatures

S : section totale du béton.

$$\rho = 0,0008 \times (3 - 0,89) / 2 = 0,00084$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26$ **condition vérifiée** .

➤ **Armatures supérieures (suivant Y - Y) :**

$$\rho_y \geq \rho_0 = 0,0008$$

ρ_y : Taux minimal d'acier dans le sens y-y.

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$ condition vérifiée (sens y-y).

Conclusion : la condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

2) Diamètre maximale des barres :

On doit vérifier que $\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$.

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm}$. → condition vérifiée

3) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99]

On admet qu'aucune armature transversal n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (145 + 155) = 6 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 675 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < Q = 675 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

Donc les armatures transversales sont inutiles

1) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$2) \text{ on doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

➤ Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2V + U}$$

$$T_u = \frac{90}{2 \times 1,55 + 1,45} = 19,78 \text{ KN.}$$

➤ Au milieu de V :

On a :

$$T_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 1,55} = 19,36 \text{ KN.}$$

$$\text{NB : } T_{u \max} = 19,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{19,78 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,152 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,167 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée.}$$

g) Vérification à L'E LS : $\nu = 0,2$

1) Evaluation des moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 90 (0,055 + 0,2 \times 0,043) = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1) = 90 (0,043 + 0,2 \times 0,055) = 4,86 \text{ KN.m}$$

2) Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge :

$$q_s = G + Q = 25 \times 0,15 + 1 = 4,75 \text{ KN / ml}$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \mu_x = 0,0539 \rightarrow M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot \ell_x^2 = 0,0539 \times 4,75 \times (1,65)^2$$

$$\mathbf{M_{x2} = 0,697 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_y = 0,832 \rightarrow M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0,832 \times 0,697$$

$$M_{y2} = 0,579 \text{ KN.m}$$

3) Les moments globaux :

$$\begin{cases} M_{xser} = M_{x1} + M_{x2} = 5.72 + 0,697 = 6.417 \text{ KN.m} \\ M_{yser} = M_{y1} + M_{y2} = 4.86 + 0,579 = 5.439 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

4) Correction des moments :

➤ **Les moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{xser}^t = 0,85 M_{xser} = 0,85 \times 6.417 = 5.454 \text{ KN.m (sens x-x)} \\ M_{yser}^t = 0,85 M_{yser} = 0,85 \times 5.439 = 4.623 \text{ KN.m (sens y-y)} \end{cases}$$

➤ **Les moments aux appuis:**

$$M_{xser}^a = M_{yser}^a = - 0,3 M_{xser} = - 0,3 \times 6.417 = - 1.925 \text{ KN.m (sens x-x et y-y)}$$

CONCLUSION : les armatures adoptées a l'E.L.U sont largement suffisantes

5) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

6) Etat limite de compression du béton :

Pour se dispenser du calcul de la contrainte de compression ($\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_b}$) on doit vérifier que :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \alpha = \frac{y_u}{d} \text{ Position de l'axe neutre.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ **Sens x - x :**

1) Aux appuis :

$$\gamma = \frac{2.254}{1.925} = 1.17 .$$

$$\mu_b = 0,009 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 .$$

$$\alpha = 0,0126 < 0,356 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2) En travée

Sens(x-x)

$$\gamma = \frac{6.388}{5.454} = 1,17$$

$$\mu_b = 0,0266 \rightarrow \alpha = 0,0330$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,335$$

$\alpha = 0,0330 < 0,355 \rightarrow$ condition vérifiée.

➤ **Sens y - y :**

1) Aux appuis :

$$\gamma = \frac{2.254}{1.925} = 1,17$$

$$\mu_b = 0,009 \rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,212 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,356$$

$\alpha = 0,0126 < 0,356 \rightarrow$ condition vérifiée

2) En travée :

$$\gamma = \frac{4.975}{4.623} = 1.07$$

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,335$$

$\alpha = 0,0252 < 0,25 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc on peut se passer de la vérification des contraintes de compression dans le béton.

▪ **Contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x :

○ **Aux appuis :**

On a $M_a = 2,664$ KN.m

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \rightarrow K1 = 48,75 \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,664 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 70,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1} = \frac{70,82}{48,75} = 1,453 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

○ **En travée :**

$$M_t = 7,548 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 13} = 0,302 \quad k_1 = 42,72 \text{ et } \beta_1 = 0,914$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{7,548 \times 10^6}{0,914 \times 130 \times 3,92 \times 10^2} = 162,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{162,05}{42,72} = 3,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Sens y-y :○ **Aux appuis :**

$$\text{On a } M_a = 2,664 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 48,75 \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2,664 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 70,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa (calculée précédemment)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70,82}{48,75} = 1,453 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

○ **En travée :**

$$M_t = 5,219 \text{ KN.m.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \quad \longrightarrow \quad K = 48,75 \quad \text{et } \beta_1 = 0,9215$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,219 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 138,745 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{138,745}{48,75} = 2,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

Etat limite de déformation

Dans le cas de dalle rectangulaire appuis sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$1) \frac{h}{\ell_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x}$$

$$2) \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \quad \text{tel que } f_e \text{ en [MPa]}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment entravé de la dalle continue dans la direction ℓ_x
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x-x) pour une bande de largeur égale à 1[m].
- A_x : Section d'armature par bande de largeur égale à 1[m]
- d : La hauteur utile de la bande.
- b : La largeur de bande égale à 1[m]

a)

$$\left. \begin{aligned} \frac{h}{\ell_x} &= \frac{15}{165} = 0,09 \\ \frac{M_{tx}}{20.M_x} &= \frac{6.388}{20 \times (7.516)} = 0,042. \end{aligned} \right\} \frac{h}{\ell_x} = 0,09 > 0,042 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) $\frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0024 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \longrightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

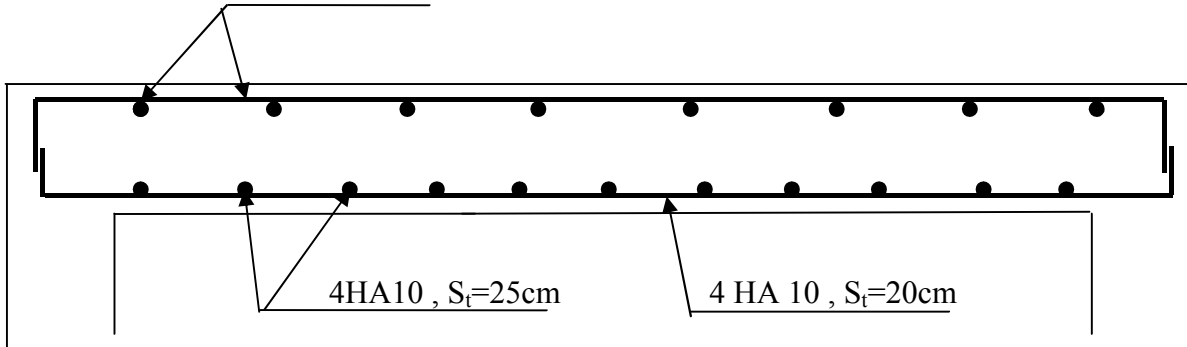
CONCLUSION :

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suit :

- **En travées :**
 - 4HA10 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$
 - 4HA10 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$
- **En appuis :**
 - 4HA8 (sens x-x), $S_t=25\text{cm}$
 - 4HA8 (sens y-y), $S_t=25\text{cm}$

Les schémas de ferrailage de la dalle de salle machine.

4 HA 8 , $S_t=25\text{cm}$



FigIII-6-5-Plan de ferrailage de la salle machine suivant xx

4HA8, $S_t=25\text{cm}$

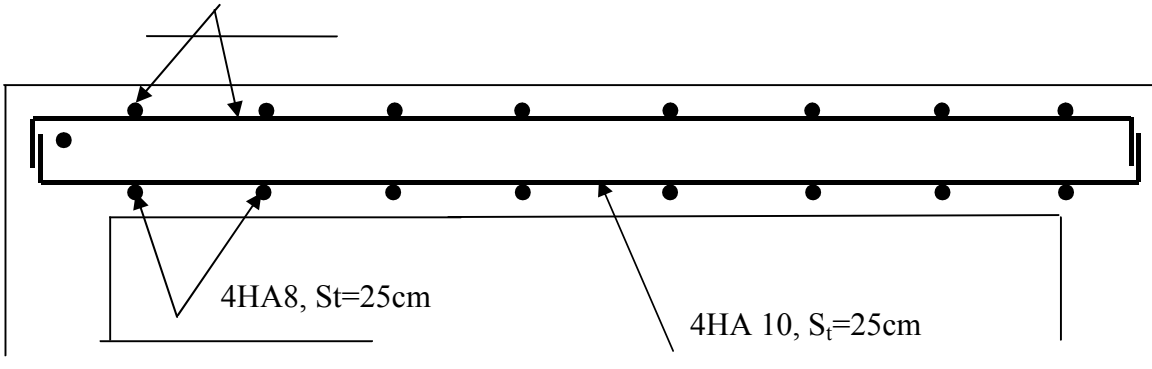


Fig III-6-Plan de ferrailage de la salle machine suivant yy

Modélisation de la structure

I- Présentation du logiciel ROBOT

ROBOT est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, le logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de conceptions 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.

Le logiciel est basé sur la méthode des éléments finies (**MEF**), il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calculs.

La **MEF** est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments.

Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivées sur la base de principe de l'énergie potentielle 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 nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

II- Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle (trame, hauteur d'étage) ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voile...) ;
4. Définition des charges (**G**, **Q**) et introduction du spectre (**E**) ;
5. Affectation des charges revenant aux éléments ;
6. Introduction des combinaisons d'actions ;
7. Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages ;
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
9. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

II-1- Introduction de la géométrie du modèle :

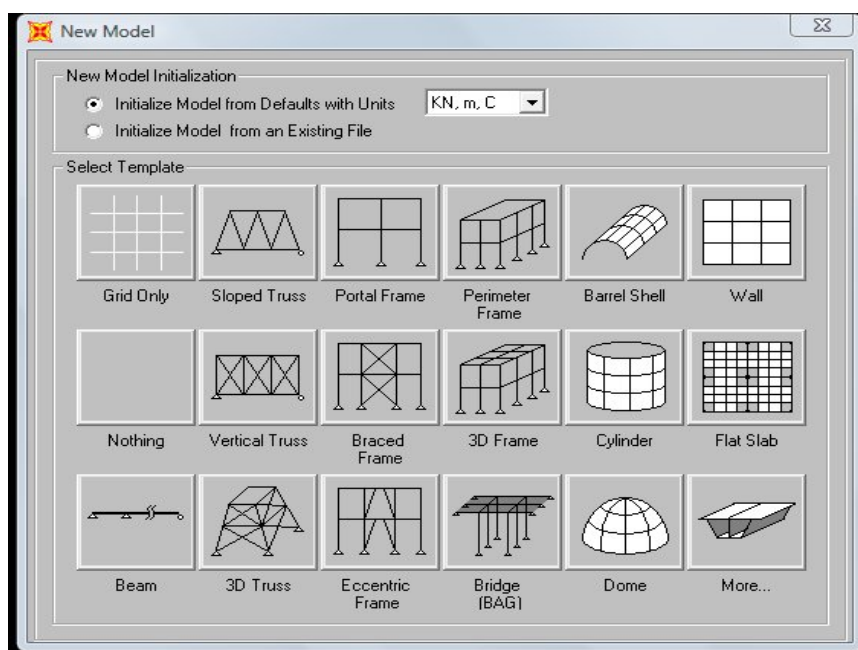
Etape 1 : La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN** et **m** comme unités de base pour les forces et les déplacements.

b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne New model, On applique sur **Grid only** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de gri

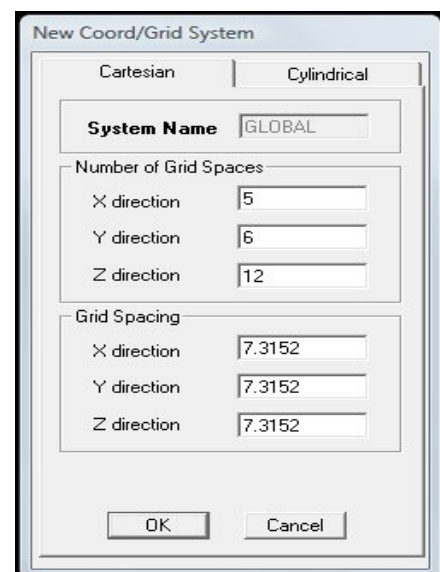


Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**number of grid spaces**).

- Direction x : **5**
- Direction y : **6**
- Direction z : **12**

Remarque :

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie (**Grid spacing**)



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en **3D** et l'autre à **2D** suivant l'un des plans : **X-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.

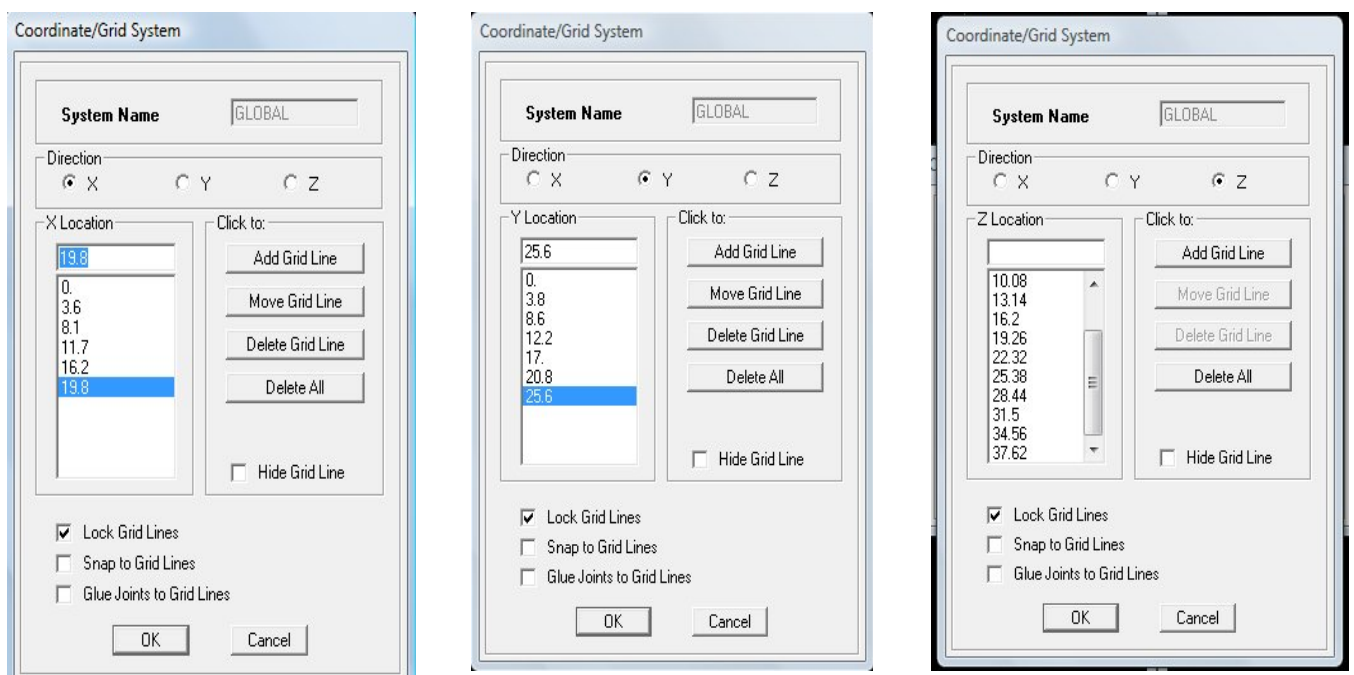
c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

On clique sur le bouton droit de la souris ---> **Edit Grid Data** ---> **Modify/ Show system.**

On introduit les distances cumulées puis on clique sur **Add Grid Line** :

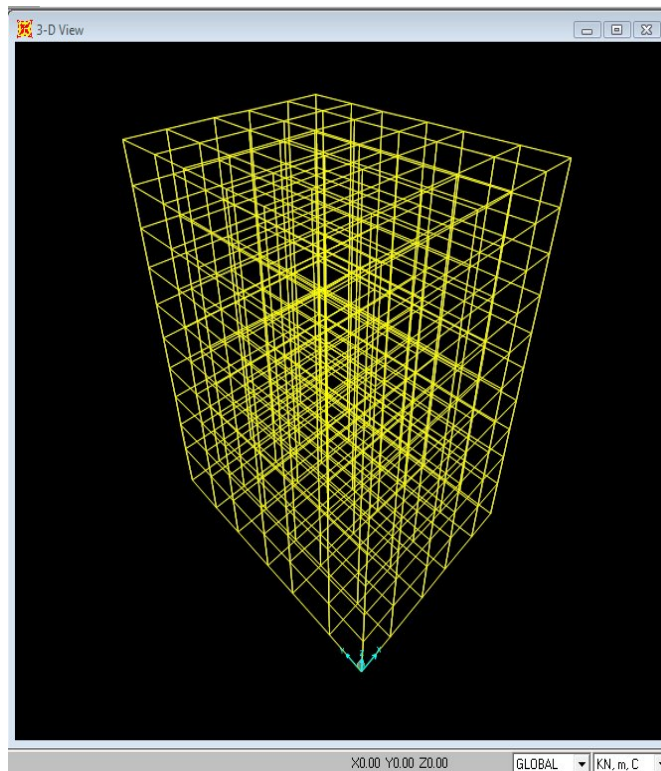
- ✓ Suivant x : 0, 3.60, 8.10, 11.70, 16.20, 19.80 (m)
- ✓ Suivant y : 0, 3.80, 8.60, 12.20, 17.00, 20.80, 25.60 (m)
- ✓ Suivant z : -3.06, 0, 3.96, 7.02, 10.08, 13.14, 16.20, 19.26, 22.32, 25.38, 28.44, 31.50m
- ✓



Maintenant que les lignes de grilles correspondent parfaitement à notre structure nous allons procéder au dessin de la structure.

Draw ---> **Quick Draw Frame/Cable.**

On se positionne sur la vue en **3D** ---> On trace un rectangle qui **enveloppera** toute les lignes de grille, on obtiendra ainsi la vue suivante :

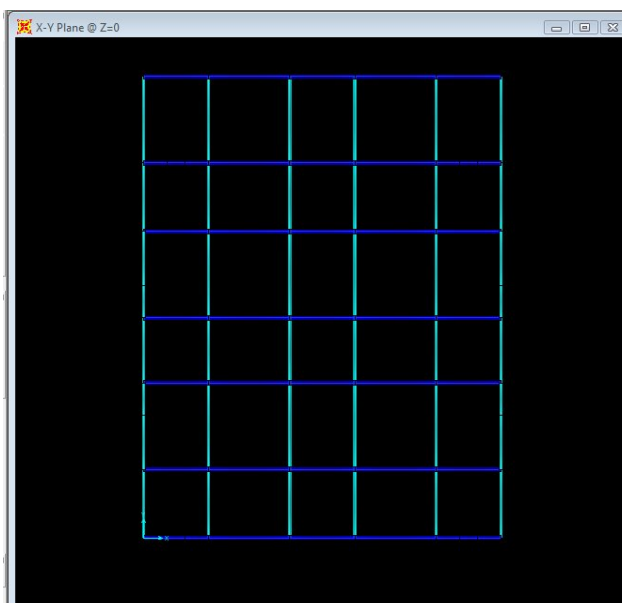


Nous remarquons que la structure ne correspond pas, il faut donc **supprimer** les poutres et les poteaux surabondants, pour cela on procède de la manière suivante :

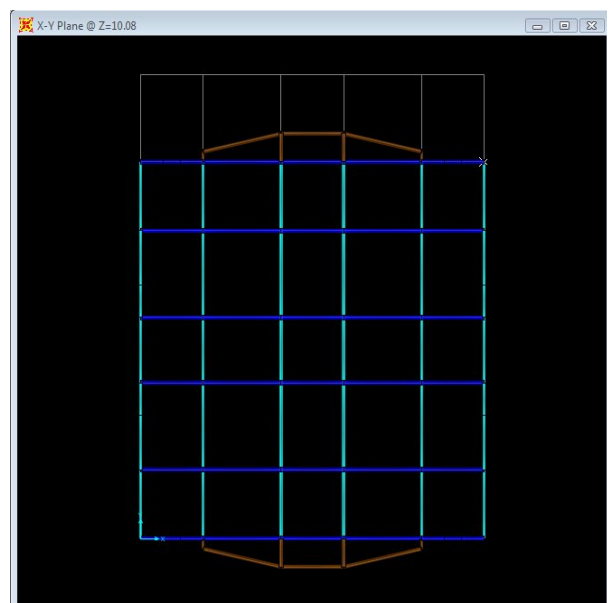
On sélectionne l'élément qu'on veut supprimer --- ► on clique sur **supprime**.

Après avoir effectué cette opération on aura les vues en plan suivantes :

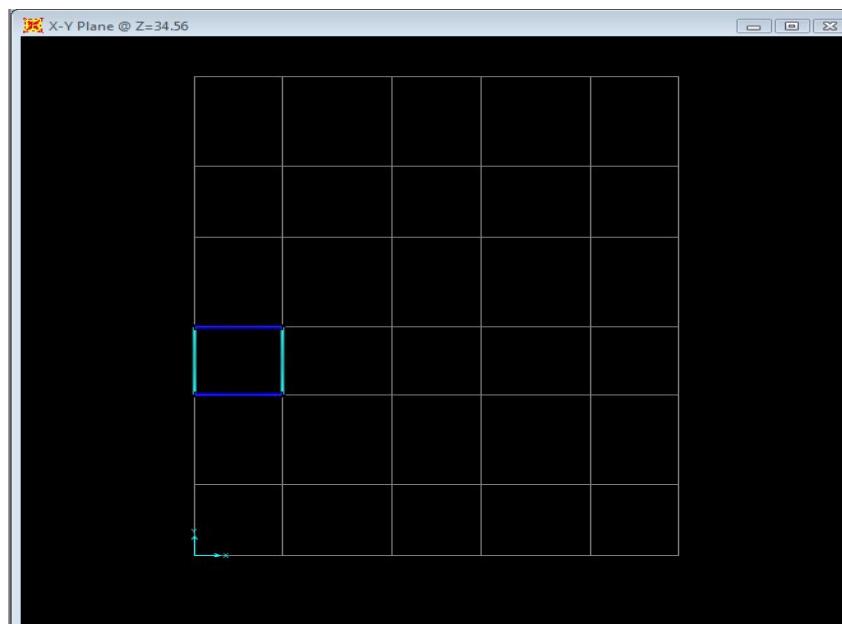
Niveau 3.06 ; 7.02 et 10.08



Niveau 13.14 iusau'à 34.56 m



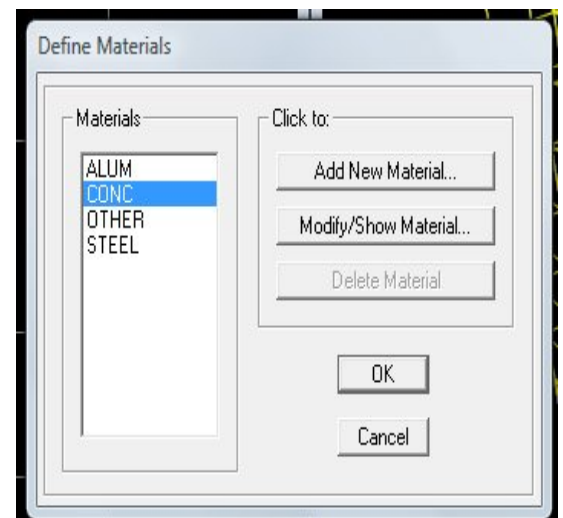
Niveau 37.62 m



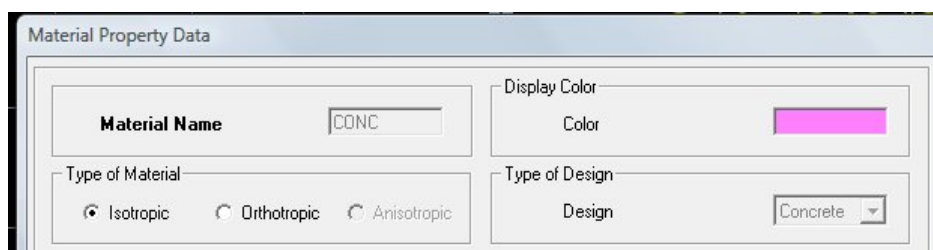
Etape 2 : La deuxième étape consiste à la détermination des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ---> **Materials**, on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify / Show System**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les valeurs suivantes :



- **Masse per unit volume** (masse volumique du béton) : 2.5 KN/m^2
- **Weight per unit volume** (poids volumique du béton) : 25 KN/m^2
- **Modulus of Elasticity** (module de Young) : 32164200 KN/m^2
- **Specified concrete comp strenht** (contrainte max du béton à la compression): 25000 KN/m^2
- **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers longitudinaux) : 400000 KN/m^2
- **Shear Reinf, Tield Stress** (contrainte max des aciers transversaux) : 348000 KN/m^2



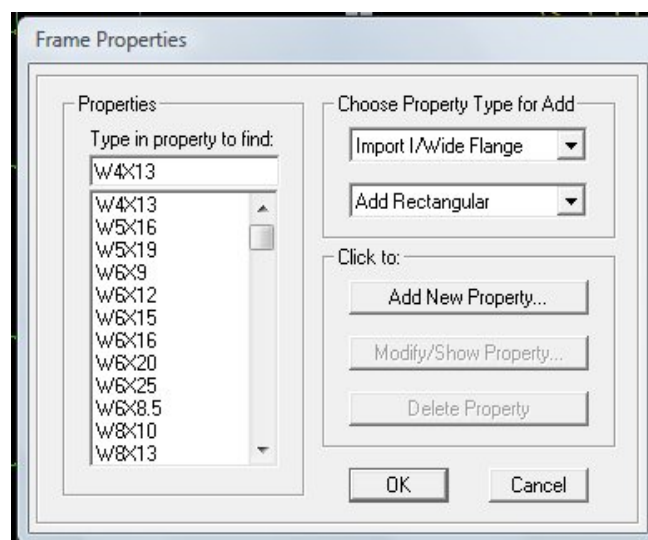
Etape 3 : La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile....)

Nous commençons d'abord par effectuer les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

On sélectionne les poutres principales, dans le menu déroulant on clique sur - **Define Frame/Cable Section**.

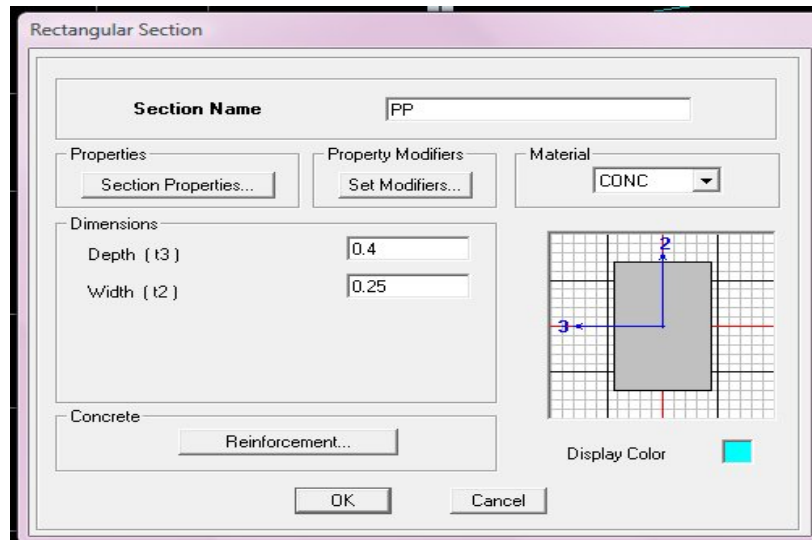
Dans la boîte de dialogue qui apparaît on sélectionne :

Add Rectangular ---> **Add new property**



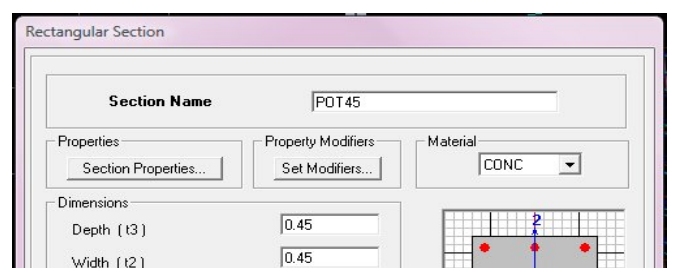
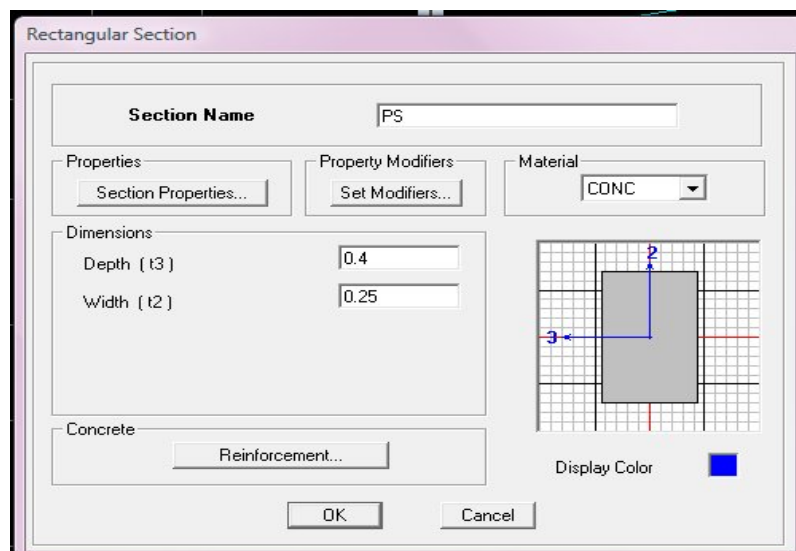
Après avoir cliqué sur **OK**, une nouvelle boîte de dialogue s'affichera, on y entrera les caractéristiques des poutres principales (**PP**) comme montré ci-dessous :

- **Section Name** (nom de la section) : **PP**
- **Material** (matériaux défini) : **Concrete** (béton)
- **Depth** (hauteur de la poutre) : 0.40 m
- **Width** (largeur de la poutre) : 0.25 m



❖ Nous procédons de la même manière pour les autres éléments.

- **Section Name** (nom de la section) : **PS**
- **Material** (matériaux défini) : **Concrete** (béton)
- **Depth** (hauteur de la poutre) : 0.40 m
- **Width** (largeur de la poutre) : 0.25 m



➤ Poteau niveau (-3.06, 0, 3.96 et 7.02)

Section Name (nom de la section) : POT1

Material (matériaux défini) : **Concrete** (béton)

Depth (hauteur de la poutre) : **0.45 m**

Width (largeur de la poutre) : **0.45 m**

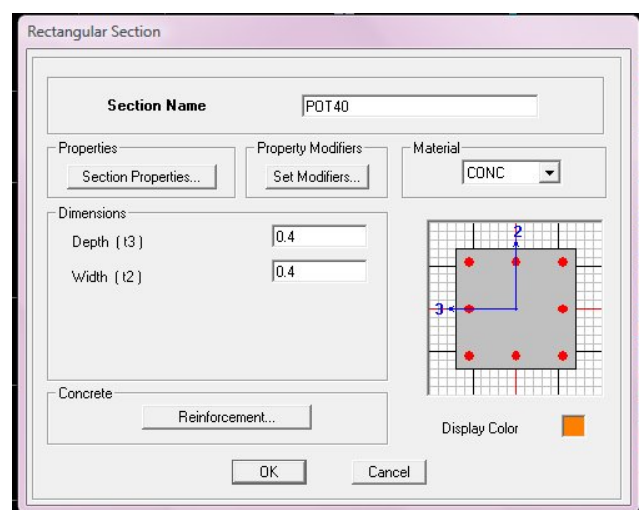
➤ Poteau niveau (10.08, 13.14, 16.20 et 19.26)

Section Name (nom de la section) : POT2

Material (matériaux défini) : **Concrete** (béton)

Depth (hauteur de la poutre) : **0.40 m**

Width (largeur de la poutre) : **0.40 m**



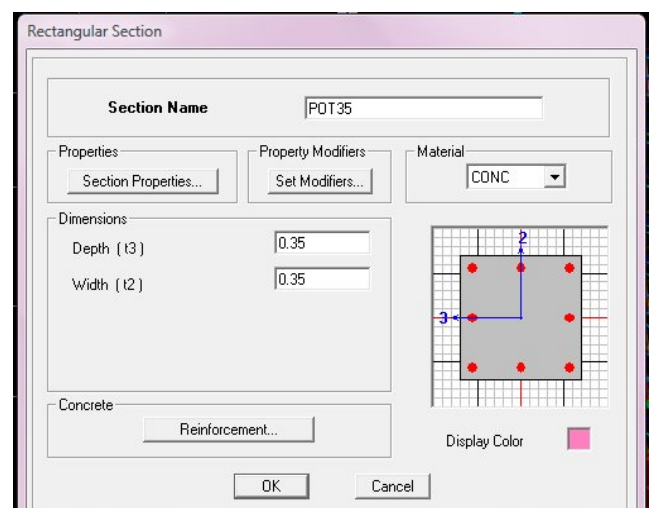
➤ Poteau niveau (22.32, 25.38 et 28.44)

Section Name (nom de la section) : POT3

Material (matériaux défini) : **Concrete** (béton)

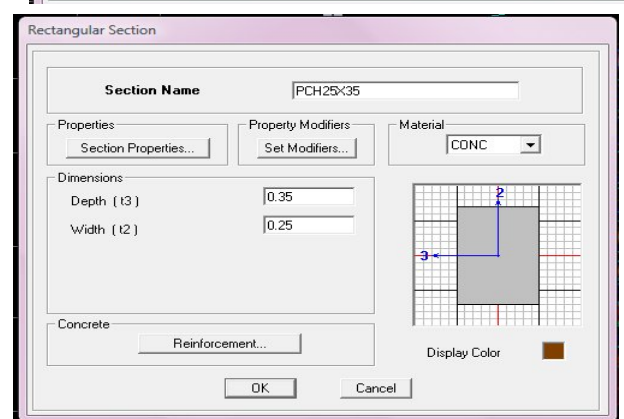
Depth (hauteur de la poutre) : **0.35 m**

Width (largeur de la poutre) : **0.35 m**



➤ Poutres de chaînage PCH :

Section Name (nom de la section) : PCH



Material (matériaux défini) : **Concrete** (béton)

Depth (hauteur de la poutre) : **0.35 m**

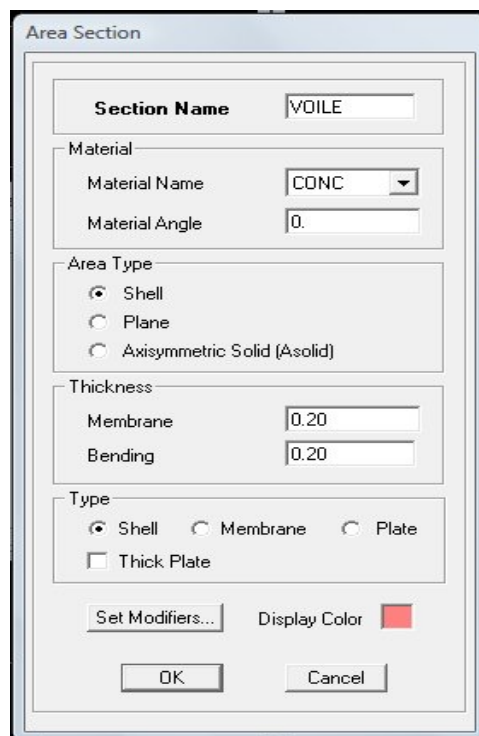
Width (largeur de la poutre) : **0.25 m**

- ❖ Maintenant qu'on a fini de modéliser les éléments **barres** (poutre, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (dalle et voile), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques.

Define ---► **Area Sections** ---► **Add New Section**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :

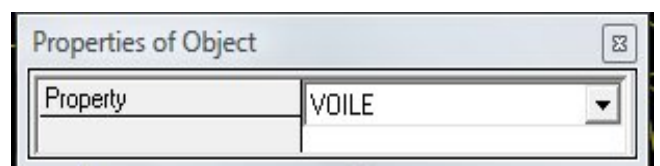
Voile de contreventement



Pour modéliser les voiles il faut se positionner sur une vue en élévation, on clique sur **Draw** ---► **Draw Rectangular Area**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît ;

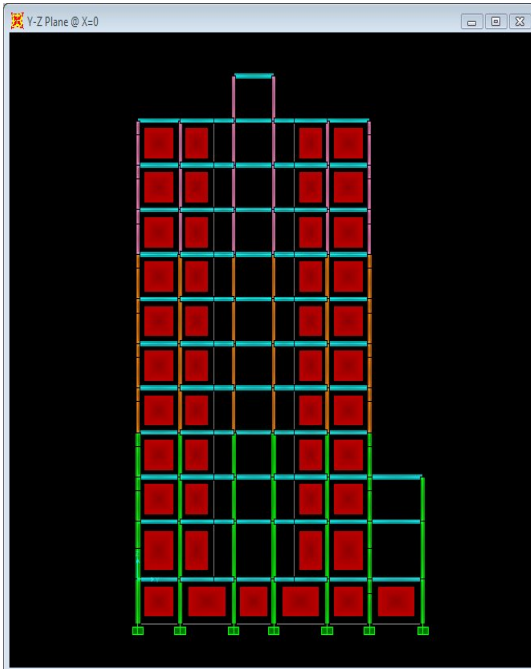
On choisit la section (20)



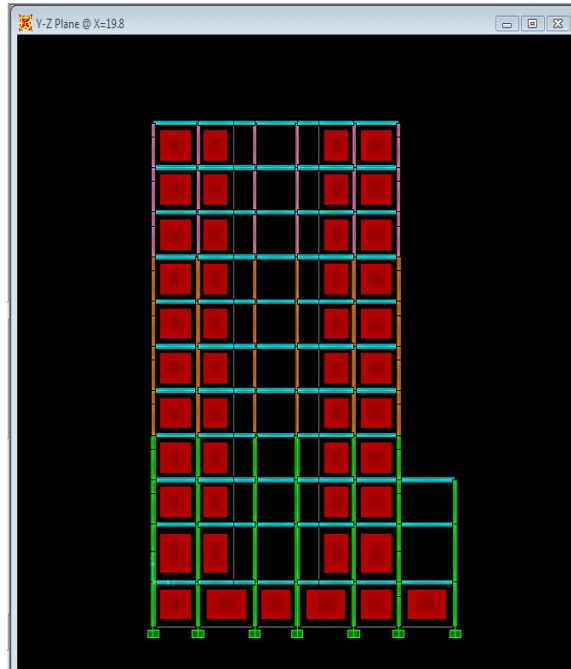
On trace les voiles en cliquant sur **2 points diagonaux**.

- ❖ Après affectation des sections aux différents (poutres, poteaux, dalles, voiles) on obtiendra les vues suivantes :

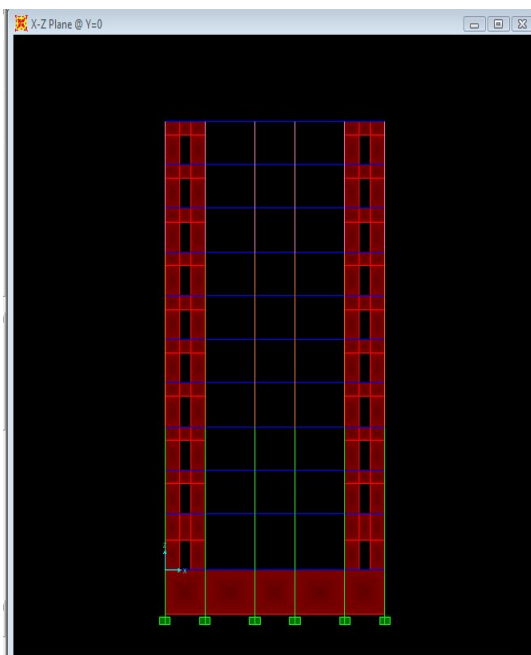
Vue Y - Z (X = 0 m)



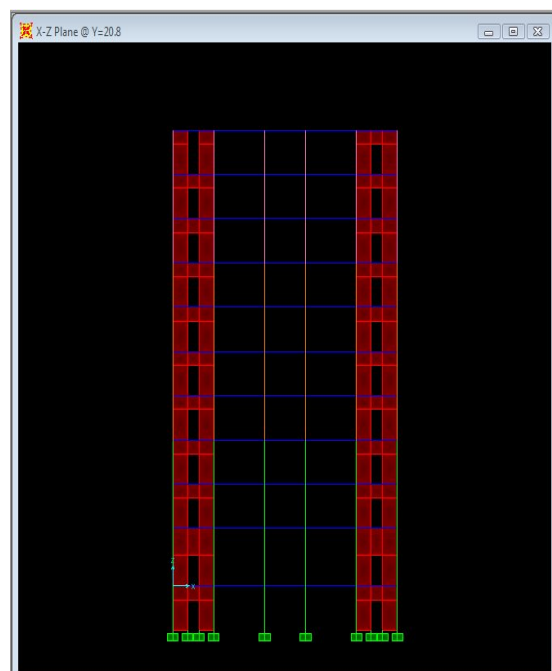
Vue Y - Z (X = 19.8 m)



Vue X - Z (X= 0 m)

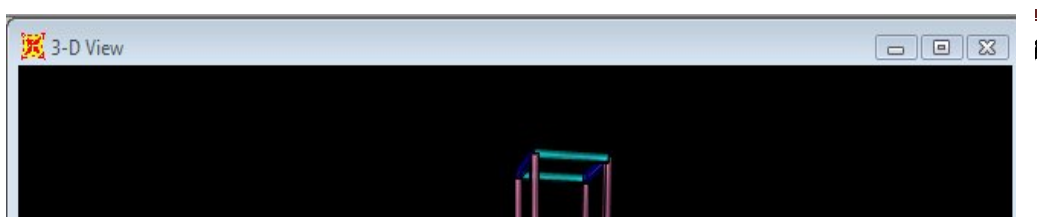


Vue X - Z (X= 20.8m)



Vue en 3D

Ummto 2



Etape 4 : Définition des charges et introduction du spectre**1) Charges statiques (G et Q) :**

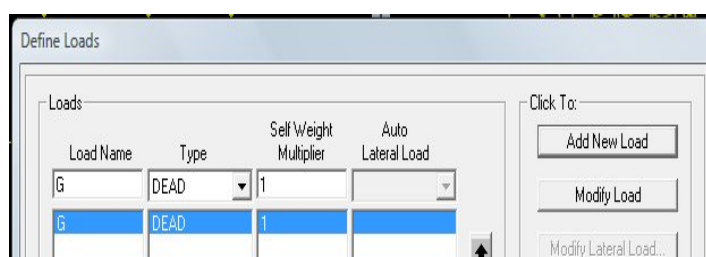
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des surcharges d'exploitation (**Q**) pour les définir on clique sur : **Define** ---► **Load Cases**.

❖ Charges permanentes :

Load Name (nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self Weight Multiplier (coefficient interne poids propre) : **1**



Remarque :

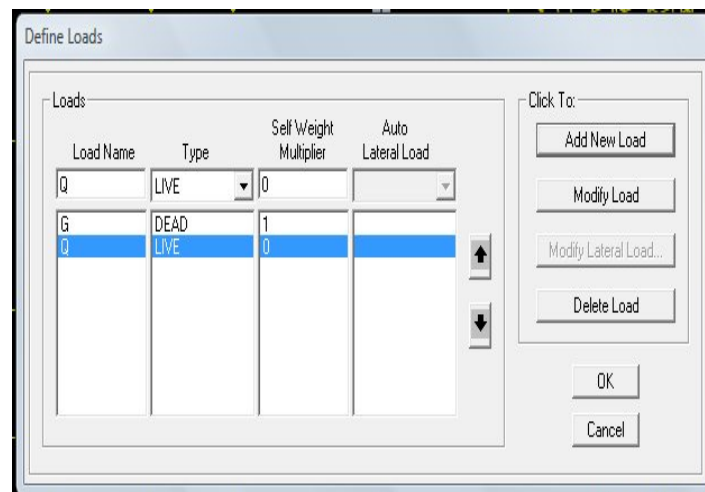
En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

❖ 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) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

❖ **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone à moyenne sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)

Groupe d'usage : 2 (bâtiment courant, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)

Coeff comportement : Mixte portique / voile avec interaction

Remplissage : Dense (Cloison en maçonnerie)

Site : S3 (rapport du sol)

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 :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

✓ **Régularité en plan et en élévation : Article 4.3.3 RPA 2003**

Il y a lieu de tenir compte que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà été prise en charge par le modèle ---► $q_1 = 0$; $q_2 = 0.05$

✓ **Redondance en plan et conditions minimales sur les fils de contreventement :**

Ces deux critères ne sont pas observés ---► $q_3 = q_4 = 0$

✓ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**

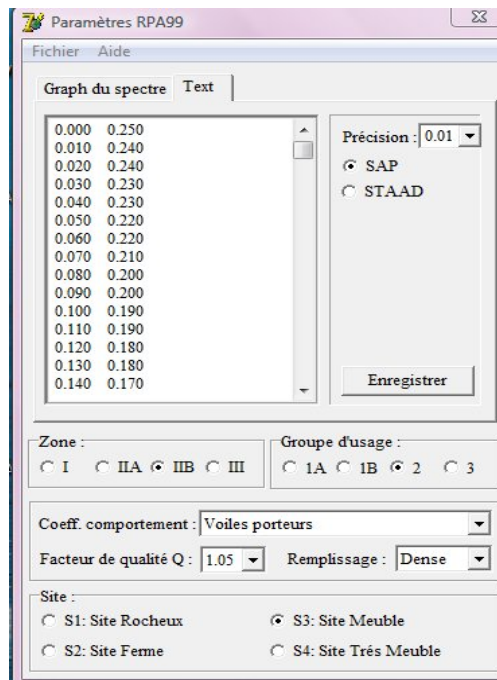
✓ **Conclusion :**

Le facteur de qualité est égal à **1.10**

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône

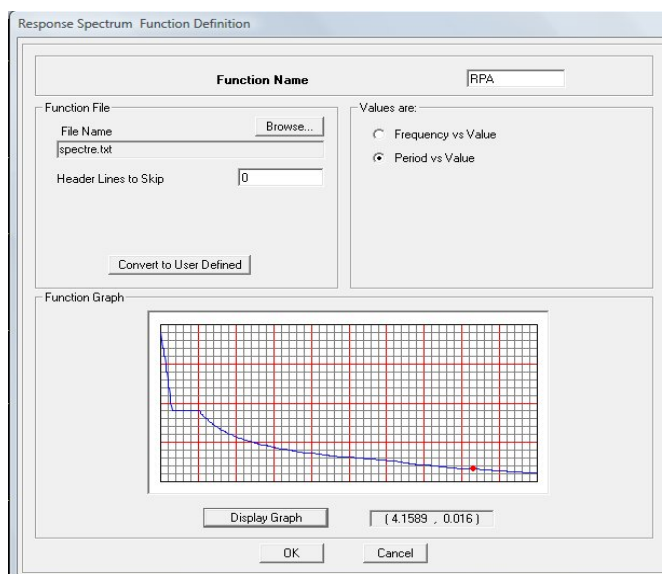


Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **SAP** on clique sur :

Define ----> **Function** ----> **Response Spectrum** ----> **User Spectrum**



Function Name (nom du spectre): **RPA**

✓ Dans la case **Period** on introduit les périodes, et on introduit les accélérations correspondantes à ces périodes dans la case Accélération, puis on clique sur **Add**.

✓ Après avoir introduit toutes les valeurs des périodes et des accélérations, on clique sur **OK** pour valider.

- 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 --- ➤ **Analysis Cases** --- ➤ **Add New Case**

Analysis Case Name: E

Analysis Case Type: Response Spectrum (spectre de réponse)

Modal Combinaison : CQC (combinaison quadratique des modes)

Directional combination : SRSS

Dans la partie **Load Applied**, nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**)

Remarque :

Dans la case **Scale Factor** on introduit un facteur d'échelle égale à **10**, ce que correspond à l'apesanteur.

Etape 5: Calcul des charges et surcharges revenants aux portiques :

1. Rez de chaussé :

❖ **Sous $G_1 = 5.50 \text{ KN/m}^2$**

a) **Poutre principale de rive :** le calcul se fait de la manière suivante :

$$g = (G_1 \times l_1/2) + (G_2 \times h)$$

Avec : $h = (h_{\text{mur}} - h_{\text{pp}})$

l : longueur de la travée

G_1 : la charge due au plancher

G_2 : la charge due au mur ($G_2 = 2.36 \text{ KN/m}^2$)

b) Poutres principales intermédiaire :

$$g = G_1 \times (l_1/2 + l_2/2)$$

Avec : l_1 et l_2 : les longueurs des travées de part et d'autre.

c) Poutres secondaires de rive :

$$g = (G_1 \times 0.65/2 + G_2 \times h)$$

Avec : $h = (h_{\text{mur}} - h_{\text{pp}})$

d) Poutres secondaires intermédiaires :

$$g = G_1 \times 0.65$$

❖ **Sous $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$**

a) Poutre principale de rive : le calcul sera de la même manière sauf qu'il n'y a pas de charge d'exploitation sur le mur.

$$q = Q \times l/2$$

b) P.P intermédiaires :

$$q = Q \times (l_1/2 + l_2/2)$$

c) P.S de rive :

$$q = Q \times 0.65/2$$

d) P.S intermédiaires :

$$q = Q \times 0.65$$

2. Etage courant : on suit les mêmes étapes avec les charges suivantes :

$$G = 5.50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

3. Etage terrasse : les mêmes étapes sauf qu'il faut introduire le poids de l'acrotère

Avec : $G_q = 1.78 \text{ KN/ml}$

$$G = 5.84 \text{ KN /ml}$$

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

Etape 6 : Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

Combinaison aux états limites :

$$\underline{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\underline{ELS} : G + Q$$

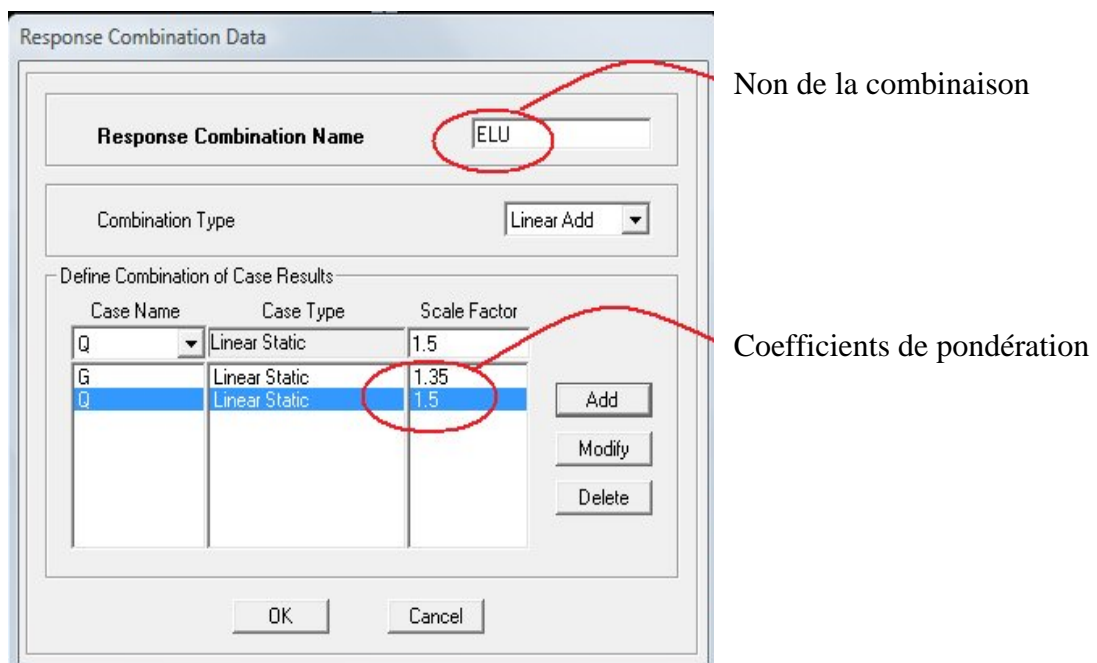
Combinaison accidentelles du RPA :

$$\underline{GOE} : G + Q \pm E$$

$$\underline{0.8GE} : 0.8 G \pm E$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ----> **Combinaisons** ----> **Add new combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

Etapes 7 : Définition des nœuds maitres et inerties d'étages.

Le nœud maître représente le centre de gravité des masses, pour déterminer sa position on utilise le logiciel **Autocad**, ce logiciel nous permettra aussi de déterminer les inerties I_x et I_y .

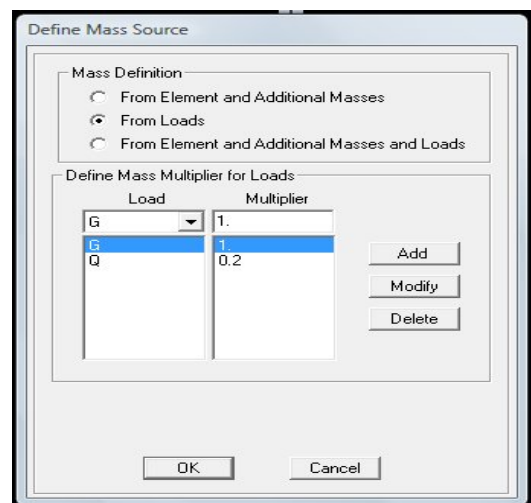
Pour extraire les caractéristiques géométriques du plancher à partir de ce logiciel, on suit les étapes suivantes :

- 1- On entre la géométrie du plancher.
- 2- On clique sur **Dessin** ---► **Région**, on sélectionne tout le plancher et on clique sur **entrée**.

Nota :

Dans notre cas on utilise une autre méthode pour définir le nœud maître en utilisant l'option **masse source** dans le logiciel **SAP 2000** comme suit :

Define ---► **Mass Source** ---► **OK**



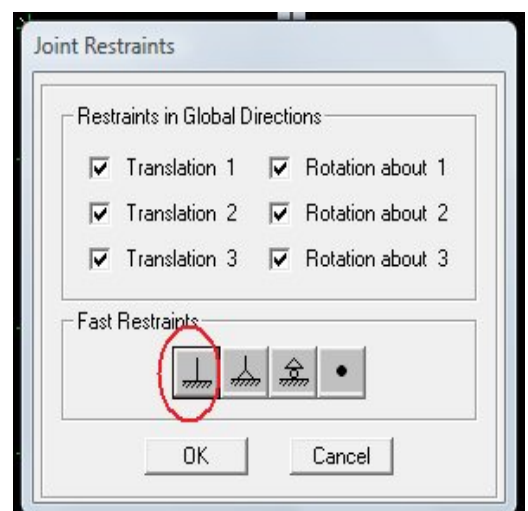
Etape 8 : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

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 cette encastrement on sélectionne les nœuds du RDC puis on clique sur :

Assign ---► **Joint** ---► **Restraints**

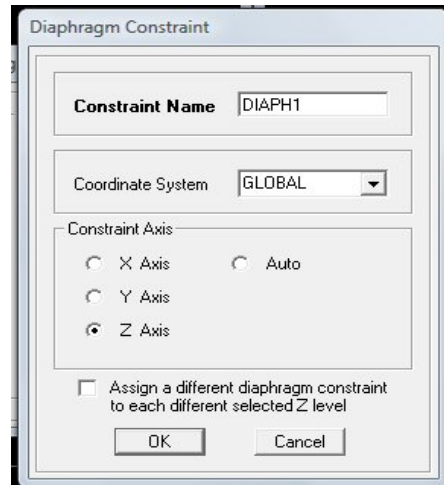


► Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**. Ceci à pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ---> **Joint** ---> **Constraints** ---> **Diaphragm** ---> **Add New Constraints**.




Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Constraint Name** on clique sur **OK** pour valider.

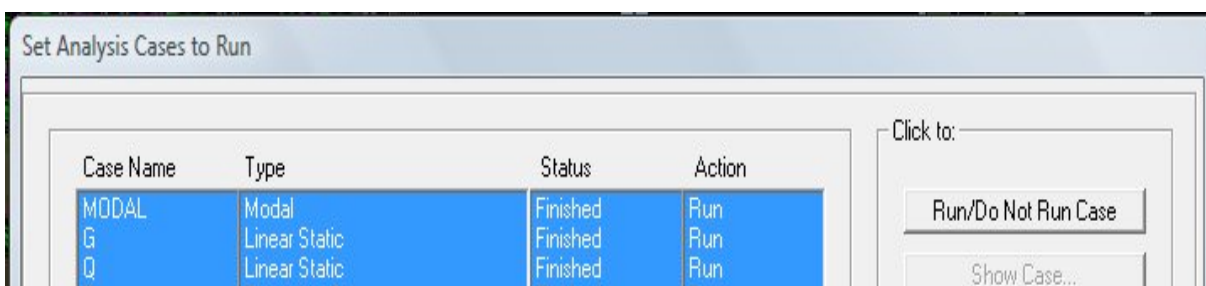
On refait la même opération pour tous les planchers.

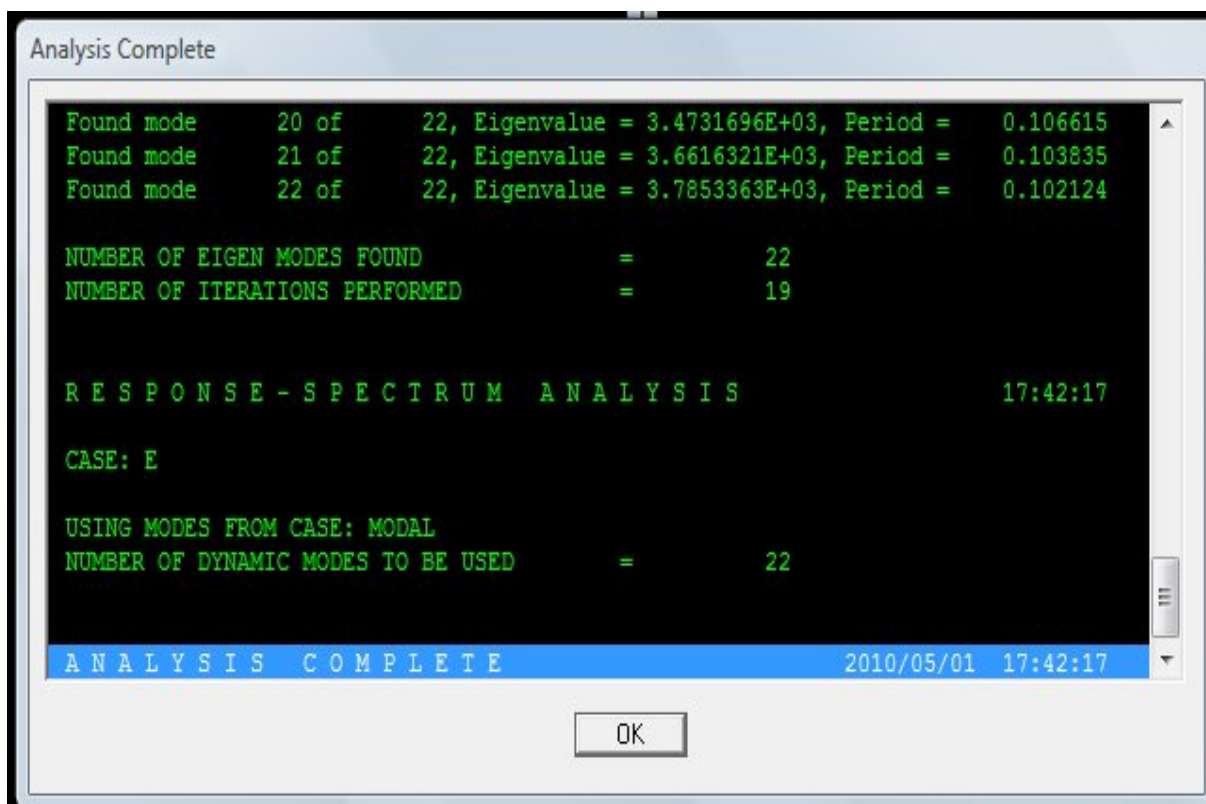
Étapes 9 : Analyse et visualisation des résultats

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du programme mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Exécution :

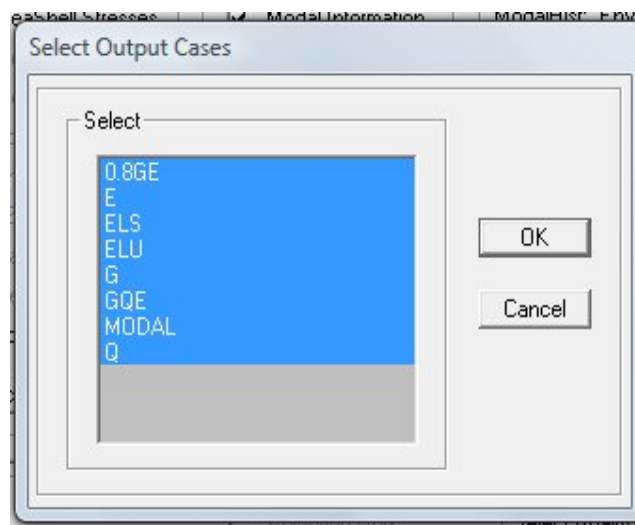
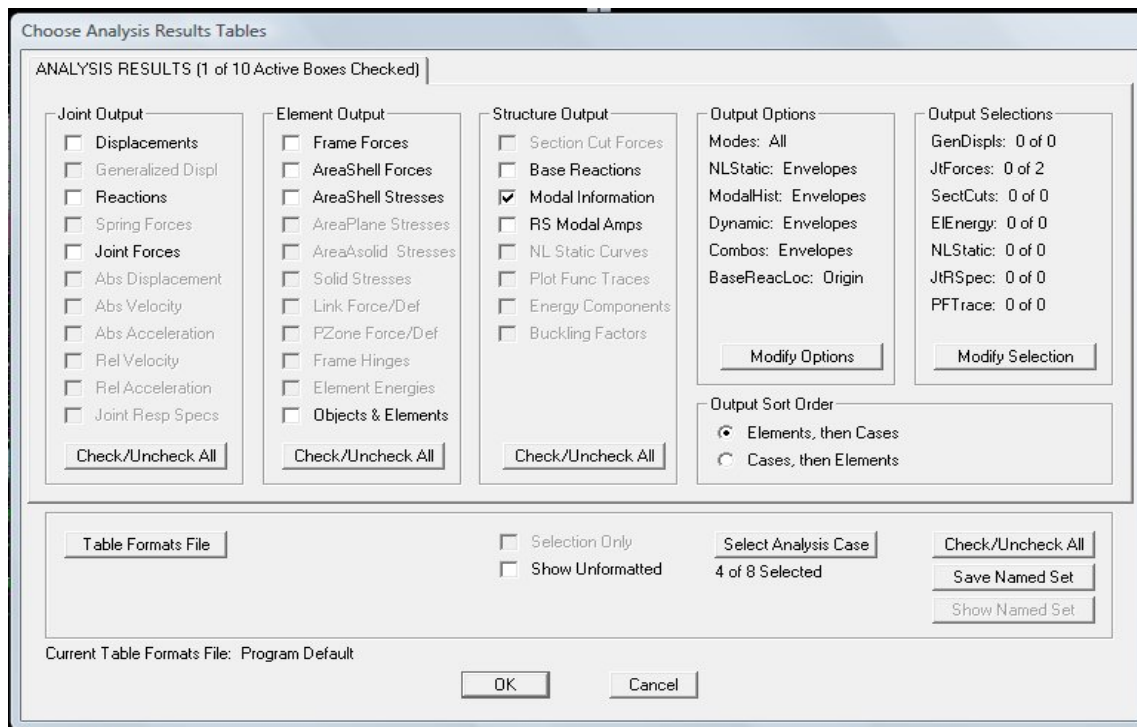
Analyze Run (F5), ou on clique sur  le **SAP 2000** va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File Save as**.





➤ [Fichier Résultat :](#)

Display ---► **choose analysis result tables**



- On coche les cases blanches représentant les résultats qu'on désire avoir dans le fichier tel que :
- Déplacements (**Déplacements**)
- Réactions (**Réactions /Spring Forces**)
- Les efforts dans les portiques (**Frame Forces**)
- A chaque fois qu'on coche une case on clique sur **Select / Show Loads** pour choisir suivant quelle combinaison de charge va être calculés les résultats
- **Visualisation des résultats de l'analyse :**

1) Résultats sur fichiers :

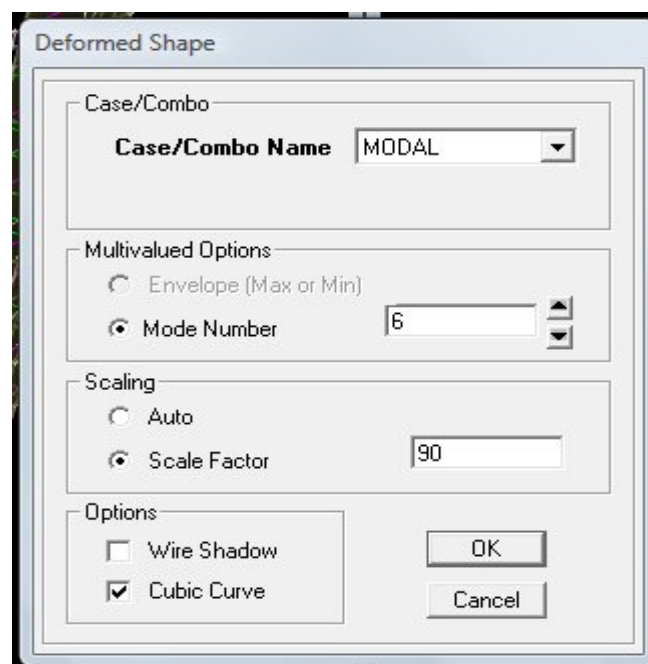
S'il ya pas d'erreur lors de l'exécution du problème, les résultats choisis avec **Show analysis result tables** dans le menu **Analyse** se retrouvant dans un fichier **.Out**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**, **Word Pad** ou le **bloc note de Windows** ; pour le faire :

- Fermer le **SAP 2000** sans arrêter l'analyse
- Chercher le fichier **.Out** avec Recherche de Windows.

2) Visualisation des résultats à l'écran :

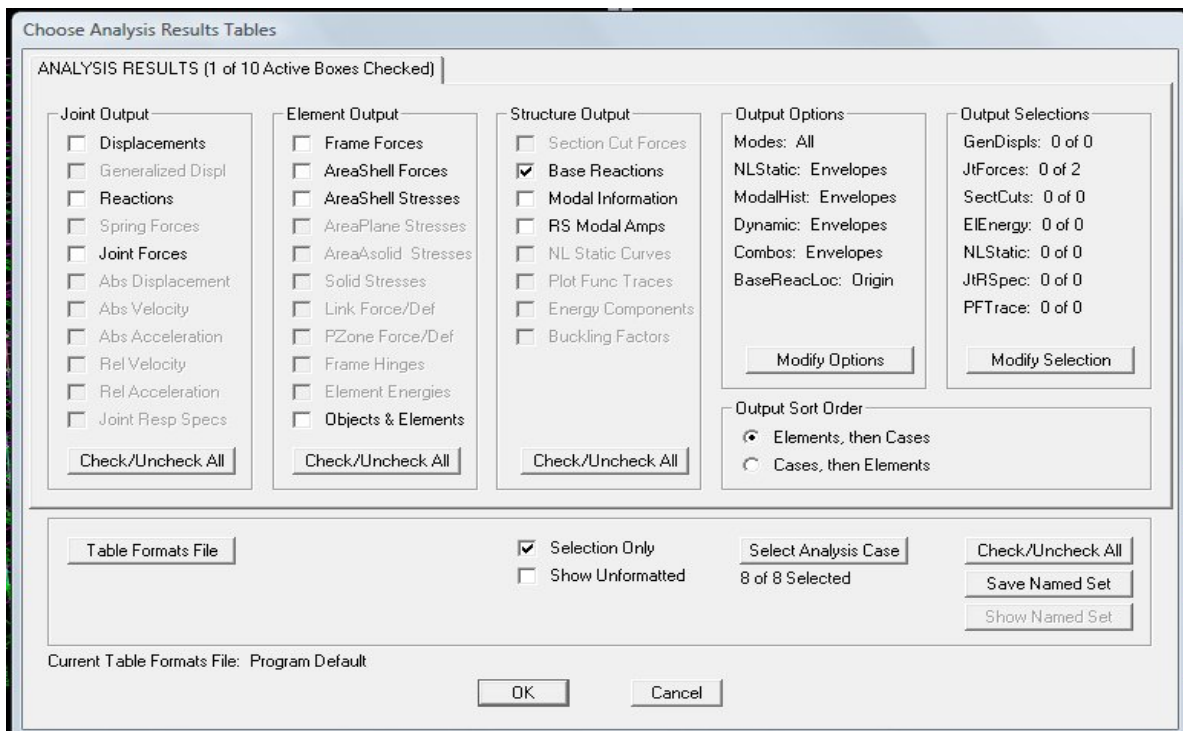
L'interface graphique de ROBOT permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

1. Déplacement : avec le menu **Display**, il est possible de choisir **Show Deformed Shape** (ou tous simplement appuyer sur **F6** ou cliquer sur) pour visualiser les déplacements. **Show Deformed Shape** conduit à la fenêtre suivante :

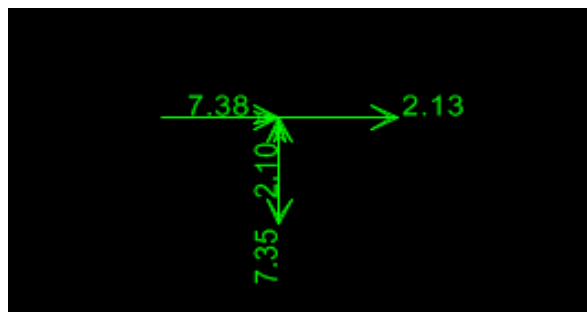


Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** au bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte son) la structure danser (+ et - c'est pour aller d'un mode à un autre). De plus, il est même possible de créer un fichier vidéo. **Avi** de l'animation avec le menu **File** et **Create Video**. On peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**.

2. Réaction : le menu **Display** permet d'afficher les réactions avec **Show Element Forces / Stresses** et **Joint** (ou en cliquant sur ce qui se trouve dans la barre d'outil) on aura la boîte de dialogue suivante :

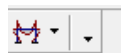


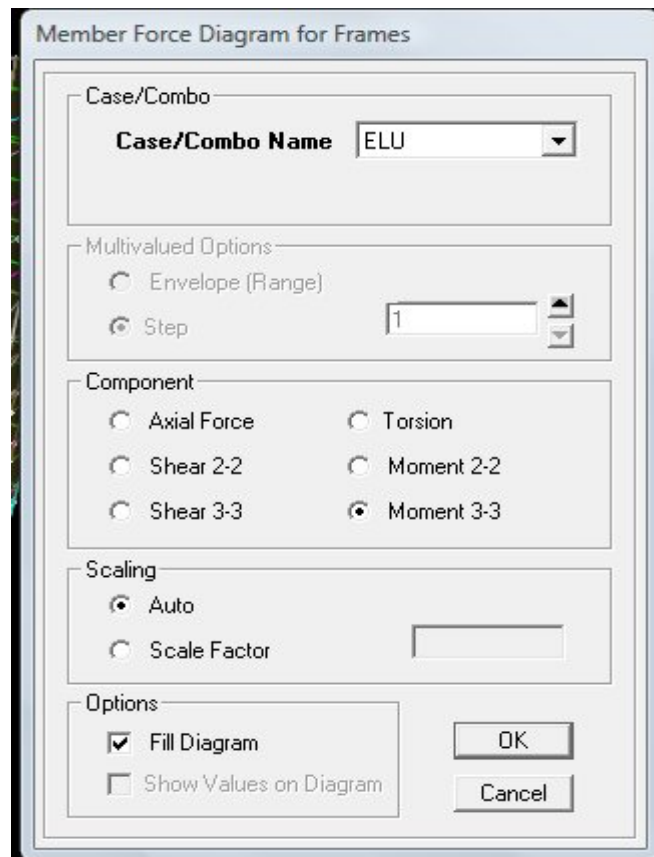
- Sélectionner le cas de chargement
- Cocher réactions
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



Il faut spécifier le cas de chargement, **G** dans cet exemple. L'option **Scaling** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser **SAP 2000** en choisissant un (**Auto**).

L'option **Wire Shadow** permet de superposer la géométrie non déformée (en gris pâle) à la géométrie déformée. L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais aussi des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

3. **Efforts internes** : le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Element Forces / Stresses** et **Formes** ou en cliquant sur  dans la barre d'outils flottante et on 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 tranchants (**DET**)
- L'option **Shear 3 – 3** affiche l'effort tranchant hors plan
- L'option **Moment 3 – 3** affiche le diagramme de moments fléchissant (**DMF**)
- L'option **Torsion** et **Moment 2 – 2** affiche le moment autour d'axes
- L'option **Scaling** permet d'ajuster la taille des diagrammes
- Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et coche **Show Values on Diagram**

Remarque :

2 – 2, 3 – 3 et 1 – 1 sont les axes locaux des sections, ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1 – 1 sortant :

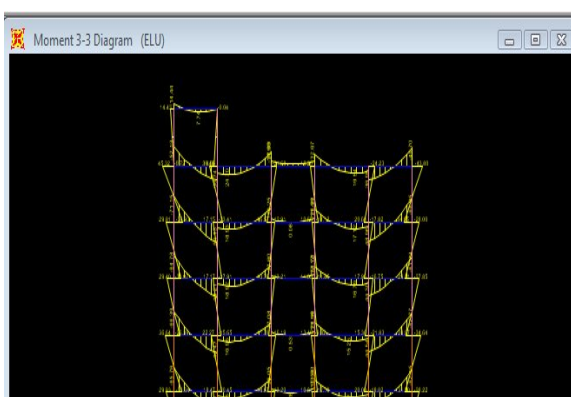


Diagramme des moments fléchissant

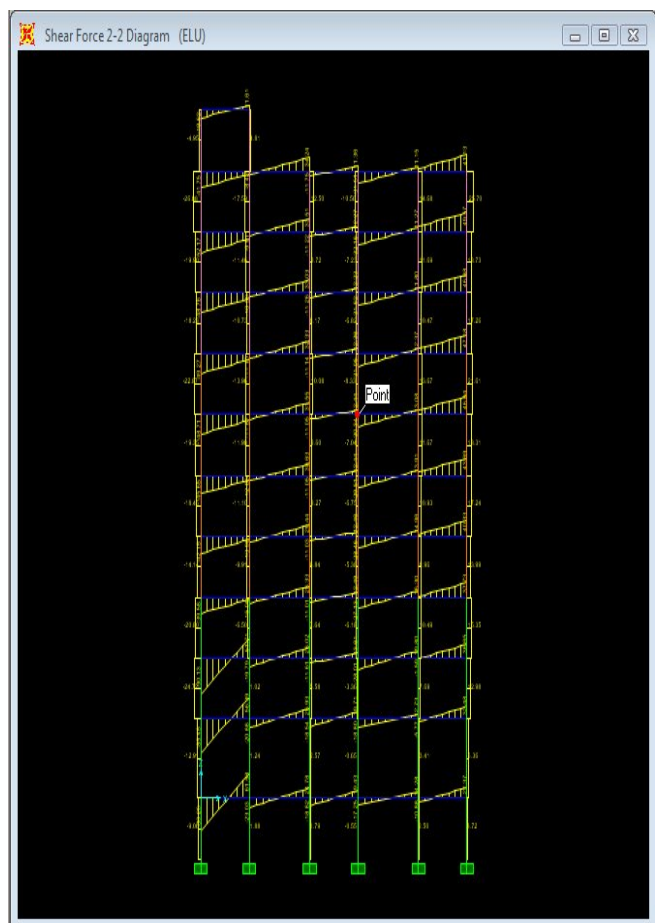


Diagramme des efforts tranchants

- Tous les graphes peuvent être imprimés : **File – Print Graphics** (c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus) ;
- Lorsque l'analyse est effectuée, **SAP 2000** « verrouille » le modèle. Ainsi, pendant toute l'étape de visualisation des résultats, il est impossible de modifier le modèle

(géométrie, connectivité, matériaux, appuis, charges, etc...). l'icône de verrouillage, dans la barre d'outils en haut de l'écran, est enfoncé : pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle deviendra comme suit ;

- Lors de l'exécution, **SAP 2000** crée une multitude de fichiers avec différentes extension ;
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par File puis Import ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **S2K** ;
- On peut ferrailer avec **SAP 2000**, mais suivant les règlements Américains, Canadiens, Australiens ou l'EUROCOD et non pas suivant le BAEL.

V-1- Introduction des données :

-1°- Première étape :

a) Unité : [.]

b) Géométrie de base :

- Le nombre de niveau y compris le RDC et le sous sol : 10
- Nombre de travées dans le sens X : 3
- Nombre de travées dans le sens Y : 4
- Hauteur d'étage courant, sous sol : 3.06 m
- Hauteur de RDC : 4.08 m

-2°- Deuxième étape :

Choix des sections :

➤ **Poutres :**

- Poutres principales (30 x 35)
- Poutres secondaires (25 x 30)
- Poutre palière (25x30)

➤ **Poteaux :**

- Niveau : sous sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage : (40 x 40)
- Niveau : 3^{ème}, jusqu'au 6^{ème} étage : (35 x 35)
- Niveau 7^{ème} jusqu'au 8^{ème} étage : (30 x 30)

➤ **Voile :**

Voiles longitudinaux et transversaux : $e_p = 20$ cm.

-3°- Troisième étape :

Cette étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser ;

a) Charges statiques : Définition des charges statiques :

Charges permanentes : **G**

Charges d'exploitation : **Q**

b) Définition des matériaux :

Le matériau dans notre structure est le béton armé.

Propriétés mécaniques pour le calcul :

- Masse volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Poids volumique : $25 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Module d'élasticité : $32164200 \text{ KN} / \text{m}$

- Coefficient de poisson : 0.2
- Contrainte élastique dans les aciers : 400000 KN / m²
- Résistance caractéristiques du béton : 25000 KN / m²
- Résistance du cisaillement du béton : 348000 KN / m²

c) Charges sismique :

Cas de réponse spectrale : en Algérie on considère que le spectre de réponse est le même dans les différents sens (le même dans le sens en vitesse, accélération).

Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison CQC qui tient compte de tous les modes de vibrations avec leurs coefficients de participation et qui prends en compte l'amortissement

-4°- Quatrième étape :

- a) Appuis :
- b) Les nœuds de base sont considérés comme des appuis encastres.
- c) Nœuds maitres :

Attribution des **DDL** pour les nœuds maitres :

- Une translation suivant X
 - Une translation suivant Y
 - Une rotation autour de Z
- d) Diaphragme :

Comme les charges sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'il forme un diaphragme

e) Chargement :

<i>Eléments</i>	<i>Charges permanentes</i> <i>G</i>	<i>Charges d'exploitations</i> <i>Q</i> <i>[KN/m²]</i>
<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	5.84	1.00
<i>Plancher d'étage courant</i>	5.5	1.50
<i>Balcon</i>	5.55	3.5
<i>Porte a faux</i>	5.55	3.50
<i>Escalier</i>	<i>G palier=6.24</i> <i>G volée=9.72</i>	2.50
<i>Acrotère</i>	1.68	1

Tableau. V.1: chargement de la structure modélisée (charges permanente et charges d'exploitation)

-5°- Cinquième étape :

On introduit les combinaisons

$$\begin{array}{ll} \mathbf{BAEL\ 91} : & 1.35G + 1.5Q \quad (\text{l'ELU}) \\ & G + Q \quad (\text{l'ELS}) \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \mathbf{RPA\ 2003} : \quad G+Q\pm E \\ \quad \quad \quad 0.8G\pm E \\ \quad \quad \quad G+Q\pm 1.2E \end{array}$$

- 6° - Sixième étape :

Avant d'exploiter les résultats se robot on doit vérifier les conditions suivantes.

Vérification des résultats de robot autodesk, selon le RPA (2003) :

a) Modes de vibration :

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ✓ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✓ Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

Nota :

On passe à la vérification de la deuxième condition suivant le **RPA 99 version 2003** (Article 4.3.4 « page 48 ») pour la vérification de la condition de la participation massique :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{T} = 10 ; \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

On prend $K = 11$ modes ; avec $T_K = T_{11} = 0.100\text{s}$

- ✓ Dans notre cas on doit considérer **11** modes de vibration.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1,224	0,817	76,215	1,149	0,003	76,215	1,149	0,003	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 2	1,325	0,755	77,831	38,664	0,003	1,616	37,515	0,000	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 3	1,557	0,642	77,864	77,898	0,003	0,033	39,234	0,000	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 4	3,714	0,269	88,364	78,717	0,023	10,500	0,819	0,020	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 5	3,866	0,259	90,208	82,198	0,028	1,844	3,481	0,005	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 6	4,852	0,206	90,275	90,470	0,028	0,067	8,272	0,000	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 7	6,651	0,150	90,527	91,271	0,029	0,252	0,801	0,001	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 8	7,045	0,142	93,512	91,289	0,034	2,985	0,018	0,004	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 9	7,322	0,137	93,520	91,289	0,239	0,009	0,000	0,205	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 10	9,319	0,107	93,565	93,769	0,239	0,045	2,480	0,001	3020038,691	3020038,691	3020038,691
3/ 11	10,008	0,100	93,644	93,769	61,249	0,079	0,000	61,010	3020038,691	3020038,691	3020038,691

b) Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le **RPA 99** (article 4 -2 -4. Page 31), la période empirique peut être calculée comme suit :

$$\checkmark T = C_T (h_N)^{3/4} ;$$

Avec :

h_N : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau ; $h_N = 31.620$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0.05$ (tableau 4.6 du RPA)

D'où : $T_1 = 0.866$ s > $T_{ROB} = 0.817$ s

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule suivante :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$T = 1.3 \times 0.866 = 1.125$ s > $T_{ROB} = 0.817$ s

Conclusion:

La condition est vérifiée.

V-2- Vérifications du RPA :

Introduction :

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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 déterminées par la méthode statique équivalente V_{statiq} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

On doit aussi vérifier que les déplacements inter étages sont acceptables et que les effets du **2^{ème} ordre** (ou effet P - Δ) sont négligeables.

-1^o- Vérification de l'effort tranchant à la base :

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A}{R} W$$

- A = 0.15
- R = 5 (structure mixte avec interaction)
- W = 30200 ,38KN (poids total de la structure)
- Q : facteur de qualité ; il est fonction de :
 - Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
 - La régularité en plan et en élévation ;
 - La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ (formule 4 – 4 RPA page 29)

P_q : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	Pq	Observé ou non	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2. Redondance en plan	oui	0.00	oui	0.00

3. Régularité en plan	oui	0.00	oui	0.00
4. Régularité en élévation	oui	0.00	oui	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	non	0.05	non	0.05
6. Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
Somme		1.1		1.1

$$W = \sum \quad \text{et} \quad = \quad +$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitations.

: Coefficient de pondération avec : = **0.2** donné par le tableau (4. 5) du RPA

D : (facteur d'amplification dynamique).

W est donné par le **ROBOT** comme suit :

Application numérique :

$$V = 1524.81 \text{ KN}$$

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1157,229	576,058	782,484	21,370	163,886	203,353

$$V_{X \text{ dyn}} = 1245.2 > 80 \% V = 1219.48 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 1220.058 > 80 \% V = 1219.48 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par les combinaisons des valeurs modales est inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V**.

-2°- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$u_k = R \times e_k \text{ (article 4.4.3 à l'âge 37 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = u_k - u_{k-1}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% h_e$ (RPA 99 article 5.10).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv			Δ	Δ	1% h_e	vérification
10	3.248	1.813	0.194	0.09	3.06	vérifiée
09	3.054	1.723	0.237	0.116	3.06	vérifiée
08	2.817	1.607	0.265	0.133	3.06	vérifiée
07	2.550	1.474	0.309	0.168	3.06	vérifiée
06	2.241	1.312	0.348	0.189	3.06	vérifiée
05	1.893	1.123	0.37	0.206	3.06	vérifiée
04	1.523	0.917	0.348	0.189	3.06	vérifiée
03	1.175	0.728	0.367	0.205	3.06	vérifiée
02	0.808	0.523	0.408	0.288	3.06	vérifiée
01	0.400	0.235	0.400	0.235	3.06	vérifiée

Tableau. V.2: calcul des déplacements

Conclusion :

Les déplacements de la structure sont admissibles.

-3°- Justification de l'interaction portiques – voiles :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par ROBOT AUTODESK.

Sens x – x :

Effort repris par les voiles = 18.33%

Effort repris par les portiques = 81.67 %

Sens y – y :

Effort repris par les voiles = 13%

Effort repris par les portiques = 87%

Conclusion :

D'après le RPA 99 (art 3.4.4.a) les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre structure est contreventée par voiles.

Conclusion :

Les exigences du **RPA** ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

VI-1-Ferraillage des portiques :

VI-1-1-Ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{matrix} \text{ELU} \\ 0,8G \pm E \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Aux appuis}$$

$$1,35G + 1,5Q \longrightarrow \text{En travées}$$

1°. Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

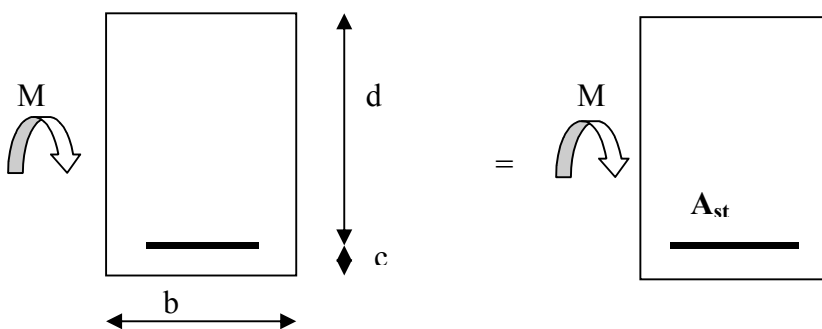
$$\mu = \frac{M}{f_c b d^2}$$

Avec : $f_{bu} = \frac{f_c}{\gamma} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \sigma}$$

Avec : $\sigma = 348 \text{ MPa}$

$\beta = 1,5 \rightarrow$ Cas général.

$\beta = 1,15 \rightarrow$ Cas accidentel.

$f_e=400\text{MPa}$

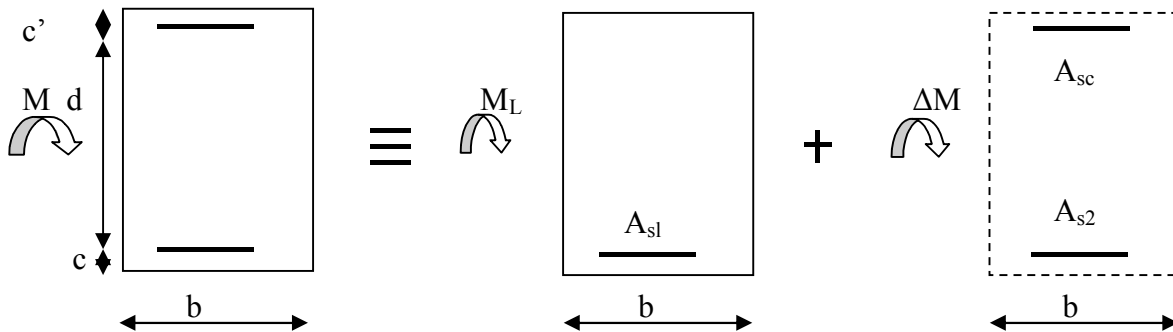
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_t = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M}{\beta \times \sigma} + \frac{\Delta M}{(\sigma') \sigma} \text{ avec: } \sigma = \dots$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(\sigma') \sigma}$$

Remarque :

En situation courante :

$$\left. \begin{matrix} =1,15 \\ =1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f = 14,2\text{MPa} ; \sigma = 348\text{MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{matrix} =1 \\ =1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f = 18,48\text{MPa} ; \sigma = 400\text{MPa}$$

Recommandation du RPA :

a-Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min} = 0,5\% b h$ dans la section.

-Poutres principales de (30×35) : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

-Poutres secondaires de (25×30) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3.75\text{cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

Poutres principales de (30×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires de (25×30) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$$

b-Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \text{ En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens y-y :

En travée :

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
S-S	ELU	20.513	0,0442	SSA	0,978	1.82	5.25	3HA14+2HA12	6.19
RDC	ELU	15.764	0,0339	SSA	0,980	1.4	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE1	ELU	9.714	0,0209	SSA	0,989	0.85	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE2	ELU	10.283	0,0221	SSA	0,989	0.9	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE3	ELU	11.152	0,0240	SSA	0,988	0.98	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE4	ELU	11.414	0.0246	SSA	0,976	1.01	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE5	ELU	11.653	0,0251	SSA	0,987	1.02	5.25	3HA14+2HA12	6.19

ETAGE6	ELU	12.241	0,0263	SSA	0,987	1.07	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE7	ELU	12.664	0,0272	SSA	0,986	1.11	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE8	ELU	7.200	0,0155	SSA	0,992	0.63	5.25	3HA14+2HA12	6.19

Tableau.VI.1: Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
S-S	ELU	40.152	0.0865	SSA	0,954	3,66	5.25	3HA14+2HA12	6.19
RDC	ELU	20.294	0,0435	SSA	0,978	1.79	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE1	ELU	19.582	0,0423	SSA	0,979	1.74	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE2	ELU	24.105	0,0519	SSA	0,973	2.15	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE3	ELU	25.816	0,0556	SSA	0,971	2.31	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE4	ELU	26.225	0,0565	SSA	0,971	2.35	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE5	ELU	26.595	0,0568	SSA	0,971	2.38	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE6	ELU	27.634	0,0595	SSA	0,969	2.48	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE7	ELU	27.634	0,0595	SSA	0,969	2.48	5.25	3HA14+2HA12	6.19
ETAGE8	ELU	21.158	0,0456	SSA	0,976	1.88	5.25	3HA14+2HA12	6.19

Tableau VI.2: Ferrailage des poutres principales à L'ELU (aux appuis)

2. Sens x-x: Les poutres secondaires

En travée :

Niveau	comb	M_{max} (KNm)	μ	obs	β	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée
S-S	ELU	3.891	0,0139	SSA	0,993	0.4	3,75	3HA14	4 .62
RDC	ELU	4.541	0,0163	SSA	0,991	0.47	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE1	ELU	4.039	0,0145	SSA	0,992	0.41	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE2	ELU	4.455	0,0160	SSA	0 ,992	0.46	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE3	ELU	4.435	0,0159	SSA	0,992	0.45	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE4	ELU	4.042	0,0145	SSA	0,992	0.41	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE5	ELU	4.043	0,0145	SSA	0,992	0.41	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE6	ELU	4.46	0,0160	SSA	0,992	0.46	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE7	ELU	4.042	0,0145	SSA	0,992	0.41	3,75	3HA14	4 .62
ETAGE8	ELU	3.957	0,0142	SSA	0,992	0.4	3,75	3HA14	4 .62

Tableau VI.3: Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niv	Comb	M _{max} (KN.m)		Obs		A _s cal (cm ²)	A _{min} cm ²	Ferrailage	Aadop (cm ²)
8em	ELU	10.631	0.038	SSA	0,981	0.7	3.75	3HA14	4.62
7em	ELU	17.734	0.063	SSA	0,967	1.5	3.75	3HA14	4.62
6em	ELU	12.992	0.046	SSA	0,967	1.4	3.75	3HA14	4.62
5em	ELU	13.056	0.046	SSA	0,967	0.8	3.75	3HA14	4.62
4em	ELU	12.110	0.043	SSA	0,978	0.7	3.75	3HA14	4.62
3em	ELU	12.147	0.043	SSA	0,978	0.6	3.75	3HA14	4.62
2em	ELU	12.174	0.043	SSA	0,978	0.6	3.75	3HA14	4.62
1er	ELU	12.210	0.043	SSA	0,978	0.9	3.75	3HA14	4.62
RD C	ELU	12.249	0.044	SSA	0,978	1	3.75	3HA14	4.62
S s	ELU	12.360	0.044	SSA	0,978	0.7	3.75	3HA14	4.62

Tableau VI.4: Ferrailage des poutres secondaires a L'ELU (aux appuis)

2°- Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

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

Poutres principales de (30×35) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 < 5.25 \text{cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

Poutres secondaires de (25×30) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.84 < 3.75 \text{cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement

égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} T_u^{\max}$: Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = \frac{74.974 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.75 \text{MPa}$.

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{99.023 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 1.41 \text{MPa}$.

C) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \tau_u^-$

$$\tau_u^- = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \tau_u^- = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 0.75 \text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 1.41 \text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

d) Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d’un appui ou existe un, M_u , ou la section (A) des armatures inferieures doit être telle

que l’on ait : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l’appui pour pouvoir équilibrer un effort

égal a $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant a droite de l’appui

étant normalement positif, si on a : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$

- Poutres principales : $74.974 - \frac{40.152}{0,9 \times 0,33} = -60.21 < 0$

- Poutres secondaires : $99.023 - \frac{29.806}{0,9 \times 0,28} = -19.25 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales : $T_u = 74.974 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 33 \times 30 \times 2,5}{1,5} = 594 \text{KN}$.

- Poutres secondaires : $T_u = 99.023\text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 28 \times 25 \times 2,5}{1,5} = 420\text{KN} .$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence :
(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

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

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

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U} = \frac{74.974 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times (3 \times 14 + 3 \times 12) \times \pi} = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U} = \frac{99.023 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times (3 \times 14 + 3 \times 10) \times \pi} = 1,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

f) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T₁₀ : $l_s = 35,25\text{cm}$.

Pour les T₁₂ : $l_s = 42,32\text{cm}$

Pour les T₁₄ : $l_s = 49,39\text{cm}$

Pour les T₁₆ : $l_s = 56,43\text{cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 10$: $l_a = 14,10\text{cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16,92\text{cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75\text{cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22,57\text{cm}$.

f) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,2 ; 2,5)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

g) Calcul des espacements :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1 \right) = \min \{ 10 ; 12 \}$

$$S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$

$$S_t = 15\text{cm}$$

h) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots + \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée}$$

3°-Vérification à l'ELS :**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 compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M _s (KN m)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	bc	obs.
S-S	5.59	6,19	0,625	0,883	27.73	30,99	1,12	15	vérifiée
RDC	11.37	6,19	0,625	0,883	27.93	63,04	2,26	15	vérifiée
ETAGE1	10.023	6,88	0,694	0,878	25.98	50,28	1,94	15	vérifiée
ETAGE2	10.005	8,01	0,809	0,871	23.76	43,46	1,83	15	vérifiée
ETAGE3	8.063	8,01	0,809	0,871	23.76	35,02	1,47	15	vérifiée
ETAGE4	8.252	8.38	0.846	0,869	23.17	35,80	1,55	15	vérifiée
ETAGE5	10.072	8,01	0,809	0,871	23.76	43,75	1,84	15	vérifiée
ETAGE6	10.151	8,01	0,809	0,871	23.76	44,09	1,86	15	vérifiée
ETAGE7	9.08	8,01	0,809	0,871	23.76	39,44	1,66	15	vérifiée
ETAGE8	5.94	8,01	0,809	0,871	23.76	25,80	1,09	15	vérifiée

Tableau VI.5: Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	M _s (KN m)	A _s adoptée	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s	σ _{bc}	bc	obs.
S-S	18.219	6,19	0,625	0,883	27.73	101.00	3.42	15	vérifiée
RDC	17.374	6,19	0,625	0,883	27.93	96.32	3.44	15	vérifiée
ETAGE1	17.240	6.88	0,694	0,878	25.98	86.48	3.32	15	vérifiée
ETAGE2	17.419	8,01	0,809	0,871	23.76	75.65	3.18	15	vérifiée
ETAGE3	18.654	8,01	0,809	0,871	23.76	81.02	3.4	15	vérifiée
ETAGE4	18.949	8,38	0.846	0,869	23.17	78.85	3.4	15	vérifiée
ETAGE5	19.215	8,01	0,809	0,871	23.76	83.45	3.51	15	vérifiée
ETAGE6	19.965	8,01	0,809	0,871	23.76	86.71	3.64	15	vérifiée
ETAGE7	20.460	8,01	0,809	0,871	23.76	88.86	3.73	15	vérifiée
ETAGE8	16.742	8,01	0,809	0,871	23.76	72.71	3.06	15	vérifiée

Tableau VI.6: Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	bc	obs.
S-S	2.845	4,62	0,66	0,887	29,25	9,074	0,25	15	vérifiée
RDC	3.251	6 ,19	0,625	0,873	24,37	9,48	0,27	15	vérifiée
ETAGE1	3.292	6 ,97	0,704	0,8835	27,94	11,95	0,34	15	vérifiée
ETAGE2	3.299	8,01	0.809	0,860	35,00	13,80	0 ,39	15	vérifiée
ETAGE3	3.302	8,01	0.809	0,860	35,00	15,86	0,45	15	vérifiée
ETAGE4	3.308	8,01	0.809	0,860	35,00	18,16	0,51	15	vérifiée
ETAGE5	3.311	8,01	0.809	0,860	35,00	18,06	0,51	15	vérifiée
ETAGE6	3.319	8,01	0.809	0,860	35,00	21,33	0,60	15	vérifiée
ETAGE7	3.323	8,01	0.809	0,860	35,00	21,72	0,62	15	vérifiée
ETAGE8	3.123	8,01	0.809	0,860	35,00	21,44	0,61	15	vérifiée

Tableau VI.7: Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	bc	obs.
S-S	7.692	4.52	0,64	0,842	16.65	72.18	4.33	15	vérifiée
RDC	12.583	4.52	0,64	0,842	16.65	118.07	7.09	15	vérifiée
ETAGE1	12.532	4.52	0,64	0,842	16.65	117.6	7.06	15	vérifiée
ETAGE2	12.297	4.52	0,64	0,842	16.65	115.39	6.93	15	vérifiée
ETAGE3	12.505	4.52	0,64	0,842	16.65	117.34	7.04	15	vérifiée
ETAGE4	12.465	4.52	0,64	0,842	16.65	116.97	7.02	15	vérifiée
ETAGE5	12.436	4.52	0,64	0,842	16.65	116.7	7.00	15	vérifiée
ETAGE6	12.313	4.52	0,64	0,842	16.65	115.54	6.93	15	vérifiée
ETAGE7	8.774	4.52	0,64	0,842	16.65	82.33	4.94	15	vérifiée
ETAGE8	8.909	4.52	0,64	0,842	16.65	83.60	5.02	15	vérifiée

Tableau VI.8: Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

4°-Vérification de la flèche :

a) Sens transversal (poutres principales) :

$$\frac{M}{x} \geq \frac{M'}{x'} ; \frac{M}{x} = 0,087 \geq \frac{M'}{x'} = 0,05 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M}{x} \geq \frac{M'}{x'} ; \frac{M}{x} = 0,108 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M}{x} \leq \frac{M'}{x'} ; \frac{M}{x} = 0,0066 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

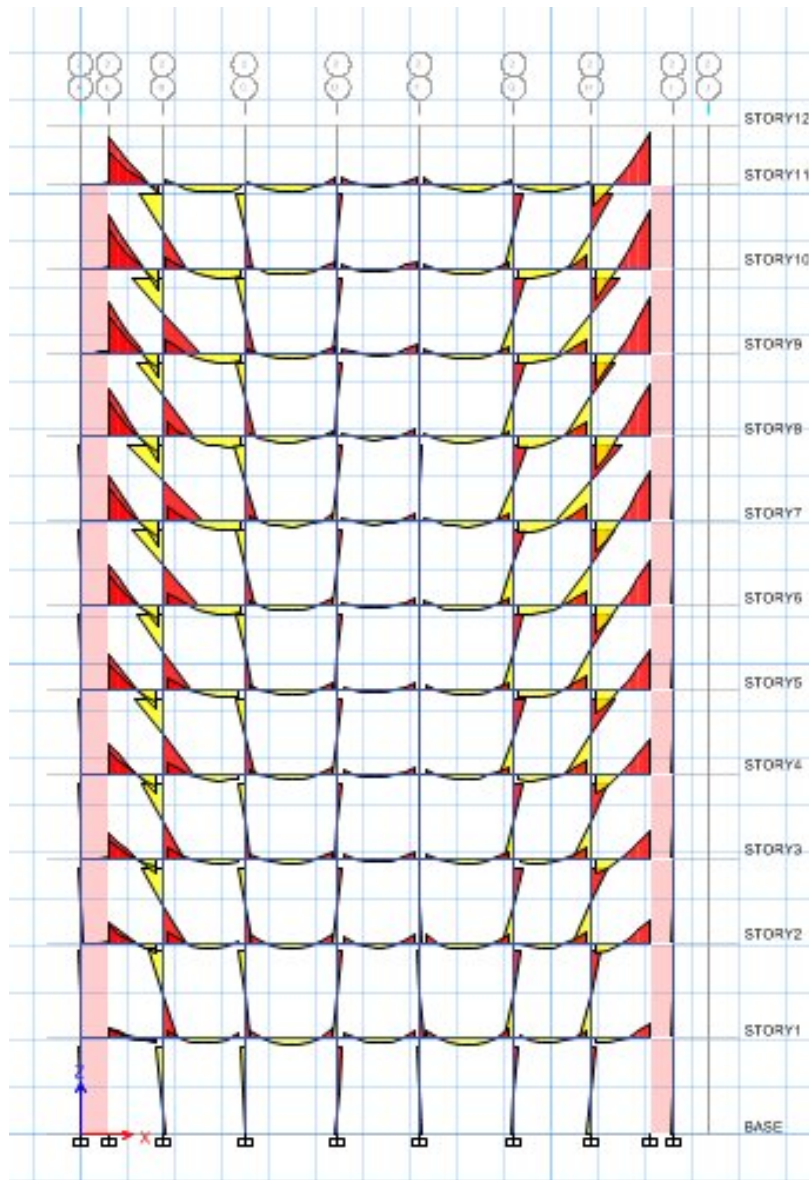


Figure VI.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe2

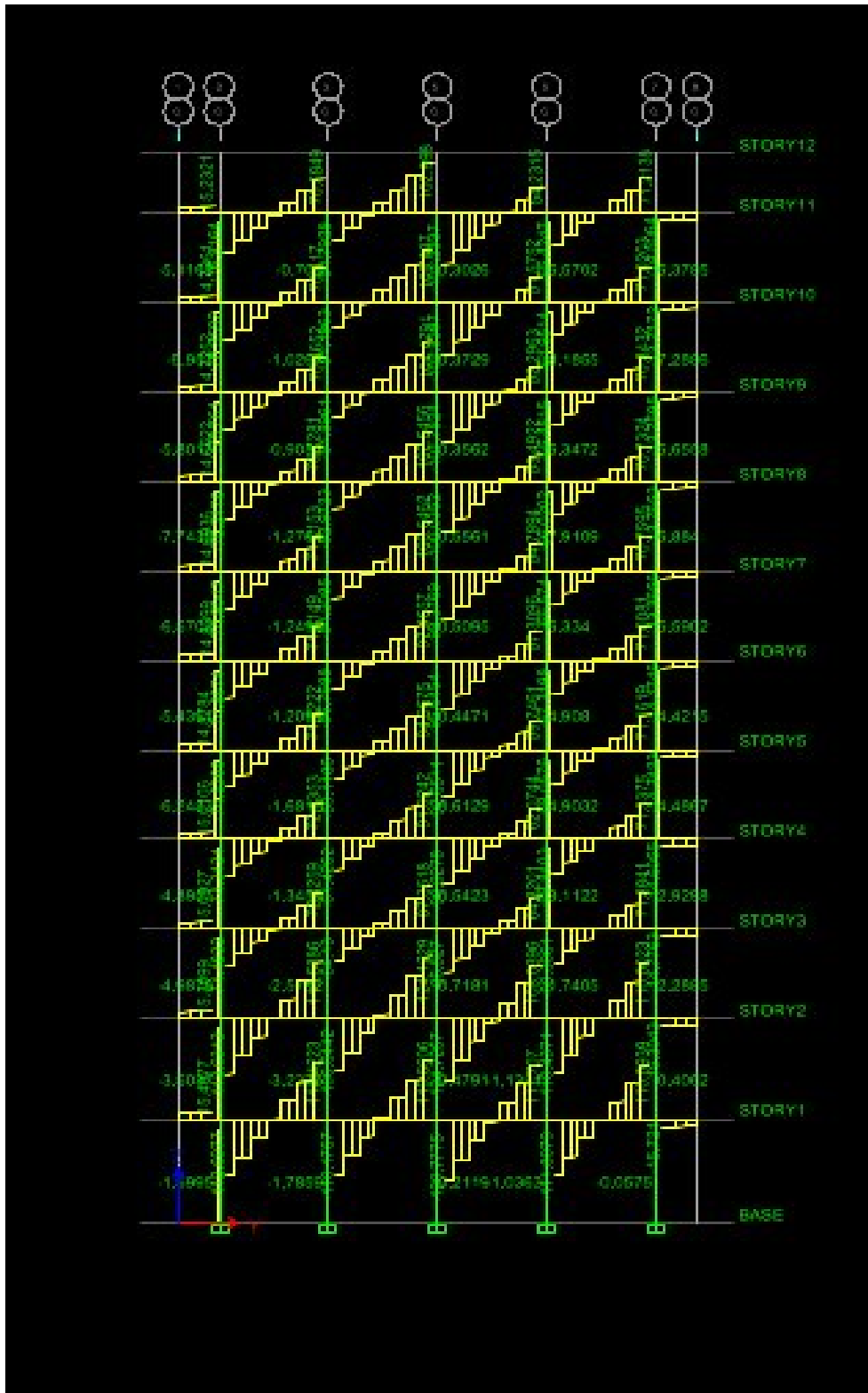


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 2

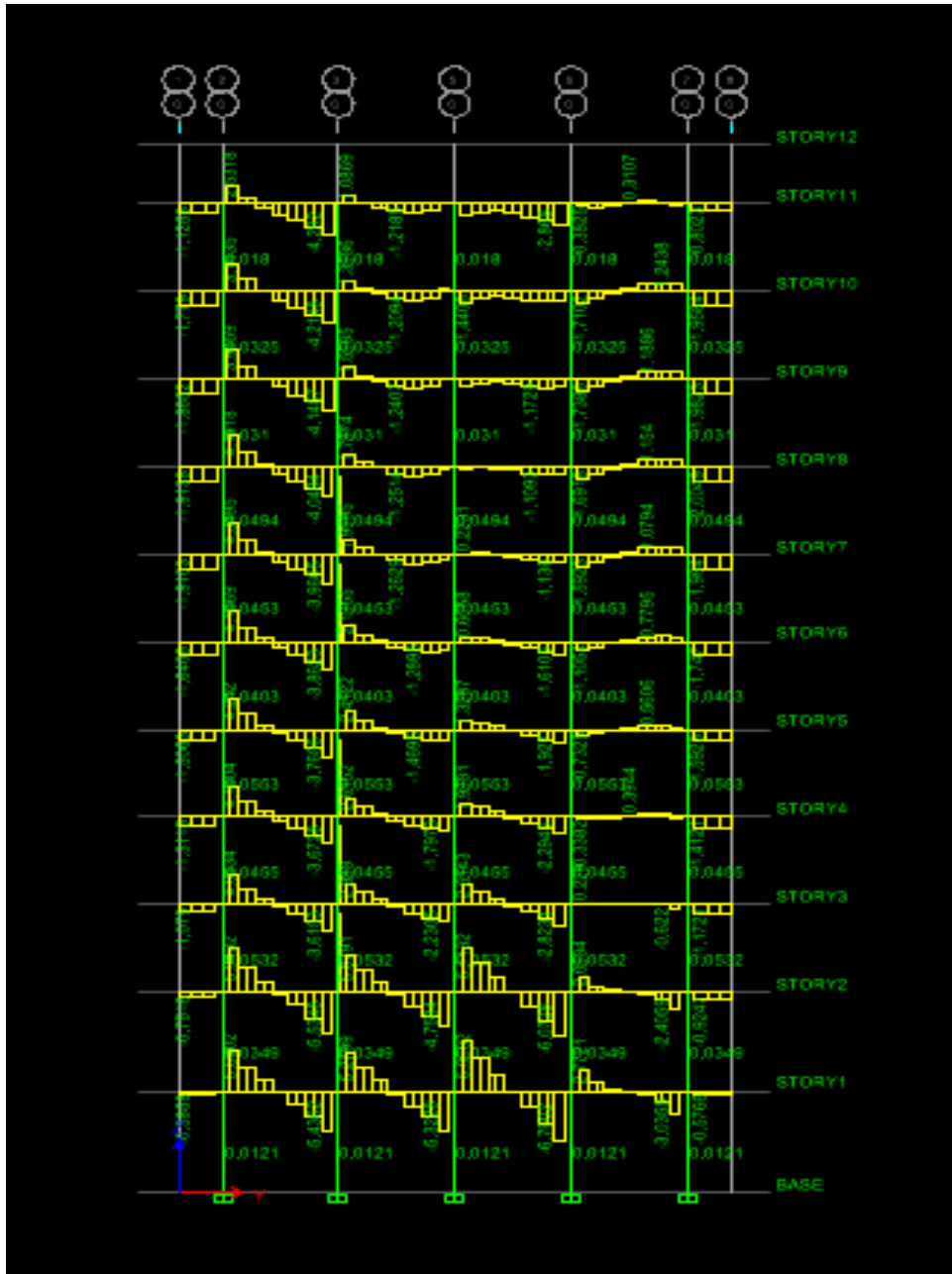


Figure VI.3: Exemple de la torsion aux appuis des poutres, axe2

VII-1- Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $G + Q \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003}$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VII-2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

-1°- Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,8\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40 × 40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 × 30) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone II)

Poteaux (40 × 40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux (35 × 35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux (30 × 30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone II)

Poteaux (40 × 40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux (35×35) : $A_{\max}=0,04 \times 35 \times 35=49\text{cm}^2$

Poteaux (30×30) : $A_{\max}=0,04 \times 30 \times 30= 36\text{cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R=40 \Phi_L^{\min}$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone II_a**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

-2°- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \text{ (BAEL 91 Art 8.1.3)}$$

Avec : **a** : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ En zone de recouvrement.}$$

-3°- 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

→Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \text{ (RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

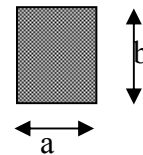
A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ **Calcul d'élancement :**(élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En %est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VII-3- Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent représenter :

-1°- Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « **N** » et « **M** » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_t \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

-1°-1- Section partiellement comprimée (SPC) :

a) Calcul de centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « C » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

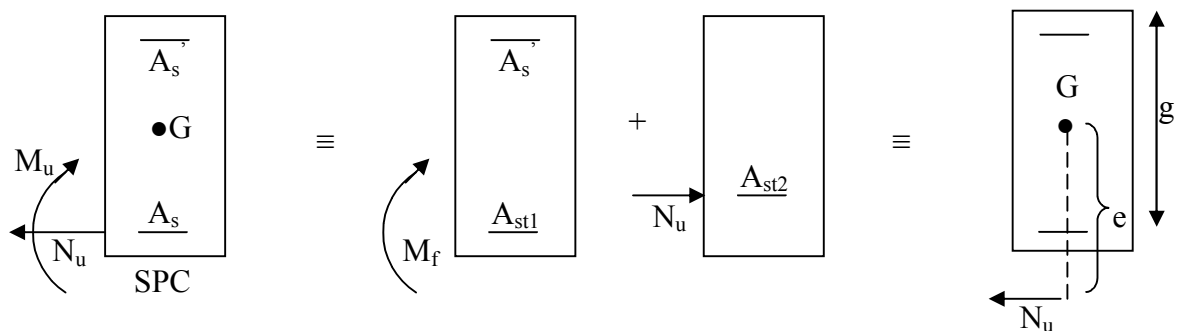
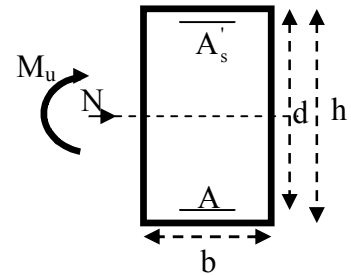
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

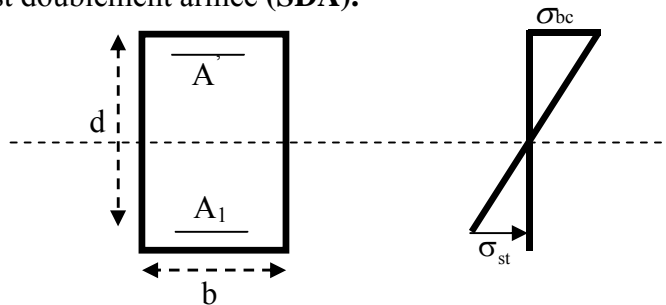
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



-1°-2- Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

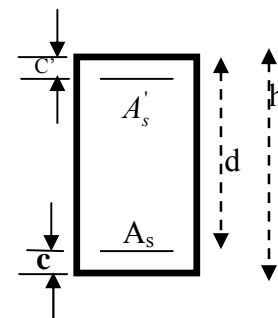
$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :



$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 < N_u (d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

VII-4-Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

-1°- Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

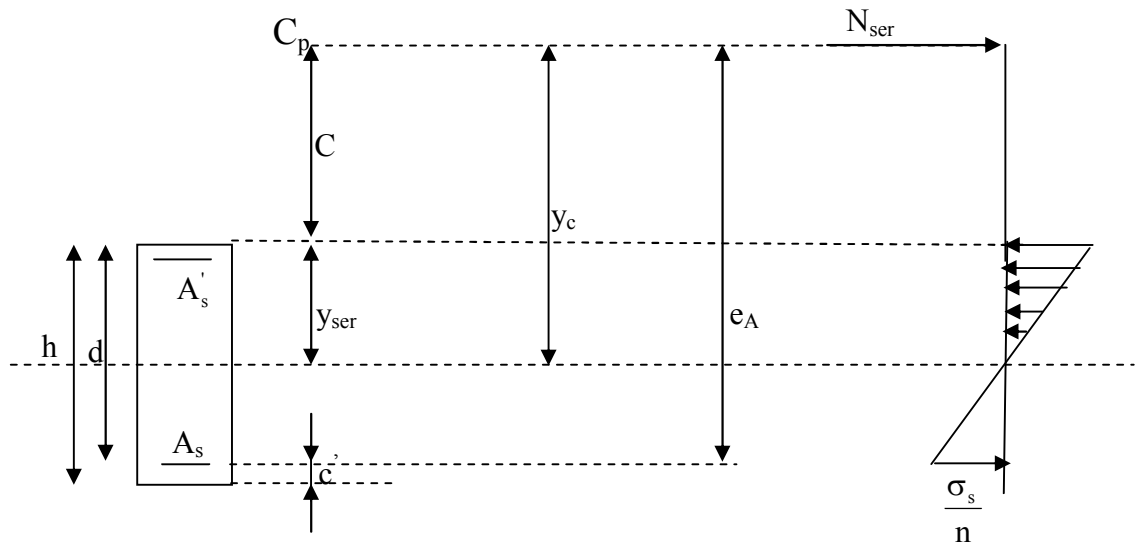
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comportée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_A$$

Avec :

e_A à le signe de N_{ser} .

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose : $y_{ser} = y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}.$$

-2° - Calcul des contraintes :

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

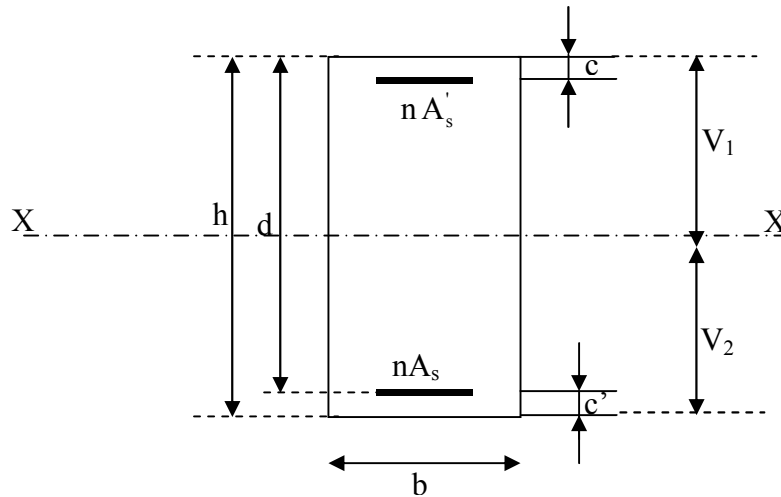
H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

-3° - Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre $\underline{\underline{c}}$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c.a.d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = Ky_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n=15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ Section entièrement comprimée :

La section total homogène est : $S = bh + n(A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A'_s(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

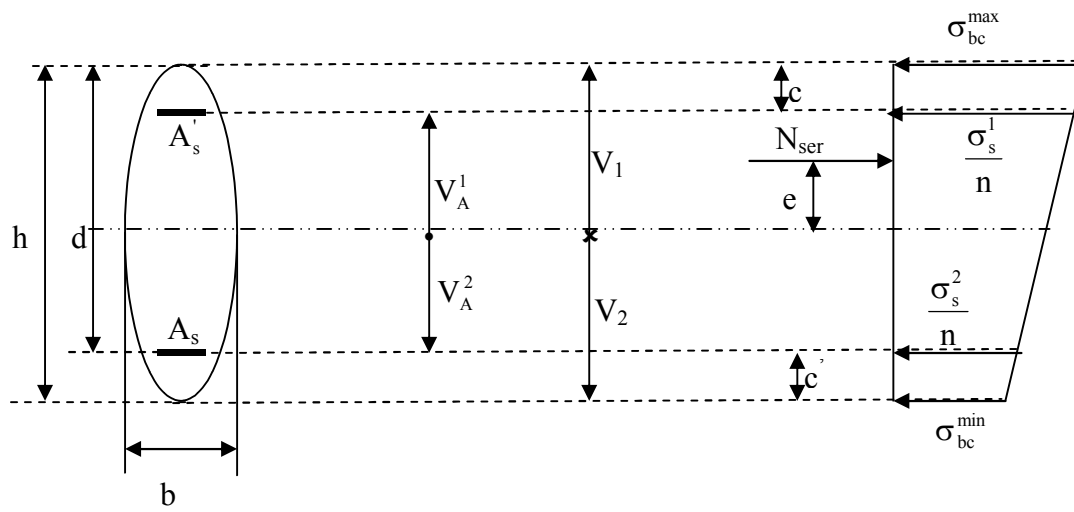
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L'ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des poteaux (40 x 40)

	Etat limite ultime					Combinaison accidentelles					A_{min} (cm ²)	$A_{dopté}$ (cm ²)	Choix Des barres	
N_{min} M_{corres}	$N_{min} = 29.560 \text{ KN}$					$N_{min} = 15.035 \text{ KN}$					12.8	14.74	3HA25	
	$M2 = 20.181 \text{ KN.m}$			$M3 = 6.187 \text{ KN.m}$		$M2 = 28.732 \text{ KN.m}$			$M3 = 0.958 \text{ KN.m}$					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.				A_s (cm)
S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00				0.00
N_{max} M_{corres}	$N_{max} = 696.53 \text{ KN}$					$N_{max} = 909.109 \text{ KN}$								
	$M2 = 0.217 \text{ KN.m}$			$M3 = 0.123 \text{ KN.m}$		$M2 = 35.785 \text{ KN.m}$			$M3 = 2.356 \text{ KN.m}$					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)		
S.P.C	0.32	0.00	S.P.C	0.00	0.03	S.P.C	0.32	0.00	S.E.C	0.00	0.00			
M_{3max} N_{corres}	$M_{3max} = 29.138 \text{ KN.m}$ $N_{corres} \rightarrow 97.838$					$M_{3max} = 166.02 \text{ KN.m}$ $N_{corres} \rightarrow 616.471$								
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)		
	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00		

➤ Ferrailage des poteaux (35x 35)

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} cm ²	$A_{dopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{min} M_{corres}	$N_{min} = 33.150$ KN						$N_{min} = 15.035$ KN						9.8	14.74	3HA25
	$M3 = 29.510$ KN.m			$M2 = 0.801$ KN.m			$M3 = 28.732$ KN.m			$M2 = 0.777$ KN.m					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
N_{max} M_{corres}	$N_{max} = 739.132$						$N_{max} = 909.109$ KN								
	$M3 = 0.400$ KN.m			$M2 = 0.132$ KN.m			35.785			$M2 = 2.659$ KN.m					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
M_{3max} N_{corres}	$M_{3max} = 40.018$ KN.m $N_{corres} \rightarrow 69.93$						$M_{3max} = 166.01$ KN.m $N_{corres} \rightarrow 616.471$								
	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)		obs.		A_s (cm)	A_s (cm)		obs.		A_s (cm)		
	S.E.C		0.00	0.00		S.P.C		0.771	0.00		0.00				
M_{2max} N_{corres}	$M_{2max} = 40.18$ KN.m $N_{corres} \rightarrow 69.934$						$M_{2max} = 98.244$ KN.m $N_{corres} \rightarrow 93.332$								
	obs.		A_s (cm)	A_s (cm)		obs.		A_s (cm)	A_s (cm)		obs.		A_s (cm)		
	S.E.C		0.00	0.00		S.P.C		6.81	0.00		0.00				

➤ Ferrailage des poteaux (30 x 30)

	Etat limite ultime						Combinaison accidentelles						A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix Des barres
N_{min} M_{corres}	$N_{min} = 0.758 \text{ KN}$						$N_{min} = 22.194 \text{ KN}$						8.08	9.42	3 HA 20
	$M2 = 5.268 \text{ KN.m}$			$M3 = 1.082 \text{ KN.m}$			$M2 = 10.377 \text{ KN.m}$			$M3 = 0.470 \text{ KN.m}$					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
S.P.C	0.03	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
N_{max} M_{corres}	$N_{max} = 139.751 \text{ KN}$						$N_{max} = 159.257 \text{ KN}$								
	$M2 = 15.442 \text{ KN.m}$			$M3 = 0.355 \text{ KN.m}$			$M2 = 38.838 \text{ KN.m}$			$M3 = 2.315 \text{ KN.m}$					
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.02	S.E.C	0.00	0.00	S.E.C	0.00	0.00				
M_{3max} N_{corres}	$M_{3max} = 15.442 \text{ KN.m} N_{corres} \rightarrow 139.75$						$M_{3max} = 38.899 \text{ KN.m} N_{corres} \rightarrow 157.169$								
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
	S.P.C	0.03	0.00	S.P.C	5.44	0.00									
M_{2max} N_{corres}	$M_{2max} = 47.813 \text{ KN.m} N_{corres} \rightarrow 158.45$						$M_{2max} = 85.306 \text{ KN.m} N_{corres} \rightarrow 16.238$								
	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)	obs.	A_s (cm)	A_s (cm)			
	S.P.C	2.24	0.00	S.P.C	8.08	0.00									

Conclusion :

On a opté pour le ferrailage suivant :

✓ **Poteaux (40x 40) : 4 HA16 + 4 HA 14**

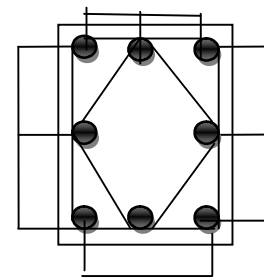
La section totale de :

$$4HA20 + 4 HA 16 = 14.19\text{cm}^2$$

est supérieur à la section minimale exigée par

✓ le RPA ($A_{smin} = 1.8 \text{ cm}^2$)

$$As_2 = 3HA25 = 14.73 \text{ cm}^2$$



$$As_3 = 3HA25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$As_3 = 3HA25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 3HA25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

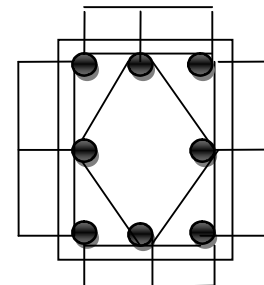
✓ **Poteaux (35x 35) : 8HA 14**

La section totale de 3HA 25 = 14.73 cm²

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{smin} = 9.8 \text{ cm}^2$)

$$As_3 = 3HA25 = 14.73$$



$$As_3 = 3HA25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 3HA25 = 14.73 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 3HA20 = 9.42 \text{ cm}^2$$

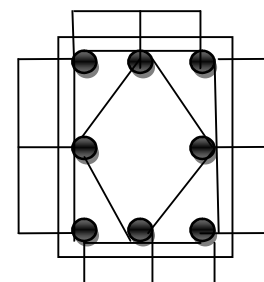
✓ **Poteaux (30 x 30) : 8HA 12**

La section totale de 3HA 20 = 9.42 cm²

est supérieur à la section minimale exigée par

le RPA ($A_{smin} = 7.2 \text{ cm}^2$)

$$As_3 = 3HA20 = 9.42 \text{ cm}^2$$



$$As_3 = 3HA20 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 3HA20 = 9.42 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$\bar{\sigma}_{st}$: 348 MPa (contrainte admissible de l'acier)

$\bar{\sigma}_b$: 15 MPa (contrainte admissible du béton)

Le calcul des contraintes su béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3 – 3 et 2 – 2.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

✓ **Poteaux (40 x 40) :**

Sens 3 – 3 :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
N _{max} → M _{3coores} 7	532.07	0.095	5.56+5.56	2.94	44.1	2.93	43.9
N _{min} → M _{3coores}	23.941	0.577	5.56+5.56	0.17	2.53	0.93	1.43
M _{3 max} → N _{corres} 8	446.89	15.942	5.56+5.56	3.61	52.4	1.35	21.9

Sens 2 – 2 :

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₂ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
N _{max} → M _{2coores} 7	532.07	0.290	5.56+5.56	2.96	44.3	43.8	2.91
N _{min} → M _{2coores}	23.941	21.314	5.56+5.56	2.23	28	0	-71
M _{2 max} → N _{corres}	50.621	28.968	5.56+5.56	3.11	39.7	0	-85.9

✓ **Poteaux (35 x 35) :**

Sens 3 – 3 :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
N _{max} → M _{3coores}	306.96 8	4.492	4.62+4.62	2.64	38.8	1.71	26.5
N _{min} → M _{3coores}	61.818	5.539	4.62+4.62	1.02	14.3	0	-1.49
M _{3 max} → N _{corres}	157.51 1	14.028	4.62+4.62	2.6	36.4	0	-3.62

Sens 2 – 2 :

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₂ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
N _{max} → M _{2coores}	306.96 8	2.823	4.62+4.62	2.47	3.65	1.89	28.8
N _{min} → M _{2coores}	61.818	1.581	4.62+4.62	0.6	8.75	0.28	4.41
M _{2 max} → N _{corres}	246.57 9	12.867	4.62+4.62	3.08	43.9	0.42	8.58

✓ Poteaux (30x 30) :

Sens 3 – 3 :

Combinaison	N (KN)	M ₃ (KN.m)	As ₃ (cm ²)	σ_{bs} (MPa)	σ_{ss} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	σ_{si} (MPa)
N _{max} → M _{3coores}	100.85 0	11.146	3.39+3.39	3.05	41.2	0	-18.9
N _{min} → M _{3coores}	0.371	3.793	3.39+3.39	0.92	10.3	0	-34
M _{3 max} → N _{corres}	100.85 0	11.146	3.39+3.39	3.05	41.2	0	-18.9

Sens 2 – 2 :

Combinaison	N (KN)	M ₂ (KN.m)	As ₂ (cm ²)	σ _{bs} (MPa)	σ _{ss} (MPa)	σ _{bi} (MPa)	σ _{si} (MPa)
N _{max} → M _{2coores}	100.85 0	5.399	3.39+3.39	1.87	26.2	0.08	2.96
N _{min} → M _{2coores}	0.371	3.345	3.39+3.39	0.77	8.72	0	-28.6
M _{2 max} → N _{corres}	48.397	6.060	3.39+3.39	1.64	21.9	0	-13.4

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII-5-Recommandations et exigences du RPA99 :

-1°-Le pourcentage maximal :

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement(ZR).} \end{array} \right.$

Niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adopté (cm)	A _{max} (ZC)	A _{max} (ZR)	Observation
S/S, RDC, 1 et 2	40×40	14.73	64	96	<i>vérifiée</i>
3, 4, 5 et 6	35×35	14.73	49	73.5	<i>vérifiée</i>
7 et 8	30×30	9.42	36	54	<i>vérifiée</i>

-2°-Armatures transversales :

(Exemple de calcul pour le **RDC**)

-3°-Diamètre des aciers :

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{18}{3} = 6mm.$$

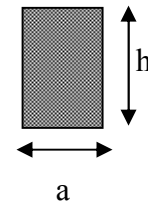
- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8mm$.
- Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 8$ ($A_t = 2,01cm^2 = 4HA8$)

-4°-espacement des diamètres: (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 30cm, a + 10cm) = \min(15 \times 1.2, 30cm, 30 + 10cm).$$

$$S_t \leq 18cm.$$

Avec : **a** : Le plus petit des côtés pour les poteaux.



-5°-Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1.2, 15cm) = 12cm.$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18cm.$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

$$\rightarrow \text{En zone nodale } S_t = 10cm.$$

$$\rightarrow \text{En zone courante } S_t = 15cm.$$

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en U superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ **Poteaux de S/SOL et RDC :**

$$h' = \max(-; h; ; 60) = \max(-; 40; 40; 60) = 68$$

$$\text{Soit } h' = 70 \text{ cm}$$

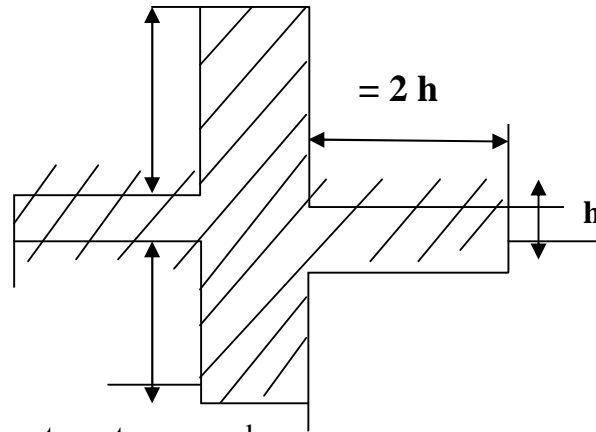
Soit 7 cadres espacés de 10 cm.

➤ Poteaux d'étage courant:

$$h' = \max (— ; h ; ; 60) = \max (— ; 40 ; 40 ; 60) = 60$$

Soit $h' = 60$ cm

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



-6°-Vérification de la quantité d'armatures transversales:

(RPA99/Art7.4.22)

$$\lambda_g = \frac{0,7L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856m.$$

Tel que « **b** » :est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement.

« L_0 » : longueur de flambement.

-7°-Vérification de l'effort tranchant_ (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa$$

Avec : $f_{c28}=25MPa$.

$$\text{Et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b 0,04 \end{cases}$$

-8°-Armatures transversales et vérification au cisaillement :

(RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_t V_u}{h_e f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_e : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à **2.50** si l'élanement géométrique λ_g dans la section considérée est supérieur ou égale à **5** et à **3.75** dans le cas contraire.

t :Espaceement des armatures transversales.

NIV	V_u (KN)	λ_g	ρ_a	b (cm)	h (cm)	ρ_b	A_t (cm ²)	A_t (min)	A_{ad} pt	S_t (cm)	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	OBS.
S/S RDC 1et 2	34.34	7.14	2,5	40	40	0,075	1,05	2.02	2,01	Z N (St = 10 cm) ZC (St = 15 cm)	0,233	1,875	Vérifiée
3, 4 5et 6	29.09	6.12	2,5	35	35	0,075	0.891	1,8	2,01		0,328	1,875	Vérifiée
7et8	23.05	7.14	2.5	30	30	0.075	0.706	1.57	2.01		0.278	1,875	Vérifiée

-9°-Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)

$L_R=40 \Phi$ (FeE400, $\Psi_s \geq 1,5$)

→ $L_R = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$.

→ $L_R = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$.

VIII-I-Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales (G+Q) et autres horizontales(E) dues aux séismes .le calcul des armatures se feront en flexion composée avec un effort tranchant et selon les différentes combinaisons exigées par le RPA et le BAEL.

$$\begin{array}{l}
 \text{Par le RPA 99 version 2003 :} \\
 0,8G \pm \\
 \text{Par le BAEL 91 modifié 99 :}
 \end{array}
 \left\{ \begin{array}{l}
 \pm 0,8 \pm \\
 1,35G + 1,5 \\
 G + Q
 \end{array} \right.$$

Pour faire face aces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures transversales
- Armatures verticales
- Armatures horizontale

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en trois zones :

Zone I : sous-sol, RDC, 1^{er} étage et 3^{eme} étage

Zone II : 4^{eme} étage, 5^{eme} étage et 6^{eme} étage

Zone III : 7^{eme} étage et 8^{eme} étage

❖ **Les exigences du RPA 99 version 2003 :**

- Les armatures horizontale et verticale :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles est donné comme suit :

Selon le RPA99 :

- Globalement dans la section du voile 0,15% bh
- en zone courante 0,10% bh

Selon le BAEL99 : $AH \geq$ — Avec : AH : section d'armatures transversales

Av : section d'armatures verticales

bh : section du béton des voiles(120× 20 = 2400)

Les armatures horizontales doivent entre munie de crochets a 135°, ayant une longueur de 10Øet déposée de manière a ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

- Les armatures transversales :

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont le rôle est d'empêcher le flambement de ces dernières. Selon le RPA 99 (Art 7.7.4.3) , il faut disposer au moins quatre (4) épingles par mètre carré.

- Les armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V_u}{f_{td}} \quad \text{Avec} \quad f_{td} = 1,4 \times f_{ct}$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- Les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité de voile un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à 4T10 (des armatures de traction) , ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieure à l'épaisseur du voile

- Disposition constructives (Art 7.7.4.3 RPA99) :

- Les espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur ou égale à la plus petites des deux valeurs suivantes : $S_t \leq 1,5e_p$ Avec e_p : épaisseur du voile. 30cm

Aux extrémités, l'espacement des barres doit être réduit de moitié 1/10 de la longueur du voile.

- le diamètre maximal :

Le diamètre maximal des barres horizontales et verticales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varnothing = \frac{e_p}{10} = 20 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

Elle doit être égale à :

40 \varnothing pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20 \varnothing pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

❖ Vérification :

- ✓ L'état limite de compression du béton (à l'ELS) :

$$\checkmark \quad = \frac{\quad}{\quad} \leq \quad = 0,6 \quad 28 = 15$$

Avec : Ns : effort normal de service.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

✓ La contrainte de cisaillement :

a) Selon (Art 7.7.2 RPA 99 version 2003) :

$$= \frac{\quad}{\quad} = \frac{\quad}{\quad} \leq \quad = 0,2 \quad 28 = 5 \quad \text{Avec : } V = 1,4T$$

Et : d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

e : épaisseur du voile.

T : effort tranchant.

b) Selon (Art A.5.1.1BAEL91modifié99) :

$$= \frac{\quad}{\quad} \leq \quad = \{ 0,13fc28, 5Mpa \} = 3,25Mpa.$$

Les différents calculs des armatures que Robot nous à donnés sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Voiles	Zone		/ (Par nappe)		/ (Par nappe)		/			
VL	(I)	3	7T16 =14.07	15	5T12=5.65	25	4épingle s en T8	4T14=6.16	4T1= 60 3.14	
	(II)		7T16 =14.07		5T12=5.65					
	(III)		7T16 =14.07		5T12=5.65					
VT	(I)	3	7T16 =14.07	15	5T12=5.65	25	4épingle s en T8	4T12=4.52	4T1= 50 3.14	
	(II)		7T16 =14.07		5T12=5.65					
	(III)		7T16 =14.07		5T12=5.65					

❖ Les différentes vérifications à l'ELS sont résumées dans le tableau suivant:

Voiles	Zone	Ns	Effort tranchant Tu	[]	[]	[]	[]	[]	[]
VL	(I)	459	21.3	0.054	5	0.01	3.25	2.016	15
	(II)	246.81	18.56	0.047		0.074		1.19	
	(III)	121.14	18.22	0.046		0.073		0.54	
VT	(I)	405.23	28.609	0.071		0.011	3.25	1.83	15
	(II)	239.4	31.20	0.079		0.012		1.08	
	(III)	118.54	33.61	0.085		0.013		0.53	

Toutes les conditions sont vérifiées

NOTE :

Pour le ferrailage des poteaux aux extrémités des voiles, on adopte la section maximale entre la section de ferrailage des poteaux et la section de ferrailage des potelets.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie Supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

XI-1- Introduction :

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auxquelles elles transmettent les charges et les surcharges de la superstructure; cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur les poteaux ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux ou puits). Leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On distingue deux types de fondations:

- ① *Les fondations superficielles*: Elles sont utilisées quand le sol a une bonne capacité portante, les efforts sont transmis directement au sol (cas des semelles filantes et des radiers).
- ② *Les fondations profondes*: Ce type de fondations est utilisé quand le sol a une faible capacité portante.

XI-2- Etude du sol: La valeur de la contrainte admissible du sol est déterminée à partir des essais in-situ effectués par un laboratoire de mécanique des sols, elle est de $\sigma_{ad} = 0.75 \text{ MPA}$ sur une profondeur de 2m, en plus l'absence de la nappe phréatique, donc pas de risque de la remontée des eaux

Choix de type de fondation :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain, ce choix est défini par:

- La stabilité de l'ouvrage.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie.

XI-3-dimensionnement et ferrailage des fondations

1°- Les combinaisons de charges :

Dimensionnement : ELS : +

$$\left. \begin{array}{l} + 1.2 \pm \\ \text{RPA } 0.8 \pm \end{array} \right\} \text{ Ferrailage : ELU : } 1.35 + 1.5$$

2°-Les réactions d'appuis :

a) à la base des poteaux:

	Efforts		[]	Combinaisons
Dimensionnement	N[KN]	529.27	0.75	ELS
	M[KN.m]	5.41		
Ferrailage	N[KN]	735.26		ELU
	M[KN.m]	8.89		

b) à la base des voiles :

	Voiles	N[]	M[.]	[]	Combinaisons
Dimensionnement	VL	776.517	3.58	0.75	ELS
	VT	795.085	3.59		
Ferrailage	VL	1078.74	4.97		ELU
	VT	1104.93	4.99		

3°-Le dimensionnement

- Les semelles sous poteaux :

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

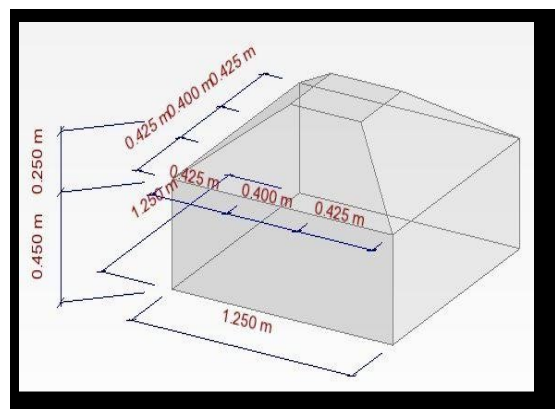
: Effort normal agissant sur la semelle à l'ELS.

× : Dimension de la semelle.

: Contrainte admissible du sol.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$



FigXI-1-Les dimensions de La semelle isolée

$$D'où \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 529.27 \text{ KN} \quad , \quad \sigma_{sol} = 750 \text{ KN} / m^2 \quad \Rightarrow \quad B = 1.25 \text{ m}$$

On prend : = = 1.25 .

SI $e_0 \leq - \rightarrow A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} (1+3 -)$ La répartition des contraintes est trapézoïdale.

SI $e_0 \geq - \rightarrow A \times B \leq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} (1+3 -)$ La répartition des contraintes est triangulaire. 3

$$e_0 = - = \frac{5.41}{549.27} = 0.0098$$

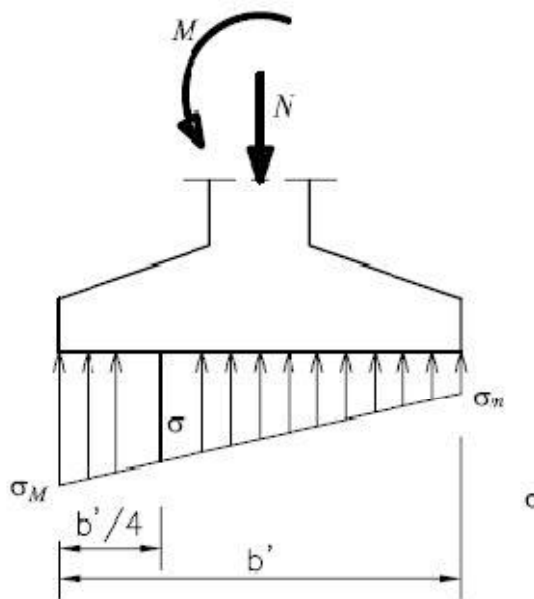
$$e_0 = 0.0098 < \frac{B}{6} = 0.2m$$

trapézoïdale.

Donc la répartition des contraintes est

$$\times = 1.56m^2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} (1+3 -) = \frac{549.27}{750} (1+3 -) = 0.74m^2$$

Donc les dimensions qu'on a choisit sont correctes.



FigXI-2-Répartition des Contraintes.

Condition de rigidité :

- Hauteur utile (d) :

$$\frac{A - a}{4} = \frac{125 - 40}{4} = 21.25m \leq B - b \rightarrow \frac{125 - 40}{4} \leq d \leq 125 - 40 = 85$$

21.25 ≤ ≤85 → On prend =60 .

- Hauteur totale (h) :

$$h = +5 = 60+5=65$$

- Les semelles filantes sous voiles:

Sens longitudinal :

$$\times 1 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \geq \frac{776.517}{750} = 1.03$$

On prend : $\gamma = 1.10$.

- ❖ Vérification :

$$0 = \frac{3.58}{776.51} = 0.0046 \text{ m}$$

$$0 = 0.004 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.18 \text{ m}$$

Donc la répartition des contraintes est trapézoïdale.

$$\times 1 = 1.1 \quad 2 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \left(1 + 3 \frac{0.004}{1.1} \right) = \frac{776.517}{750} \left(1 + 3 \frac{0.004}{1.1} \right) = 1.04$$

→ Donc les dimensions qu'on a choisit sont correctes.

- ❖ Condition de rigidité

Hauteur utile (d) :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow \frac{110-20}{4} \leq d \leq 110-20$$

$$22.5 \leq d \leq 90 \rightarrow \text{On prend } d = 50 \text{ .}$$

- Hauteur totale (h) :

$$h = +5 = 50+5=55$$

- Sens transversal:

$$\times 1 \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \rightarrow \geq \frac{795.085}{750} = 1.06$$

On prend : $\gamma = 1.10$.

- ❖ Vérification :

$$0 = \frac{3.59}{795.085} = 0.004 \text{ m}$$

$$0 = 0.004 \leq \frac{B}{6} = \frac{1.1}{6} = 0.18 \text{ m}$$

Donc la répartition des contraintes est trapézoïdale.

$$\times 1=1.1 \quad 2 \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} (1+3 \text{---}) = \frac{795.085}{750} (1+3 \frac{0.004}{1.1}) = 1.07$$

→Donc les dimensions qu'on a choisit sont correctes.

❖ **Condition de rigidité :**

Hauteur utile (d) :

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow \frac{110-20}{4} \leq d \leq 110-20$$

$$22.5 \leq d \leq 90 \rightarrow \text{On prend } d = 50$$

- Hauteur totale (h) :

$$h = d + 5 = 50 + 5 = 55$$

4) Calcul des surfaces :

- Surface du bâtiment :

$$S_{bat} = 11.40 \times 13.44 = 153.216 \text{ m}^2$$

- Surface des semelles sous poteaux :

$$S_{poteaux} = 20 \times 1.25 \times 1.25 = 31.25 \text{ m}^2$$

- Surface des semelles filantes sous voiles :

$$S_{voiles} = 1.1 \times 1.2 \times 10 = 13.2 \text{ m}^2$$

$$S_{sem} = S_{poteaux} + S_{voiles} = 31.25 + 13.2 = 44.45 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{sem}}{S_{bat}} \times 100 = \frac{44.45}{153.216} \times 100 = 29\%$$

Conclusion :

La surface des semelles occupent moins de 50% de la surface du sol d'assise, donc on se dispense du radier général (semelles isolées sous poteaux et semelles filantes sous voiles).

5°-**Le ferrailage (méthode des bielles) :**

a) **Les semelles isolées :**

▪ *Parallèle à A :*

$$A_s = 1528.61 \text{ cm}^2, \quad A_{s,bielle} = 21.92 \text{ cm}^2$$

$$0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{8.89}{735.26} = 1.2 \text{ cm} < \frac{A}{6} = 20.8 \quad (\text{La résultante est dans le noyau central})$$

$$0 = 1.2 \text{ cm} < \frac{A}{24} = 5$$

Donc on utilisera la méthode des bielles → les armatures ont la formule suivante :

$$= \frac{Nu(A-a)}{8 \times d \times \alpha \times \sigma_s} = \frac{735.26(1.25-0.4)}{8 \times 0.6 \times 348} \times 10 = 4.74 \text{ cm}^2$$

On adopte $a = 2 = 6.78$ cm avec un espacement $s = 2$ cm.

▪ **Parallèle à B :**

$$= 735.26 \quad , \quad = 8.89$$

$$b = \frac{Nu(A-a)}{8 \times d_b \times \alpha \times \sigma_s} = \frac{735.26(1.25-0.4)}{8 \times 0.588 \times 348} \times 10 = 4.81 \text{ cm}^2$$

Avec : $\alpha = -2 \left(\frac{\phi}{100} \right) = 0.588$

On adopte $b = 2 = 6.78$ cm avec un espacement $s = 2$ cm.

- **Longueur de scellement droit :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 28 = 25 \\ 400 \end{array} \right. \quad \frac{28}{\phi} = 35.3 \rightarrow = 35.3 \times 1.2 = 42.36$$

On prend : $s = 50$ cm.

$$= 50 > 31.25 \quad \text{Donc on prévoit des crochets dans les deux sens.}$$

- La hauteur du patin :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 12\phi + 6 = 20.4 \end{array} \right. \quad \text{On prend : } h = 30 \text{ cm}$$

b) Les semelles filantes sous voiles :

① *Sens longitudinal :*

▪ Armatures principales parallèle à B :

$$= 1078.74 \quad , \quad = 4.97$$

$$0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{4.97}{1078.74} = 0.4 \text{ cm} < \frac{110}{6} = 18.33 \quad (\text{La résultante est dans le noyau central})$$

$$0 = 0.4 \text{ cm} < \frac{b}{24} = 4.58$$

Donc on utilisera la méthode des bielles → les armatures ont la formule suivante :

$$= \frac{Nu(B-b)}{8\delta b \sigma_s} = \frac{1078.74(1.1-0.2)}{8 \times 0.5 \times 348} \times 10 = 6.97 \text{ cm}^2$$

On adopte $\delta = 7$ $\sigma_s = 7.92$ 2 avec un espacement $s = 10$.

▪ Armatures de répartition :

$$= \frac{b}{4} \times \frac{b}{4}$$

$$= 7.92 \times \frac{1.1}{4} = 2.178 \text{ cm}^2$$

On adopte $\delta = 6$ $\sigma_s = 3.02$ 2 avec un espacement $s = 20$

- Longueur de scellement droit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 28 = 25 \\ 400 \end{array} \right. \quad \frac{l}{\phi} = 35.3 \rightarrow l = 35.3 \times 1.2 = 42.36$$

On prend : $l = 50$.

$l = 50 > 27.5 \text{ cm}$ Donc on prévoit des crochets.

- La hauteur du patin :

$$h \geq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 12\phi + 6 = 20.4 \end{cases} \quad \text{On prend : } h = 25$$

XI-4- Les vérifications :

1°-Vérification au poinçonnement [Art A.5.2.42/ BAEL91 modifié 99]:

2°-La condition de non poinçonnement est vérifiée si : $\leq 0.045 \times \sigma_s \times h \times \frac{1}{\gamma}$

Avec :

σ_s : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

h : Epaisseur totale de la dalle.

$\gamma = 1.5$ (Situation accidentelle).

u : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen de la semelle.

- Sous poteau :

$$= 2 \times 0.4 + 2 \times 0.4 + 2 \times 0.65 = 4.2$$

$$= 1078.74 \leq 0.045 \times \sigma_s \times h \times \frac{1}{\gamma} = 2047.5 \text{ KN}$$

→ Condition vérifiée.

- Sous voiles :

$$=2 + =2 + +2h = 2 \times 0.2 + 1.2 + 2 \times 0.55 = 2.7$$

$$= 1078.74 \leq 0.045 \times \times h \times \frac{1}{\gamma} = 0.045 \times 2.7 \times 0.55 \times \frac{1}{1.35} = 1113.75 \text{KN}$$

→ Condition vérifiée.

Conclusion : Pas de risque de poinçonnement des semelles.

XI-5- Calcul des longrines [Art 10.1.1 RPA 2003 version 2003] :

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de

Longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points

D'appui dans le plan horizontal.

Les dimensions minimales exigées par le RPA de la section transversale des longrines est :

(25×30) 2 dans le site de catégorie 2 .

- Ferrailage des longrines :

Le ferrailage se fait avec l'effort normal le plus défavorable, et on adoptera le même ferrailage pour toutes les longrines.

a) Les armatures longitudinales :

$$= \frac{F}{\alpha} = \frac{735.26}{15} = 49.017$$

Avec :

: La valeur maximale des charges verticales apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha=15$ Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

$$= \frac{F}{\sigma_s} = \frac{49.17}{34.8} = 1.41 \text{cm}^2$$

Selon le RPA, le ferrailage minimum est de 0.6% de la section :

$$= 0.6\% \times h = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \quad 2$$

On adopte : =4 14=6.15 2

b) Les armatures transversales :

$$\emptyset \leq \min (h / 35 ; \emptyset ; / 10) \emptyset \leq \min (300 / 35 ; 14 ; 250 / 10)$$

On prend un cadre de $s = 1 \quad 2$.

- Espacement des cadres :

$$\leq \min (20 \quad , 15\emptyset) \longrightarrow \text{Soit } = 15 \quad .$$

IX-1- Etude du voile plaque :

Le voile périphérique assure un chainage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l’ouvrage et limité les déplacements horizontaux relatif aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

IX-2- Pré dimensionnement du voile périphérique :

(Article : 10-1.2 : RPA 2003)

L’article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

-1°- Contrainte des sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

- 2°- Caractéristiques du sol : $\varphi = 33^\circ$

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

-3°- Calcul des sollicitations :

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0.543$$

$$\sigma = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 2.89 \text{ m}$$

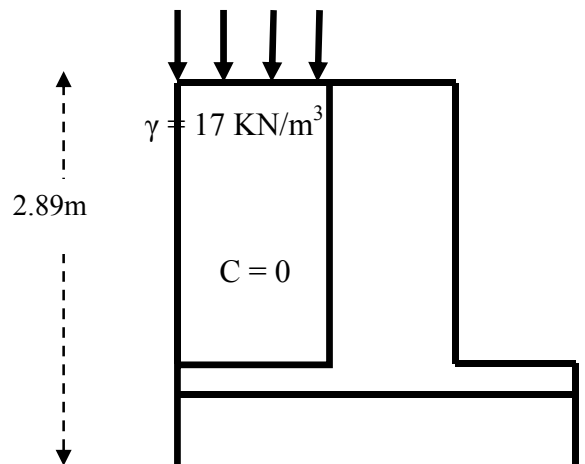


Schéma de voile de soutènement

▪ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,543 = 8.14 \text{ KN / m}^2$$

$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,543 \times (1,35 \times 17 \times 2.89 + 1,5 \times 10) = 44.15 \text{ KN / m}^2$$

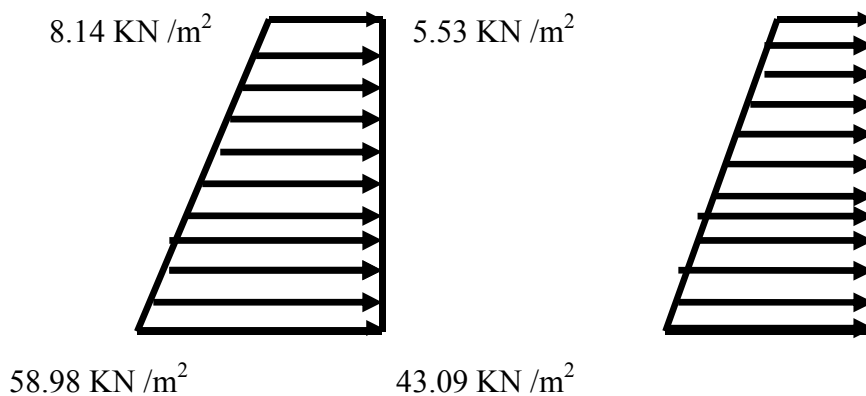
▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,543 \times 10 = 5.43 \text{ KN / m}^2$$

$$h = 2.89 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,543 (10 + 17 \times 2.89) = 32.10 \text{ KN / m}^2$$

Diagramme des contraintes :



ELUELS

-3°-1- Charges moyennes :

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 44.15 + 8.14}{4} = 35.14 \text{ KN / ml}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 32.10 + 5.53}{4} = 25.45 \text{ KN / ml}$$

-3°-2- Ferrailage du voile plaque :

-3°-2-1- Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

-3°-2-2 - Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3 : Appuis de rive
 - 0.5 : Autre appuis

-3°-2-3- Identification des panneaux :

$$l_x = 3.06m$$

$$l_y = 4 m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{4} = 0,76; 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

-3°-2-4- Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,525 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x ql_x^2 = 0,0542 \times 35.14 \times 2.89^2 = 17.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,525 \times 17.90 = 9.399 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :**➤ Sens x- x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 17.90 = 8.95 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 17.90 = 15.21 \text{ KN.m}$$

➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 9.399 = 4.699 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 9.399 = 7.989 \text{ KN.m}$$

-3°-2-5- Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,76 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0674 \\ \mu_y = 0,657 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0674 \times 25.45 \times 2.89^2 = 14.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,657 \times 14.32 = 9.40 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 14.32 = 7.16 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 14.32 = 12.172 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 9.40 = 4.7 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 9.40 = 7.99 \text{ KN.m}$$

-4°- Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ _l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	e (cm)
XX	Appuis	8.95	0.019	0.392	SSA	0.990	1.44	2.00	5HA12 = 5.65	20
	Travée	15.21	0.033	0.392	SSA	0.983	2.47	2.00	5HA12 = 5.65	20
YY	Appuis	4.699	0.010	0.392	SSA	0.995	0.75	2.00	5HA12 = 5.65	20
	travée	7.989	0.017	0.392	SSA	0.991	1.28	2.00	5HA12 = 5.65	20

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

-4°-1- Recommandation du RPA :

Le voile 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)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2.00 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

-5° - Vérification à l'ELS :

-5°-1- Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \alpha = \frac{\gamma}{d}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Sens x - x	Appui	8.95	7.16	1.25	0.0694	0.375	vérifiée
	Travée	15.21	12.172	1.24	0.0688	0.37	vérifiée
Sens y - y	appui	4.699	4.7	0.99	0.055	0.245	vérifiée
	travée	7.989	7.99	0.99	0.055	0.245	vérifiée

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

-5°-2- Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_s}{20M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{289} = 0.069 > \frac{M_s}{20M_U} = \frac{7.16}{20 \times 11.53} = 0.0310 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{2.47}{100 \times 18} = 0.00137 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion générale

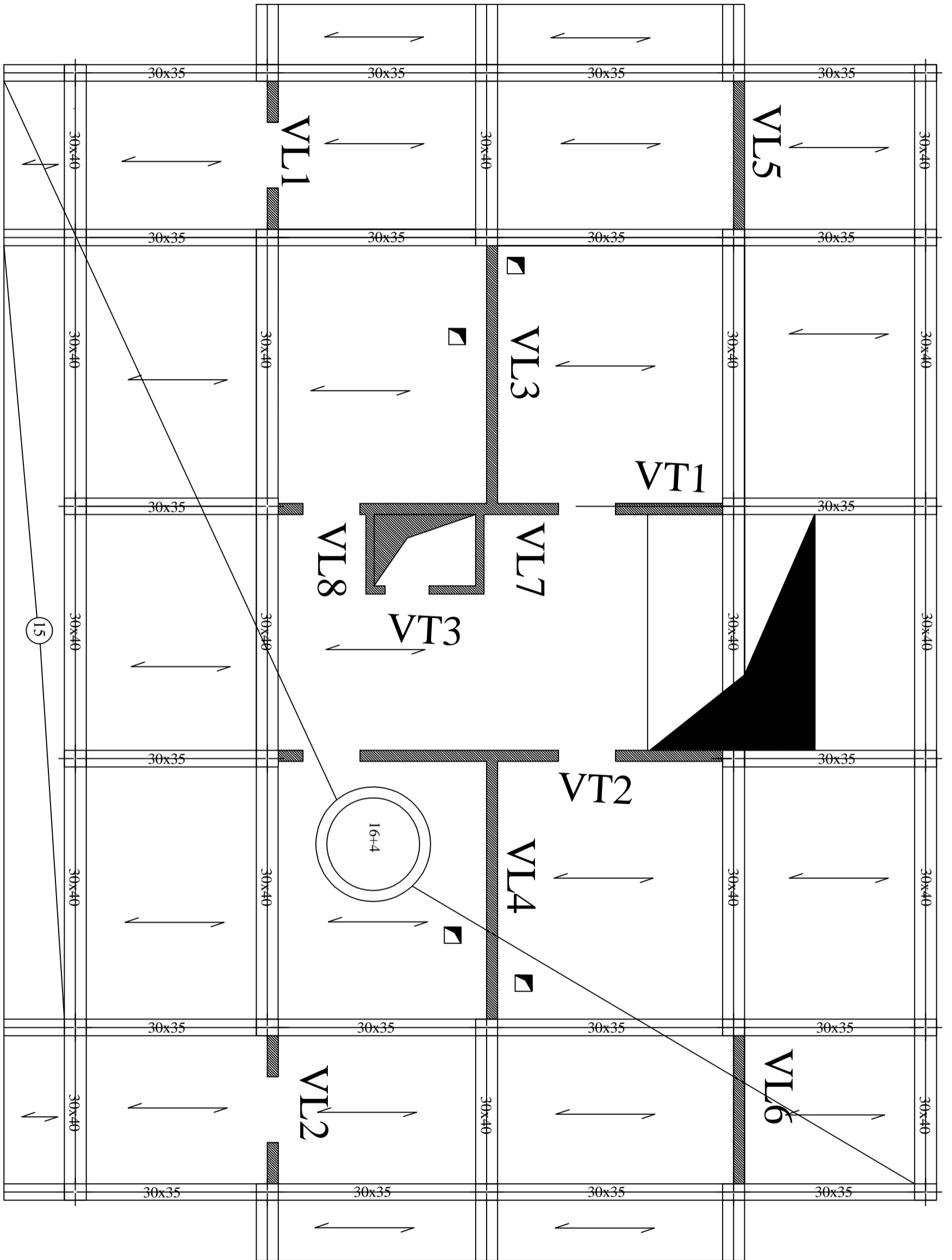
Ce projet de fin d'étude a été une expérience très enrichissante qui ma permis de mettre en application et d'approfondir toutes les connaissances acquises le long de ma formation.

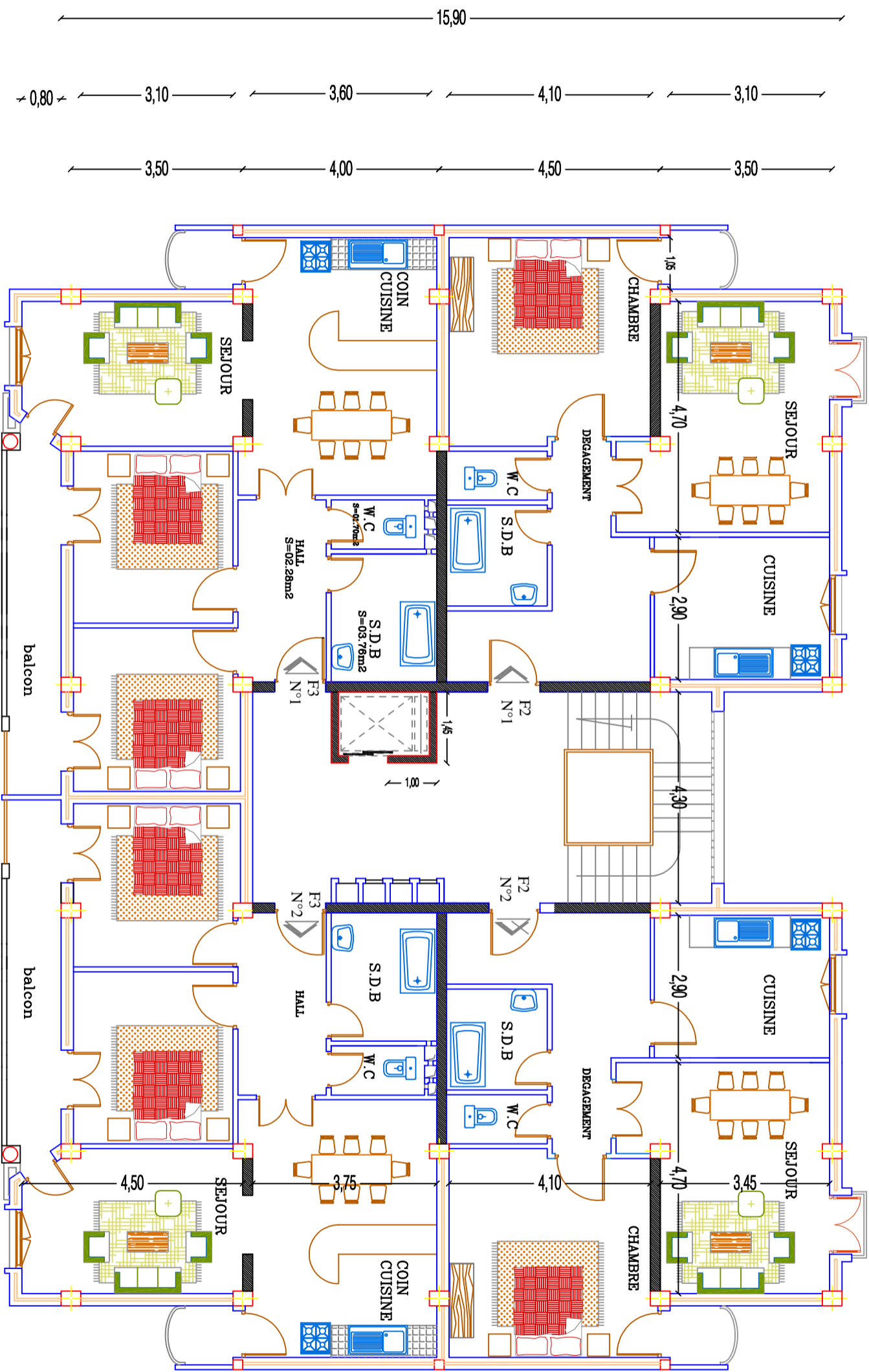
En prenant conscience de l'évolution considérable du GENIE CIVIL, notamment au niveau informatique, l'utilisation d'un logiciel d'analyse et de calcul de structures tridimensionnelles comme ROBOT v23 s'est avérée efficace et plus que rentable de part le gain que l'on obtient en temps et en précision (modélisation proche de la réalité, résultats plus qu'appréciés).

ROBOT v23 m'a permit d'observer le comportement de la structure sous l'effet de secousses d'origine sismique me donnant la possibilité de prévoir des dispositions constructives adéquates, et ce, en se conformant à la ligne de conduite tracée par les règlements en vigueur, sans omettre les principaux critères recherchés dans le domaine du GENIE CIVIL qui sont : résistance, durabilité et économie.

J'espère, par le biais de ce modeste travail, apporter une aide bénéfique aux promotions futures.

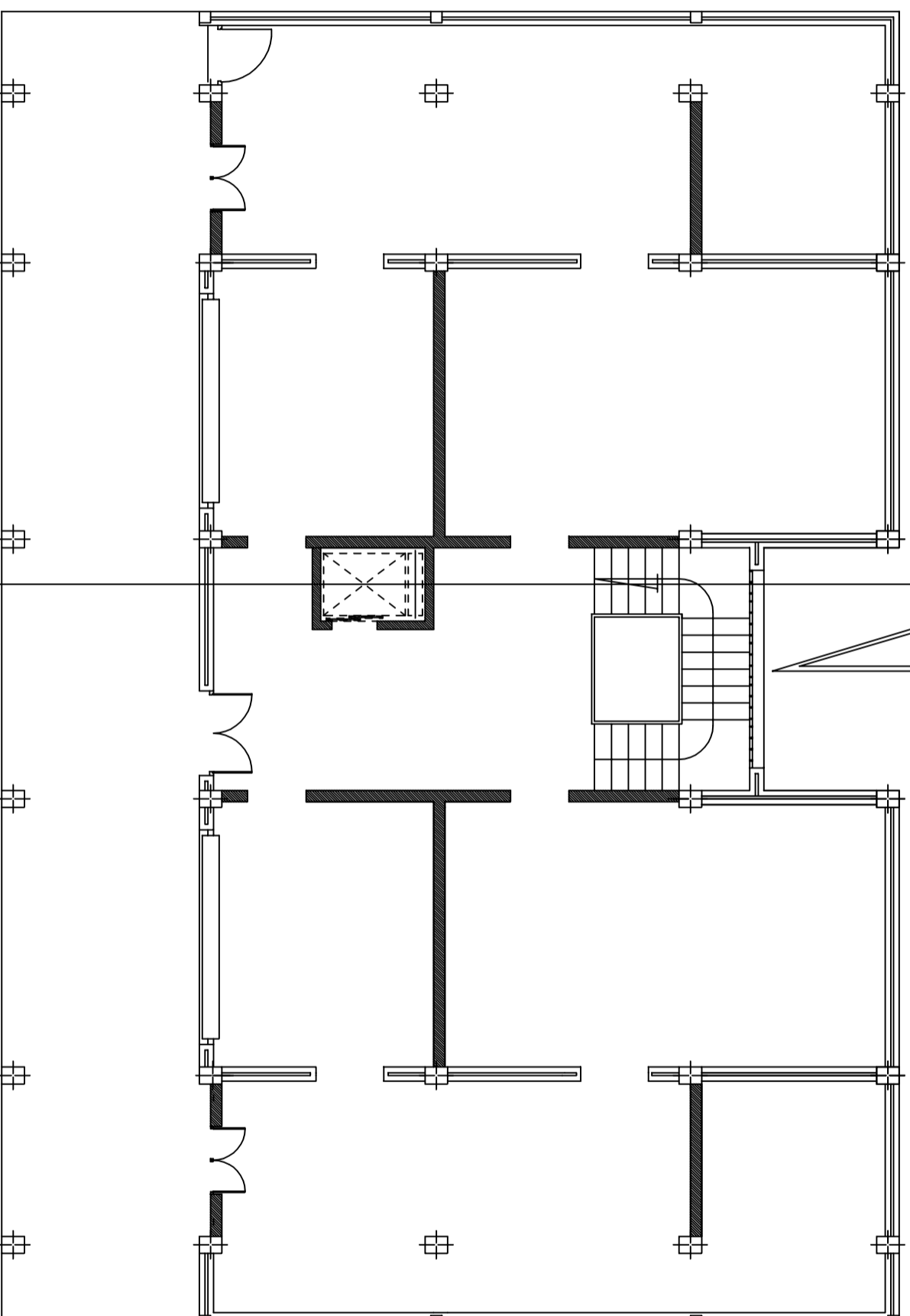
PLAN DE COFFRAGE





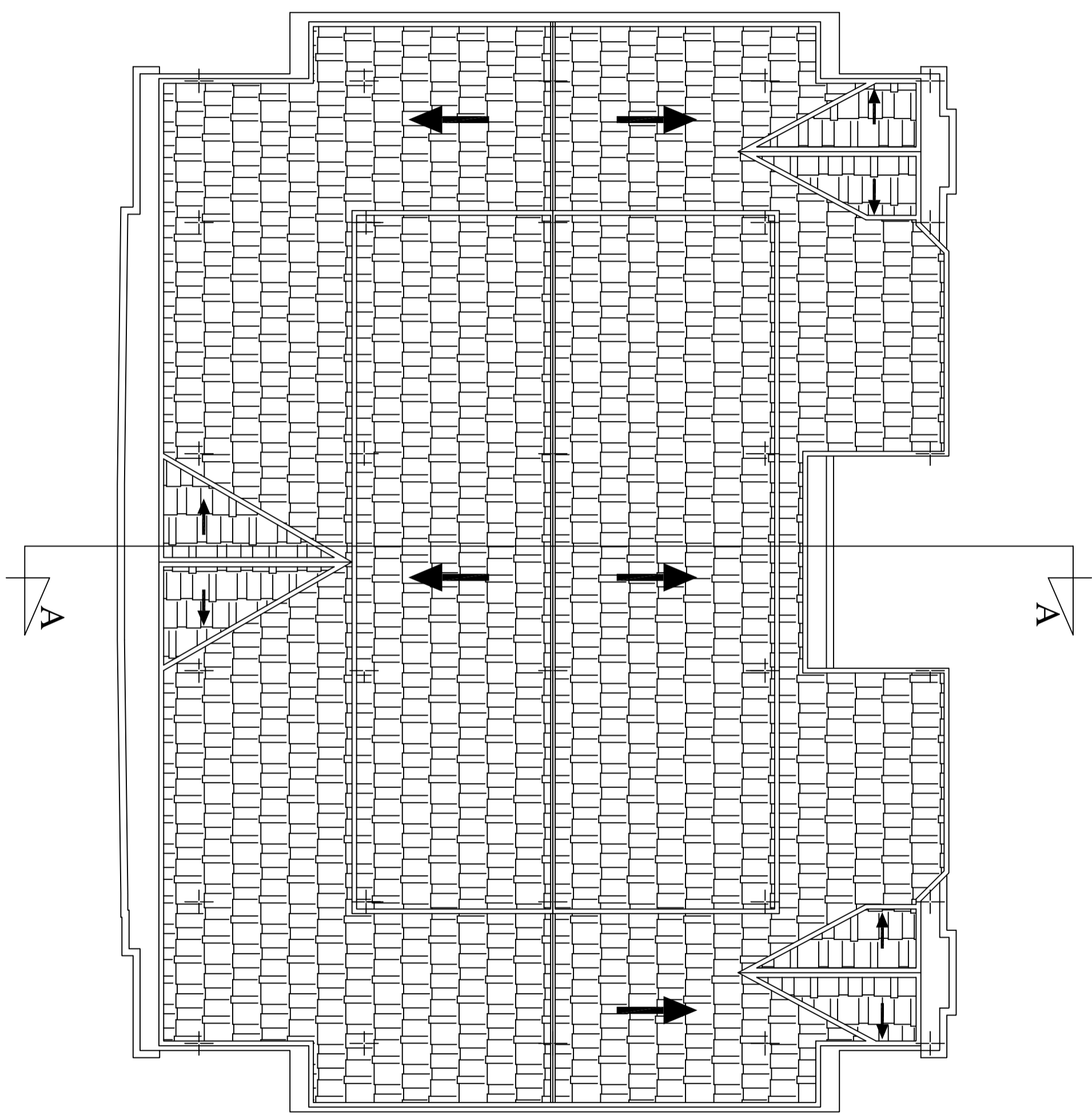
PLAN DE L'ETAGE COURANT

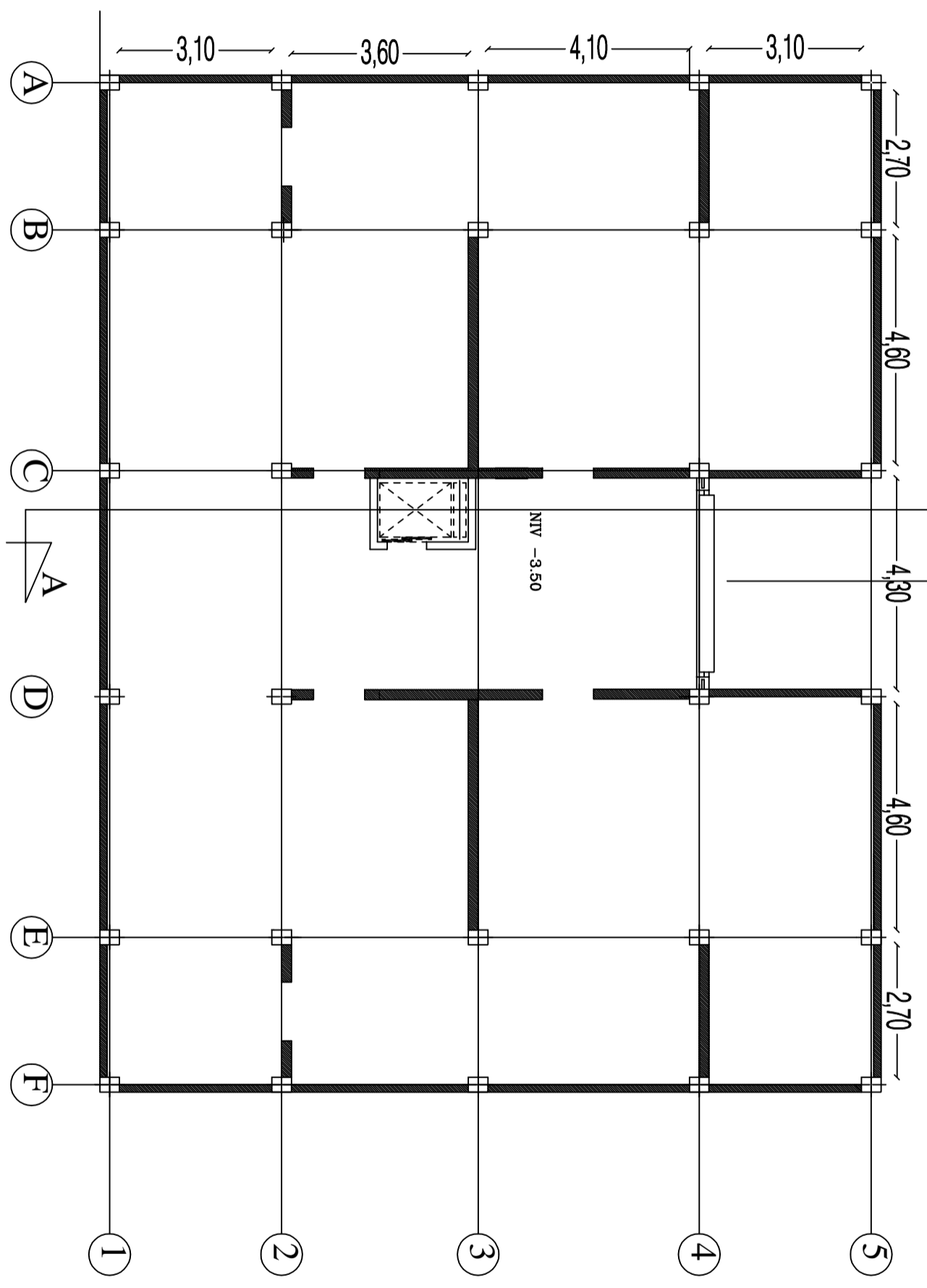
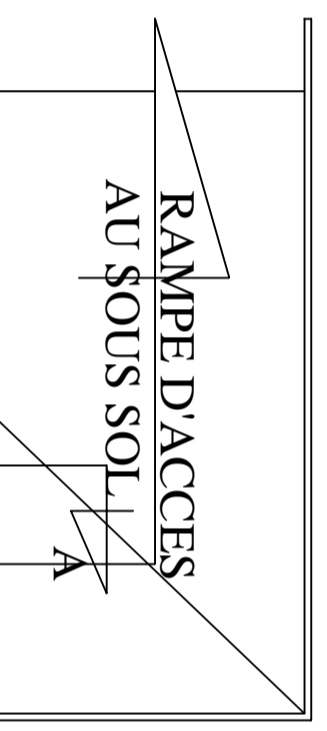
RAMPE D'ACCES
AU SOUS SOL



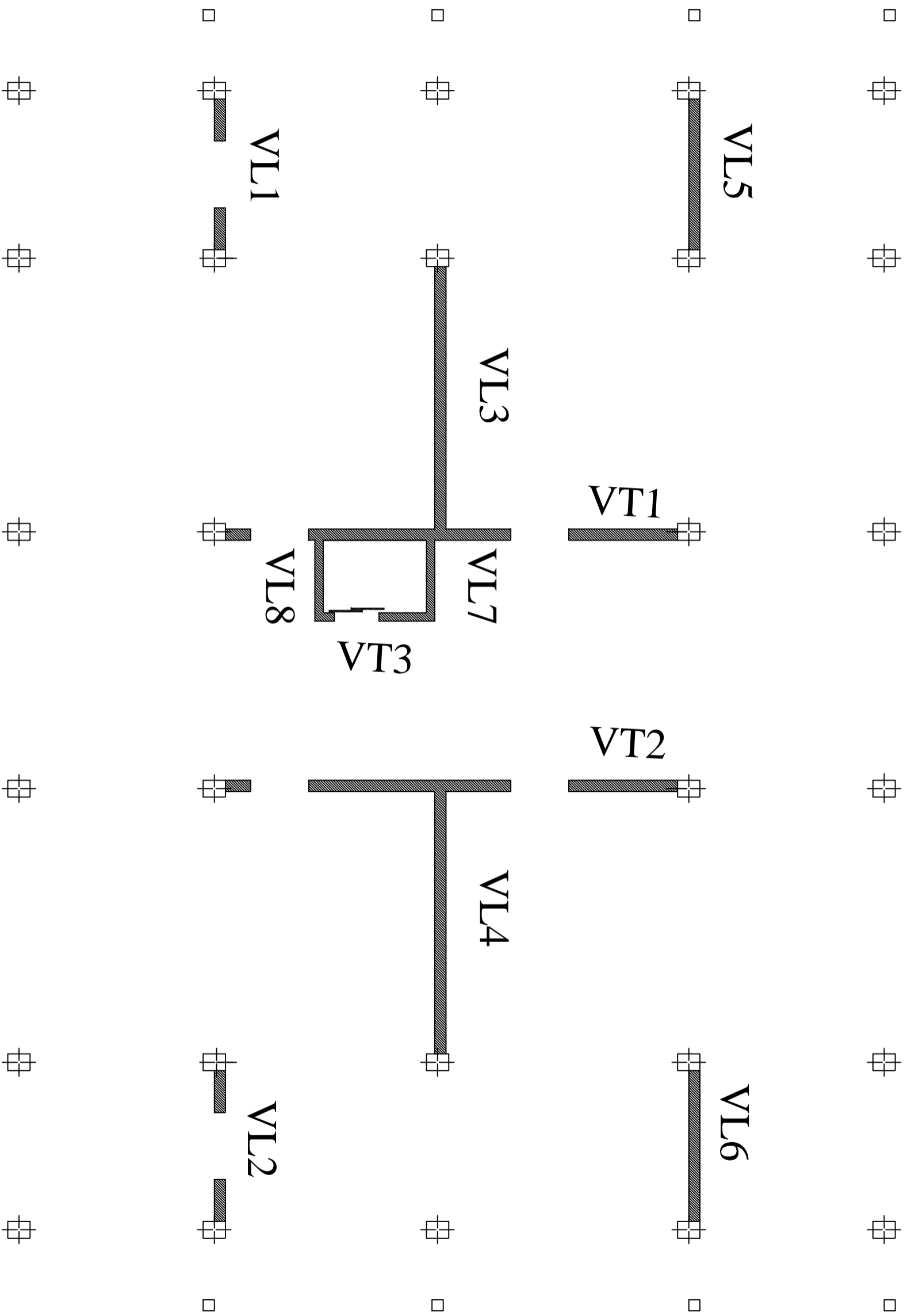
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE

PLAN DE toiture

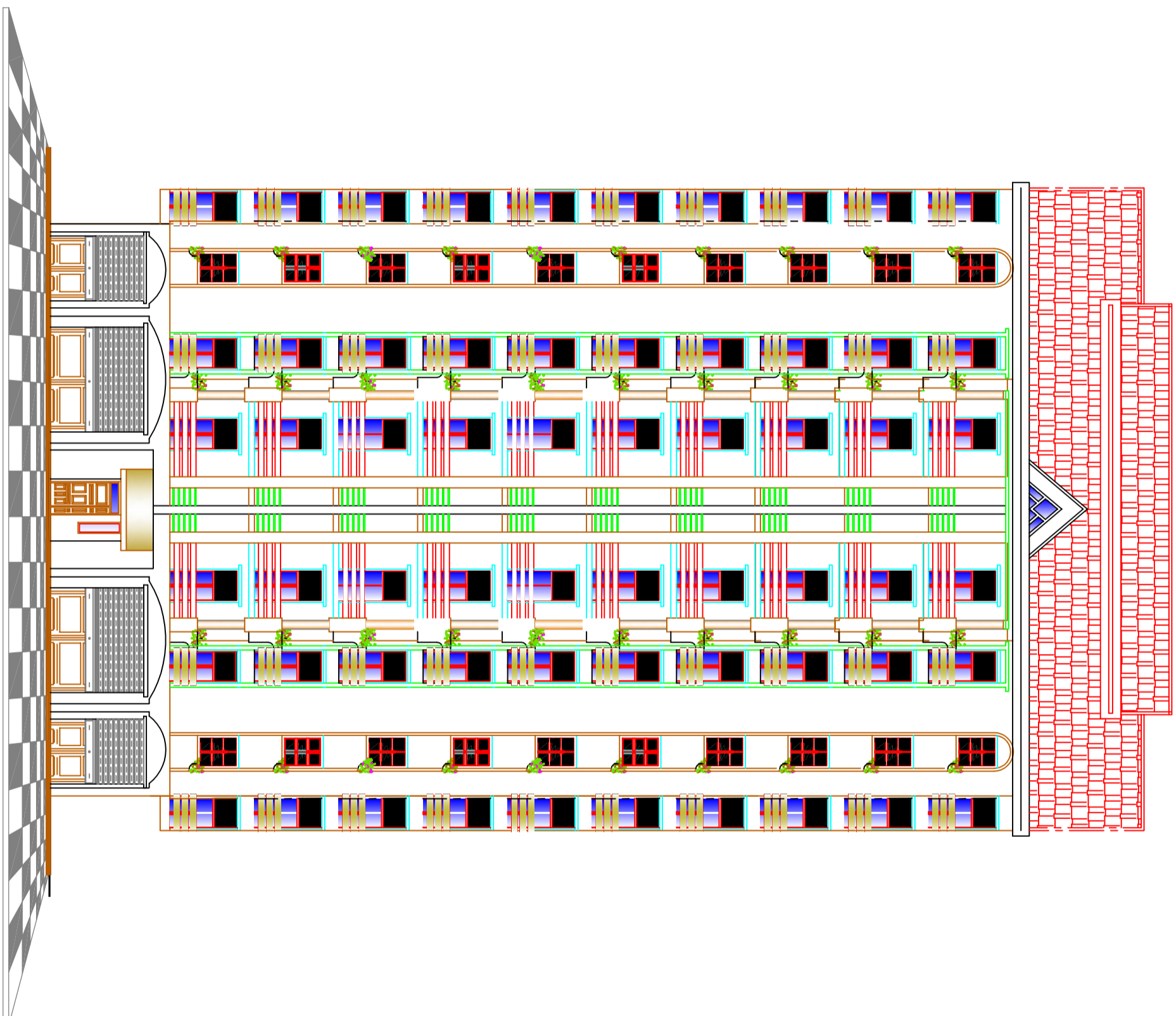




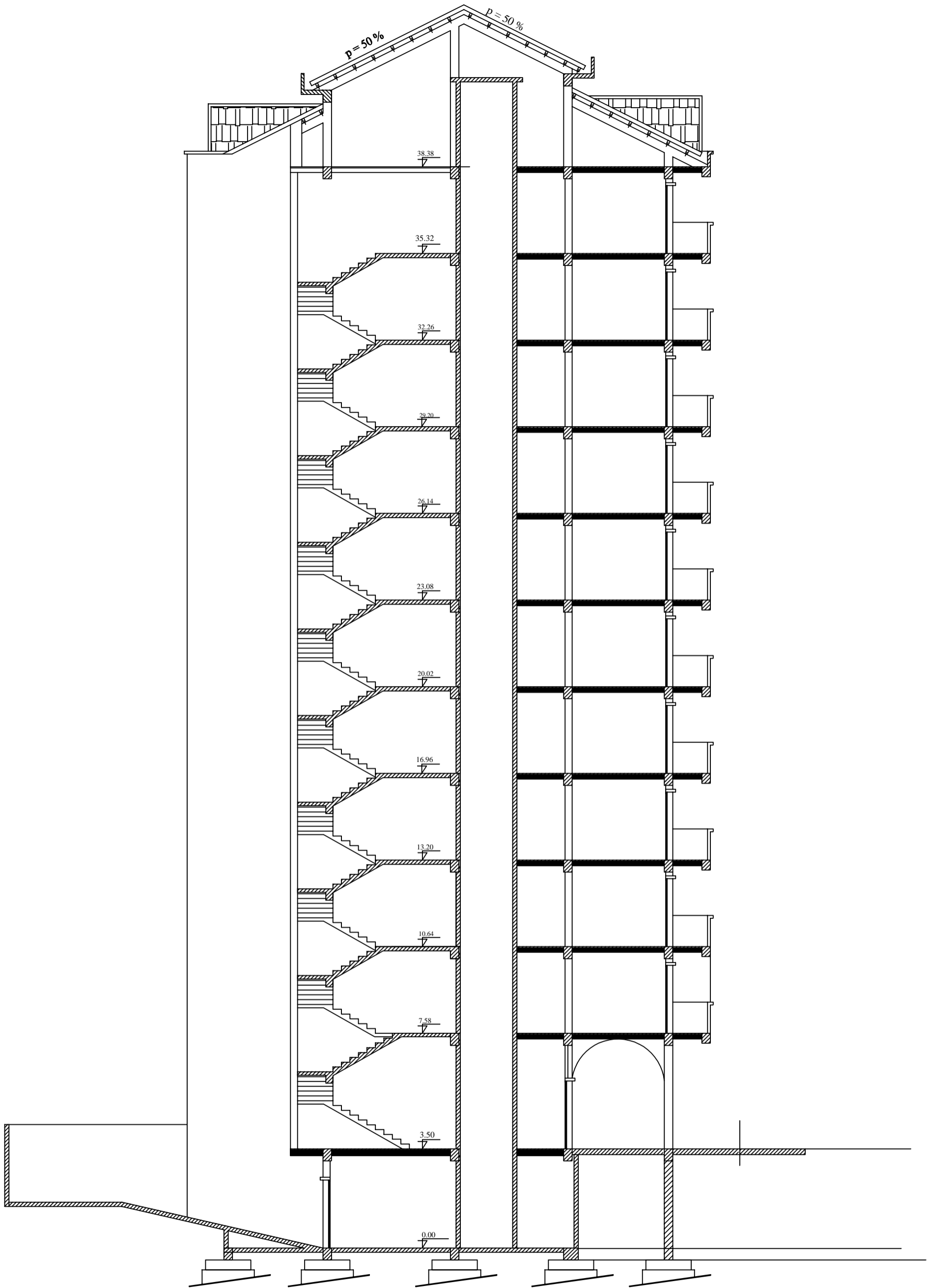
PLAN DU SOLS SOL



DISPOSITION DES VOILES



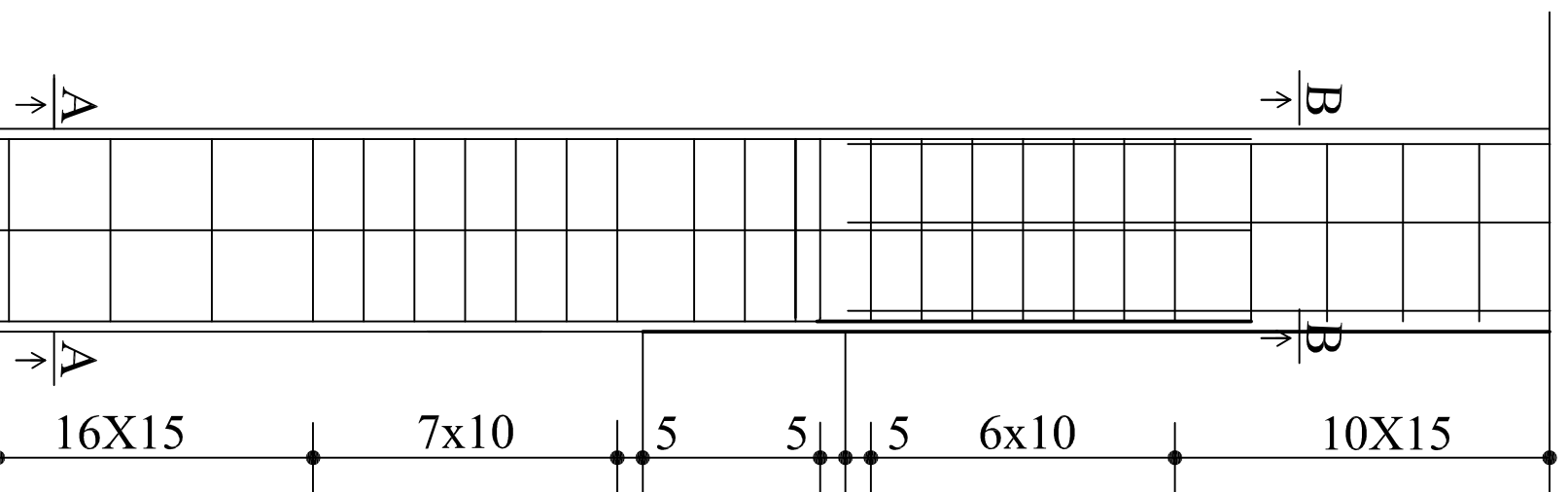
FACCADE PRINCIPALE



COUPE AA

ZONE I (coupe A-A)
sous sol au 2eme étage

(40x40)



RDC:

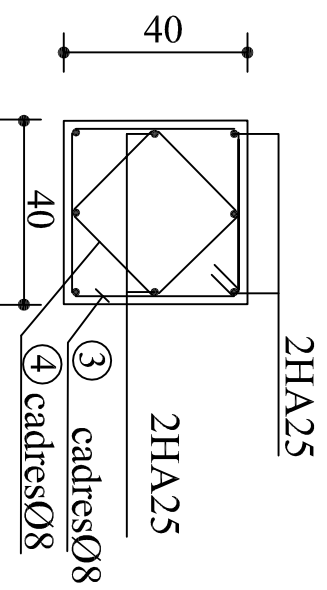
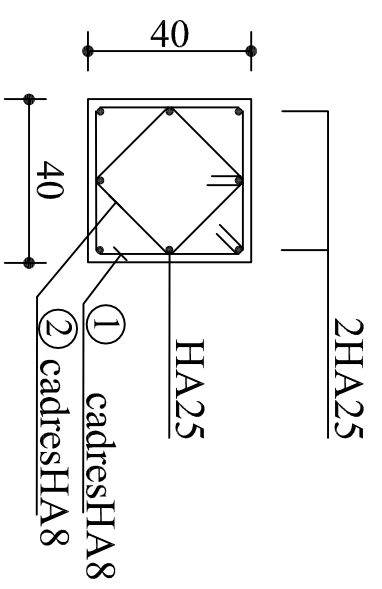
3U alternés superposés

Sous sol:

(40x40)

NOMENCLATURE DES ACIERS.

REP.	DIAM.	LONG.(m)	FAÇONNAGE
1	Ø8	1,60	
2	Ø8	1,20	
3	Ø8	1,60	
4	Ø8	1,20	



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

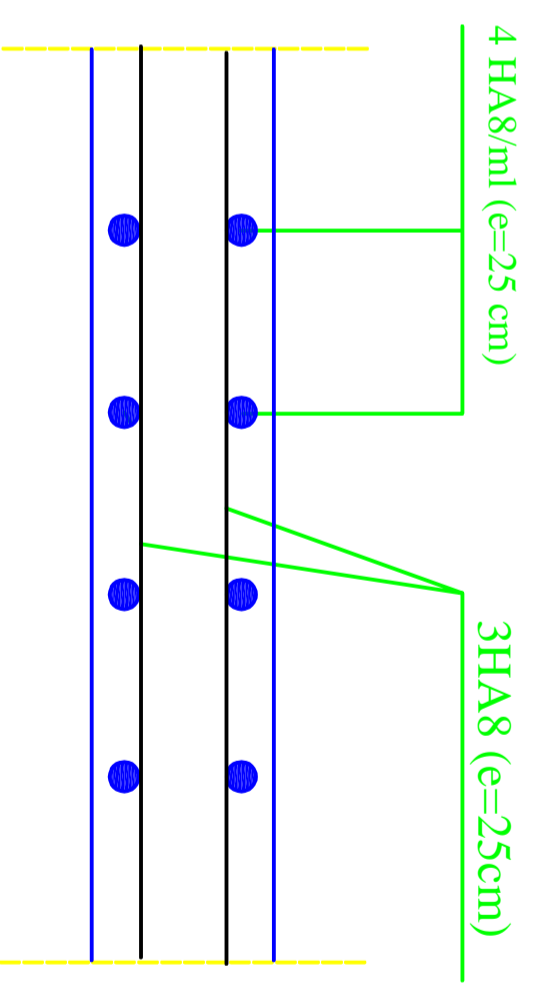
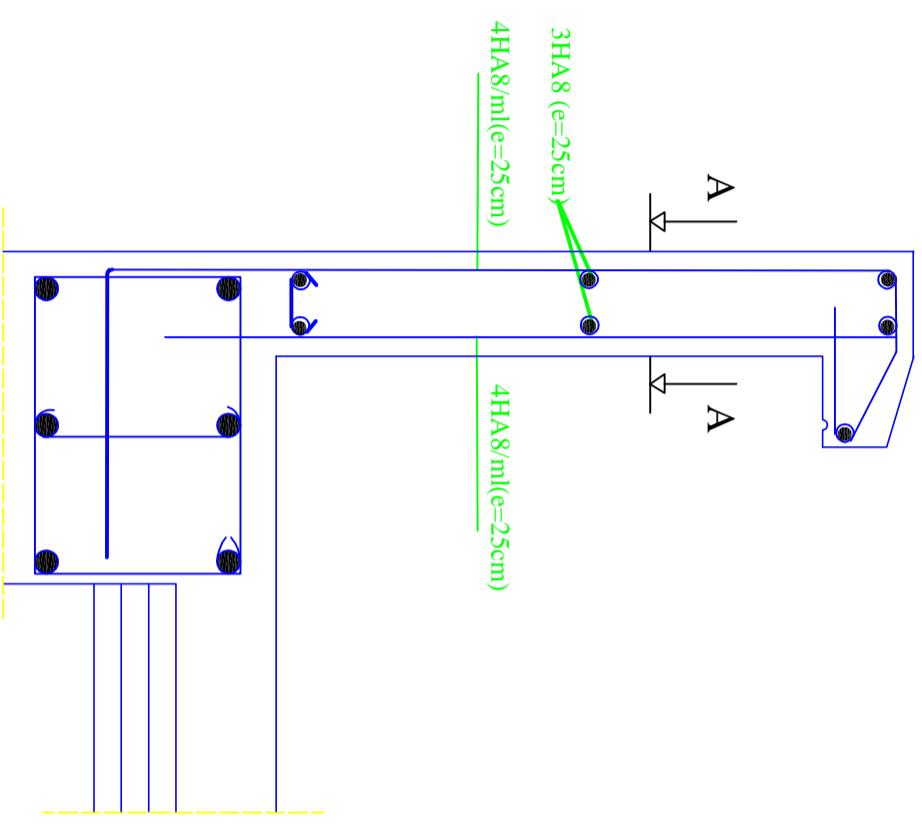
Ferraillage des poteaux

Proposé par : Septembre 2014

Dessiné par : Mr. Djallal Abdellah
Mr. Graiche Karim
Melle. Bouab Zahira

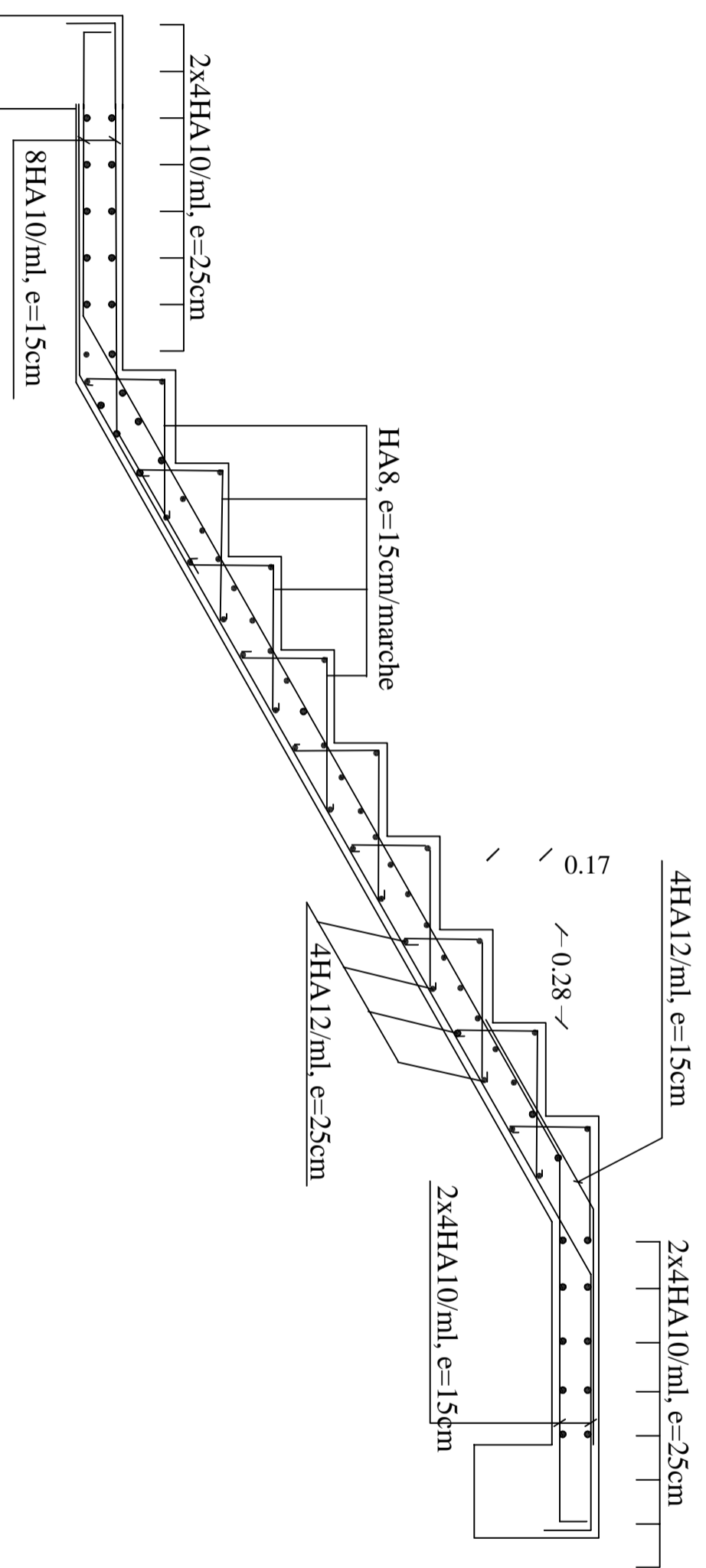
Dirégé par : Mr. GHOUILEM

Echelle 1/25



Ferrailage de l'acrotère

Coupe A-A

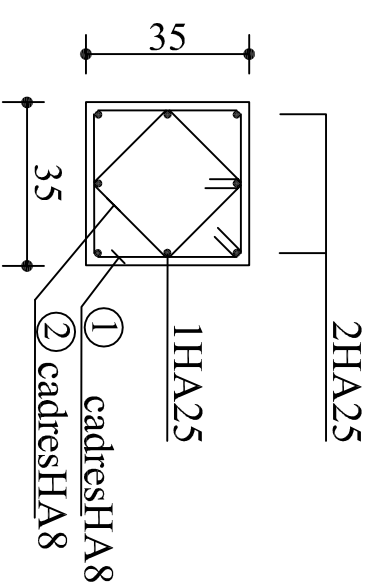


Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferraillage de l'escalier

Proposé par :	Mr. Djallal Abdellah	Septembre 2014
Dessiné par :	Mr. Graïche Karim Melle. Bouab Zahira	échelle 1/25
Dirégé par :	Mr. GHOULEM	

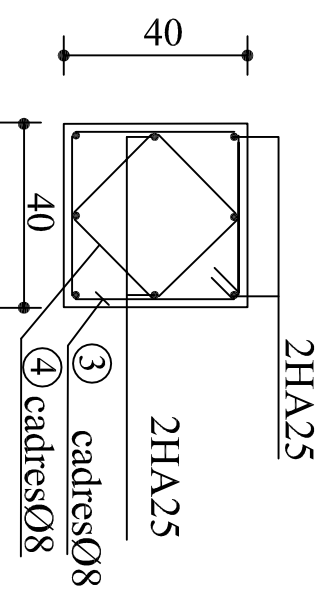
ZONE II (coupe B-B)
3eme au 6eme étage



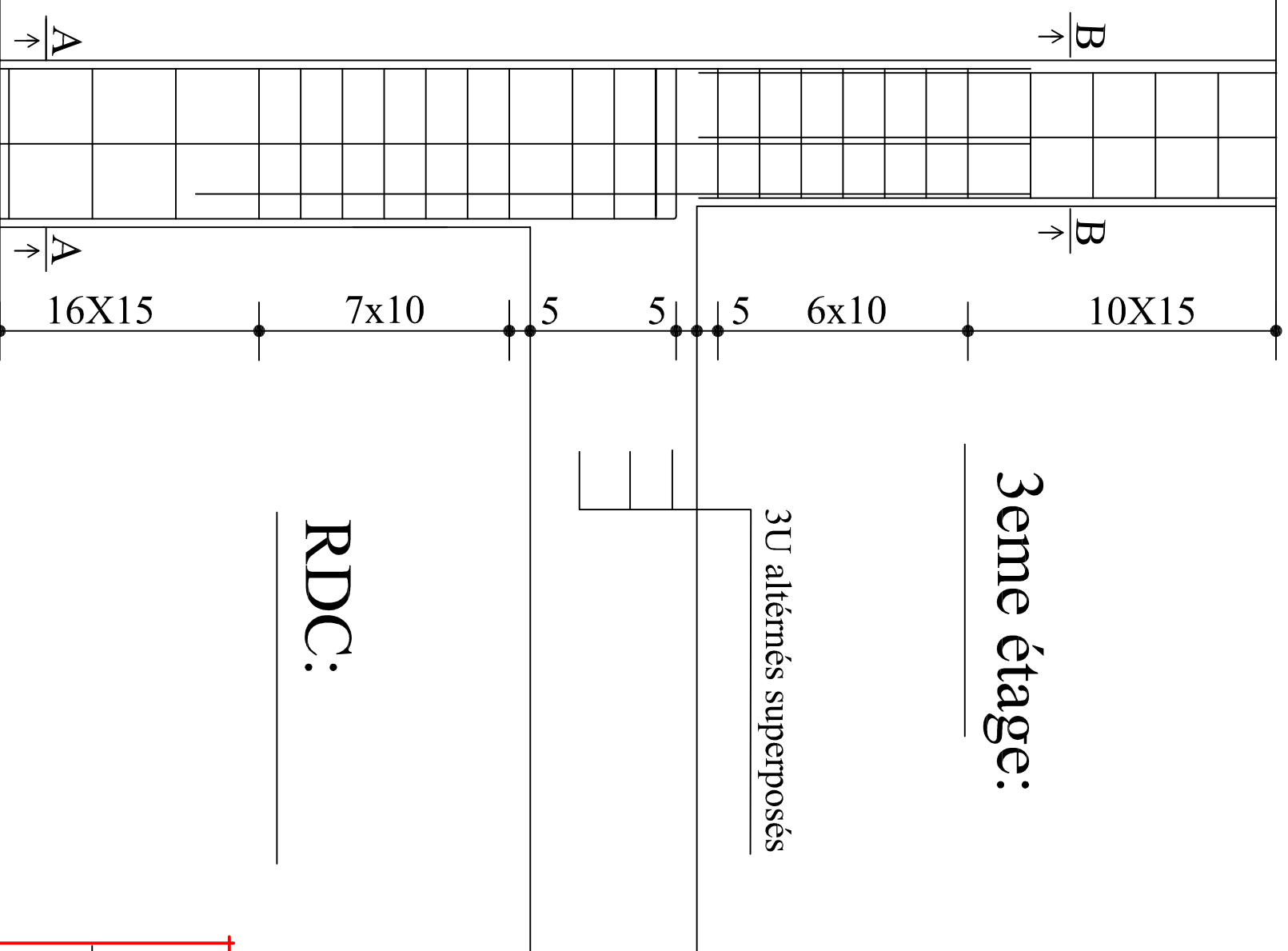
NOMENCLATURE DES ACIERS.

REP.	DIAM.	LONG.(m)	FAÇONNAGE
1	Ø8	1,40	
2	Ø8	1,04	
3	Ø8	1,60	
4	Ø8	1,20	

ZONE I (coupe A-A)
sous sol au 2eme étage



3eme étage:



RDC:

(40x40)

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferraillage des poteaux

Proposé par :

Septembre 2014

Dessiné par :

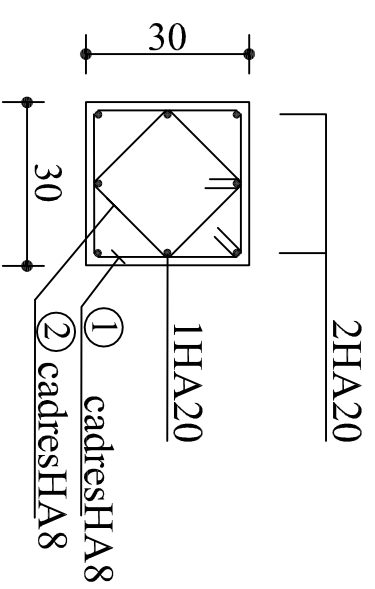
Mr. Djallal Abdellah
Mr. Graiche Karim
Melle. Bouab Zahira

Echelle 1/25

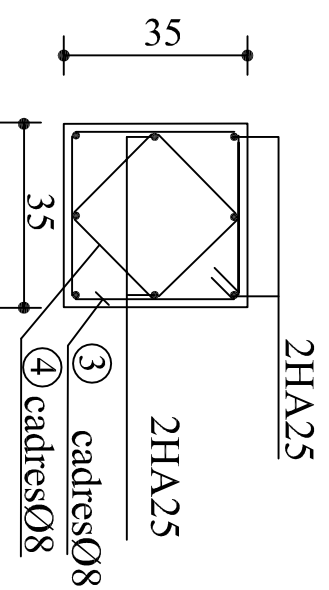
Dirégé par :

Mr. GHOUILEM

ZONE III (coupe B-B)
7eme et 8eme étage



ZONE II (coupe B-B)
3eme au 6eme étage



NOMENCLATURE DES ACIERS.

REP.	DIAM.	LONG.(m)	FAÇONNAGE
1	Ø8	1,28	
2	Ø8	0,88	
3	Ø8	1,40	
4	Ø8	1,04	

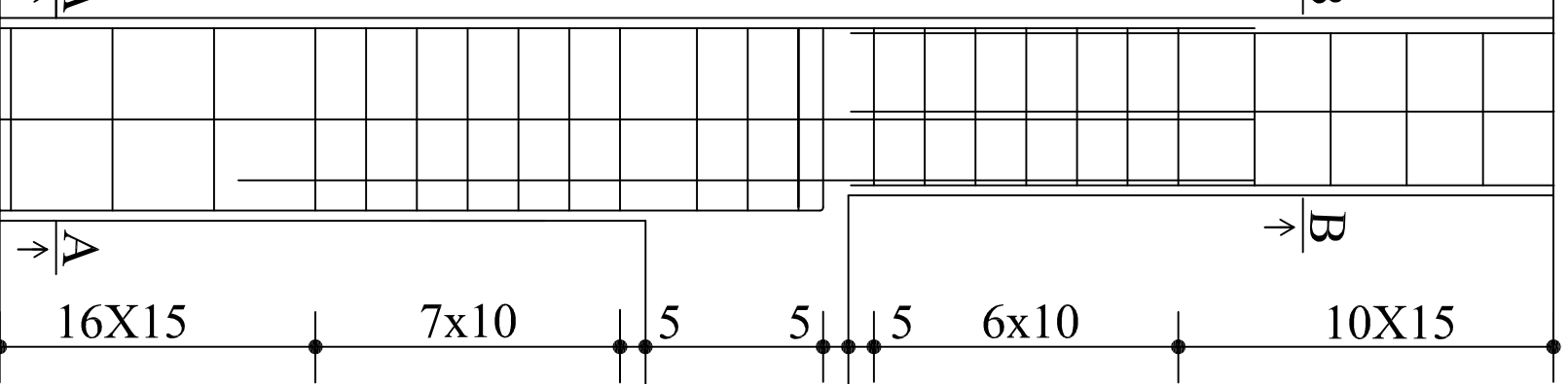
(30x30)

B

B

A

A



7eme étage:

3U alternés superposés

3eme étage:

(35x35)

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferraillage des poteaux

Proposé par :

Septembre 2014

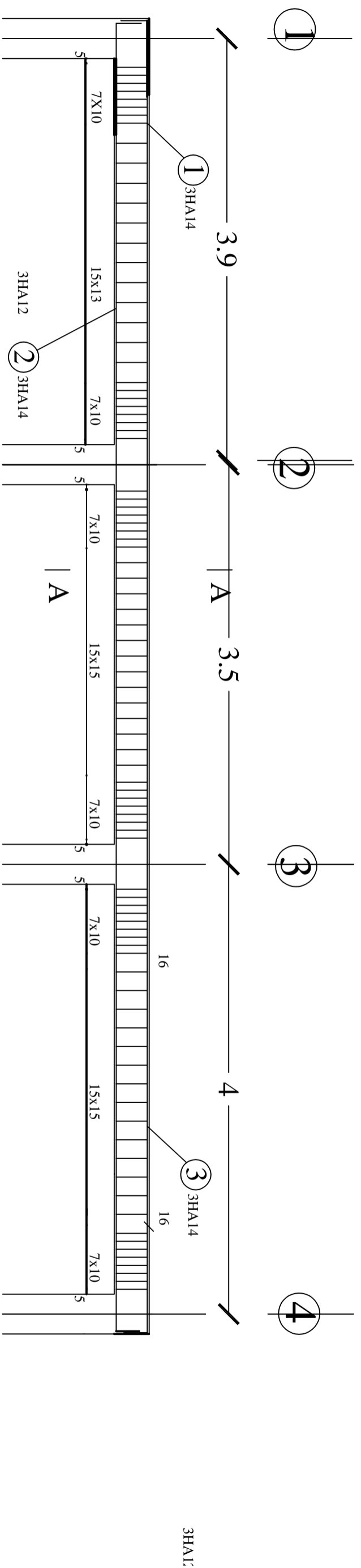
Dessiné par :

Mr. Djallal Abdellah
Mr. Graïche Karim
Melle. Bouab Zahira

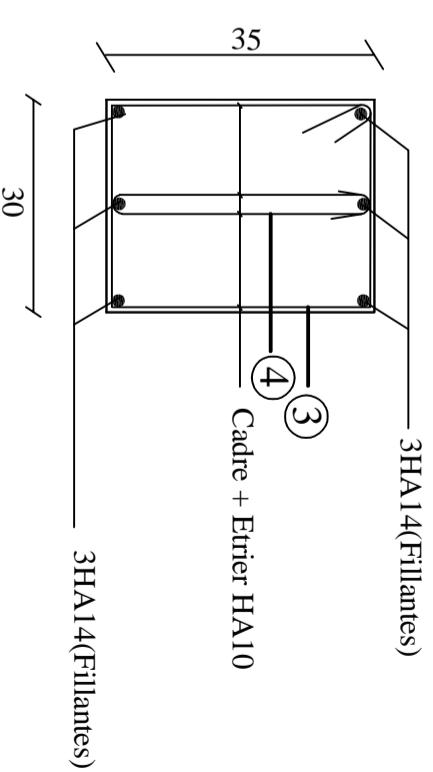
Echelle 1/25

Dirégé par :

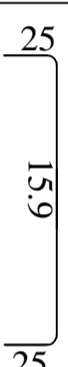

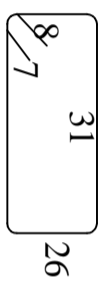
Mr. GHOUILEM



COUPE (A-A)



NOMENCLATURE DES ACIERS.

REP.	DIAM.	LONG.(m)	FAÇONNAGE
01	T14	Filants	
02	T12	Filants	
03	T10	1.29	

31

Ferraillage des poutres principales

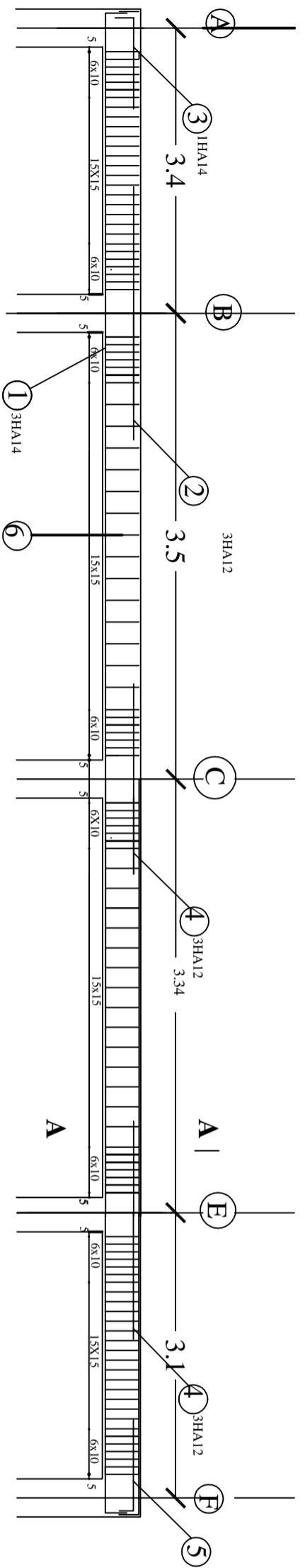
Proposé par :

Septembre 2014

Dessiné par :

Mr. Djallal Abdellah
Melle. Graïche Karim
Melle. Bouab Zahira

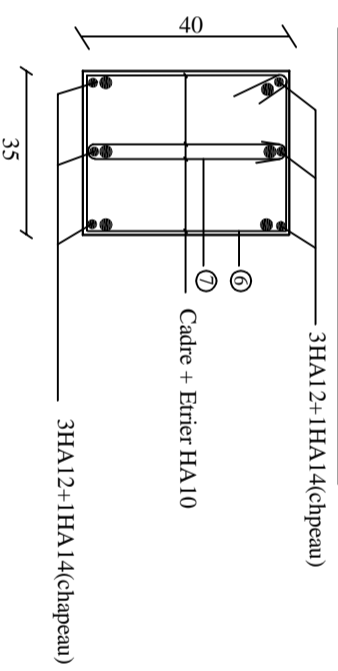
Echelle 1/25



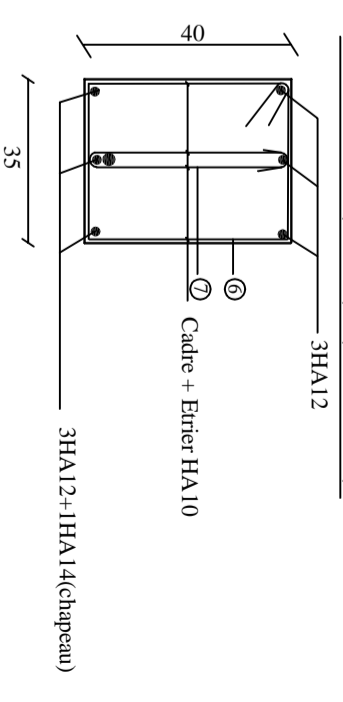
NOMENCLATURE DES ACIERS.

REP.	DIAM.	LONG.(m)	FAÇONNAGE
01	T14	1.05	9
02	T12	2.08	2.08
03	T12	1.05	1.05
04	T12	Filants	30 20.70 30
05	T12	Filants	30 20.70 30
06	T10		36

COUPE (A-A) (appuis)



COUPE (B-B) (travées)



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferraillage des poutres secondaires

Proposé par :

Septembre 2014

Dessiné par :

Mr. Djallal Abdellah
 Mr. Graïche Karim
 Melle.Bouab Zahira

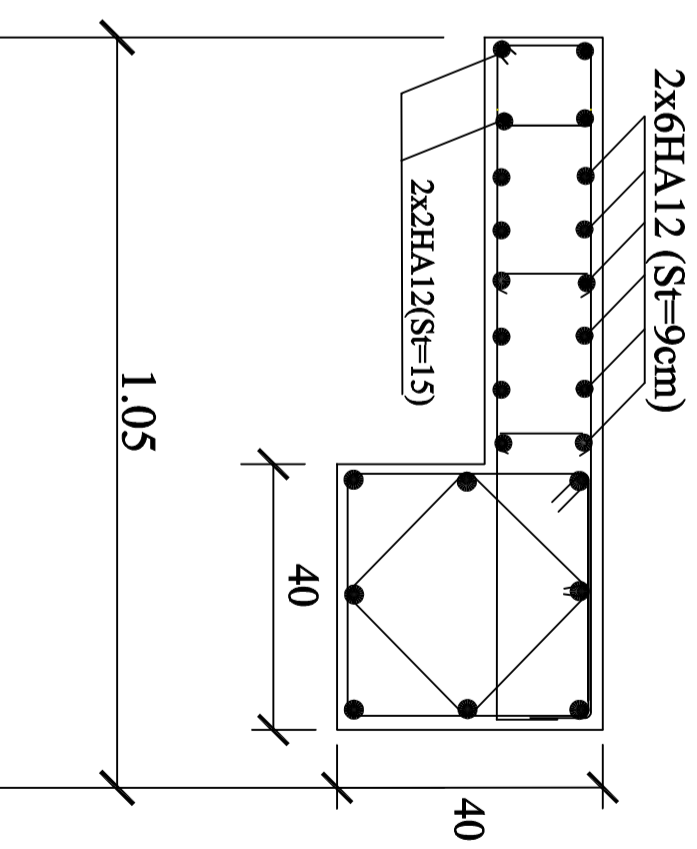
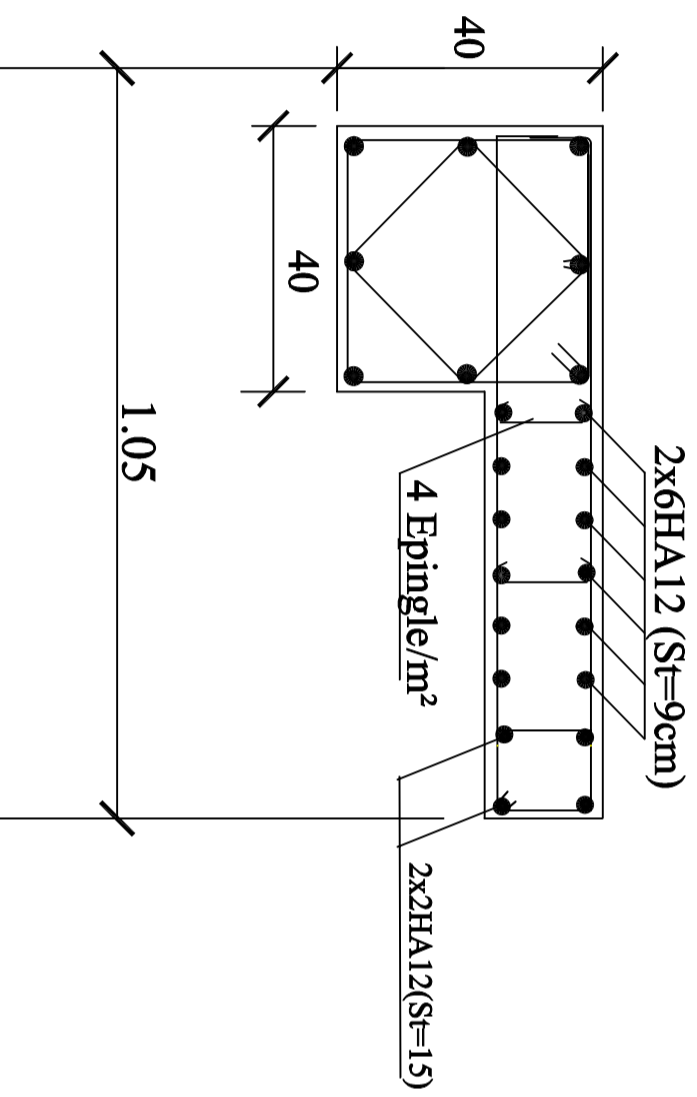
Echelle 1/25

Dirigé par :

Mr. Ghouilem

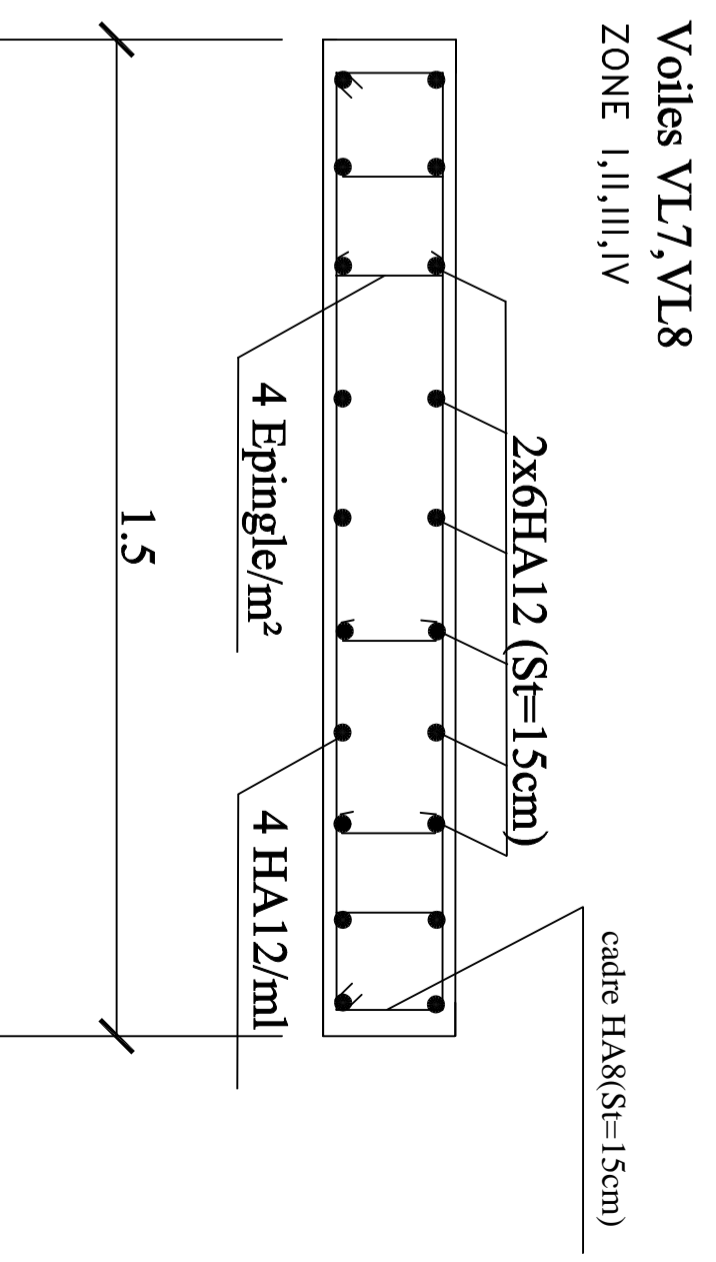
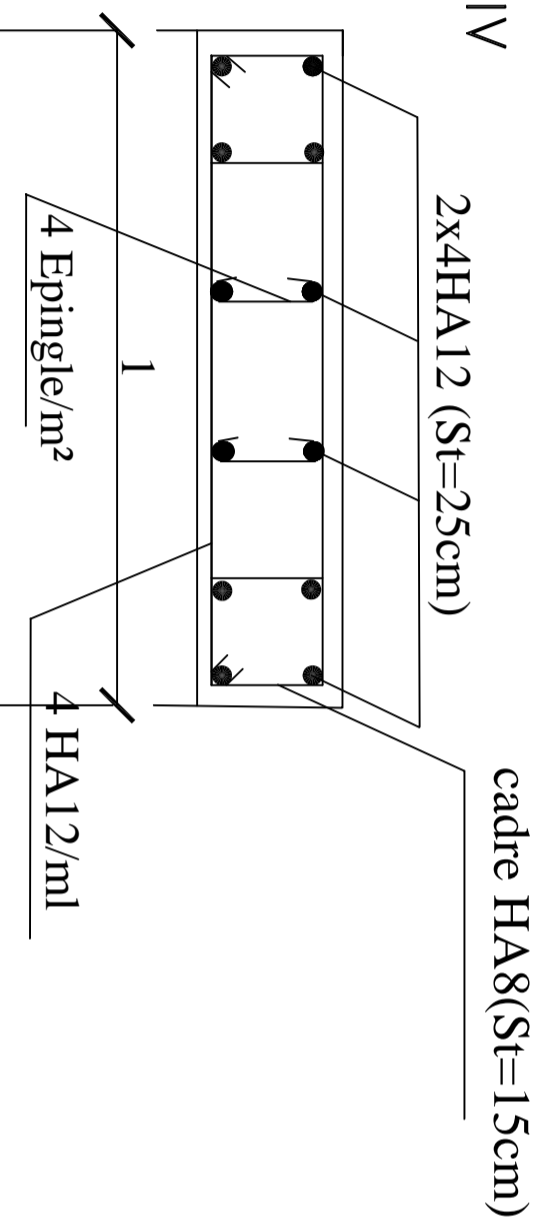
Voiles VL1, VL2

ZONE I,II,III et IV



Voile VT3

ZONE I,II,III,IV



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferraillage des voiles VL1,2,7,8 et VT3

Proposé par :

Mr CHALAL

Octobre 2010

Dessiné par :

Melle. KACI L'HADJ Salima
Melle. SOUCI Nacera
Melle. LARABI Salihha

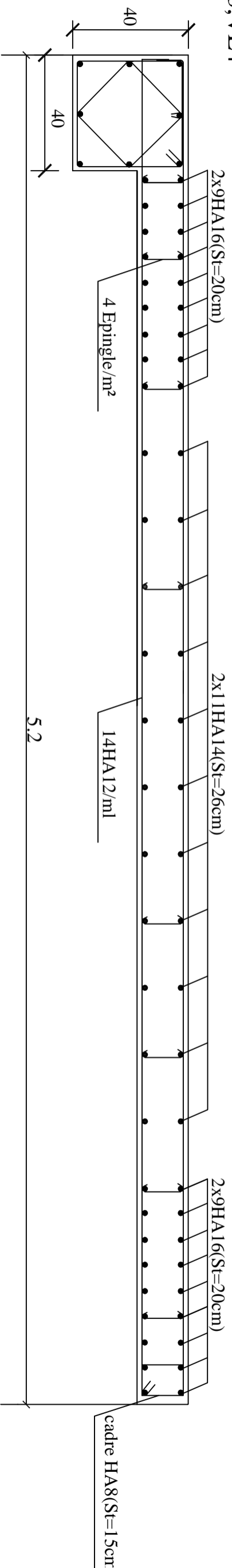
Echelle 1/15

Dirégé par :

Mr. AIT AMMAR

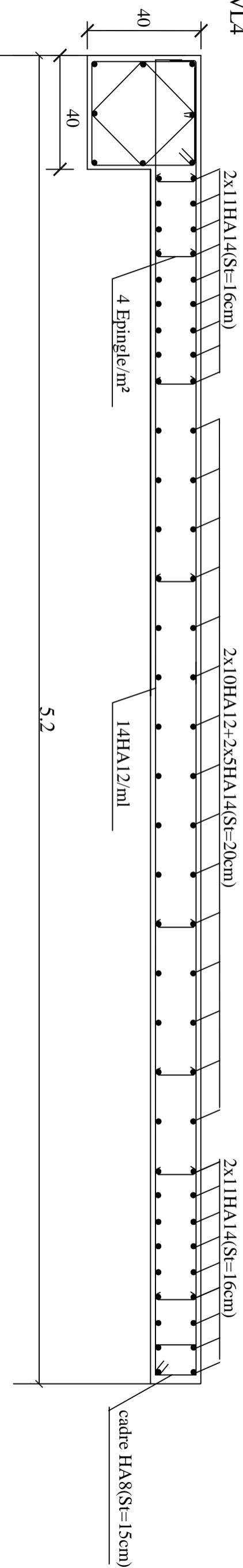
Voile VL3, VL4

ZONE I



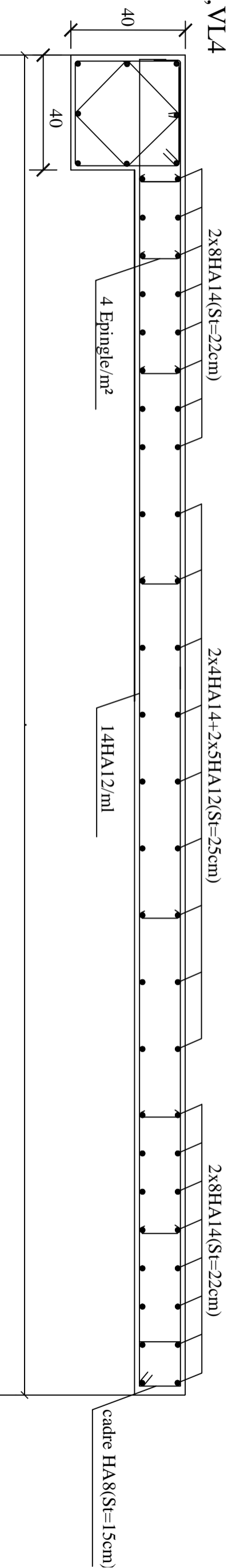
Voile VL3, VL4

ZONE II



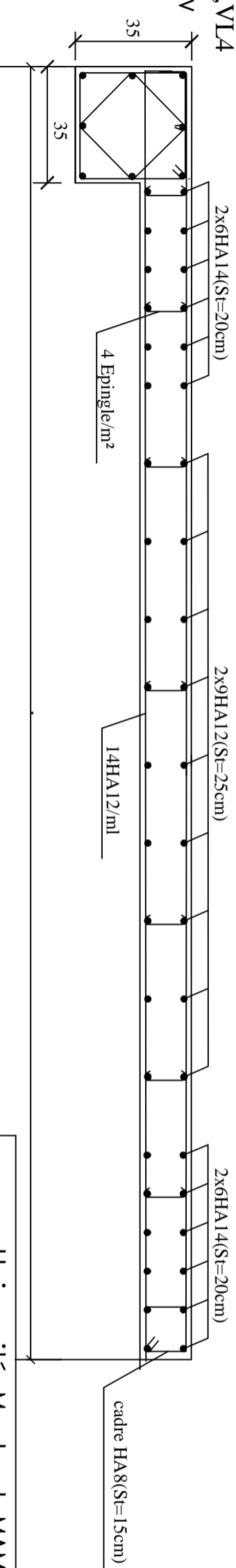
Voile VL3, VL4

ZONE III



Voile VL3, VL4

ZONE IV



Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Ferraillage des voiles VL3,4

Proposé par : Mr CHALAL Octobre 2010

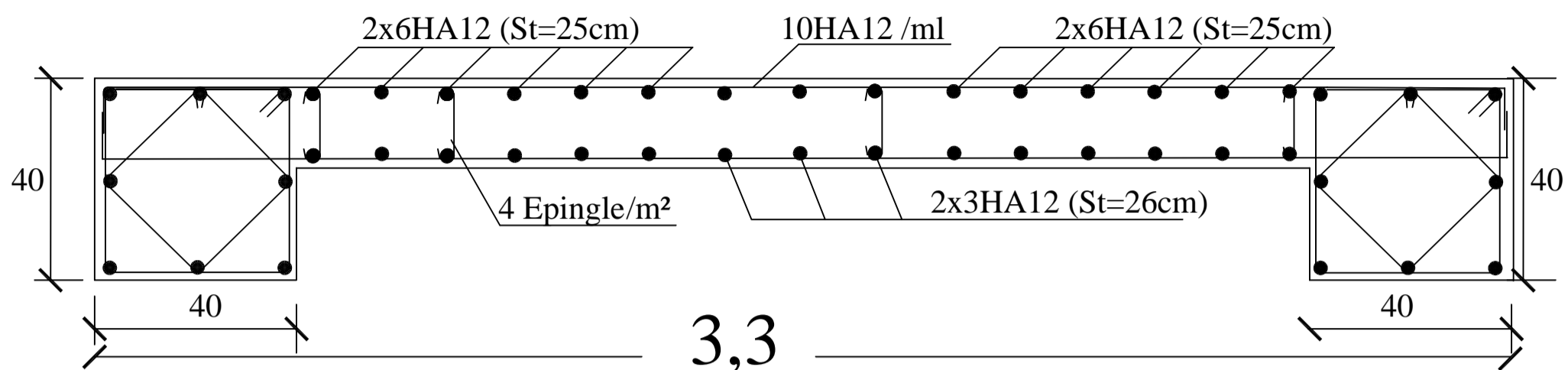
Dessiné par : Melle. KACI L'HADJ Salima
 Melle. SOUCI Naccera
 Melle. LARABI Salihha

echelle 1/25

Dirégé par : Mr. AIT AMMAR

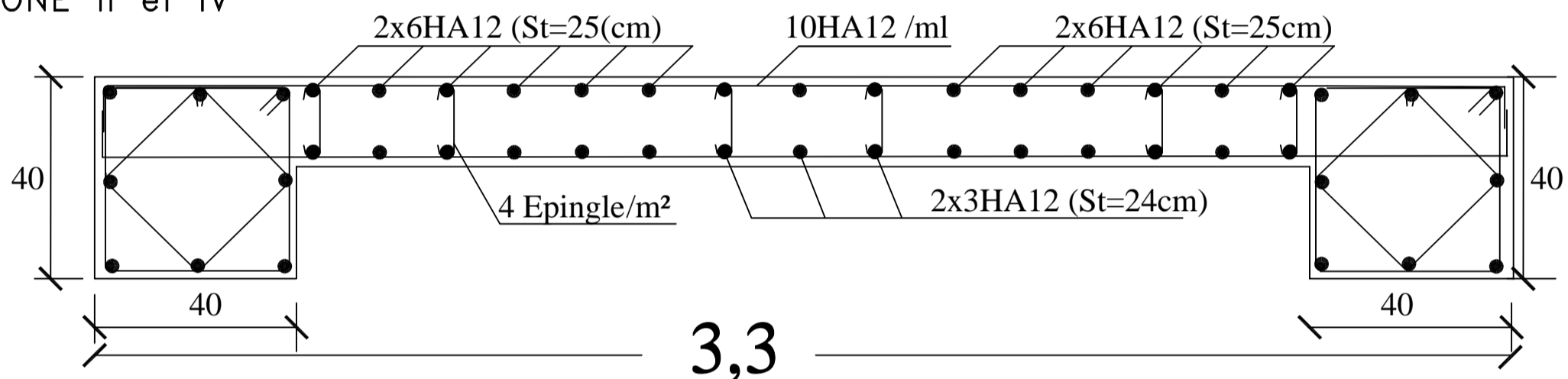
Voiles VL5,VL6

ZONE I



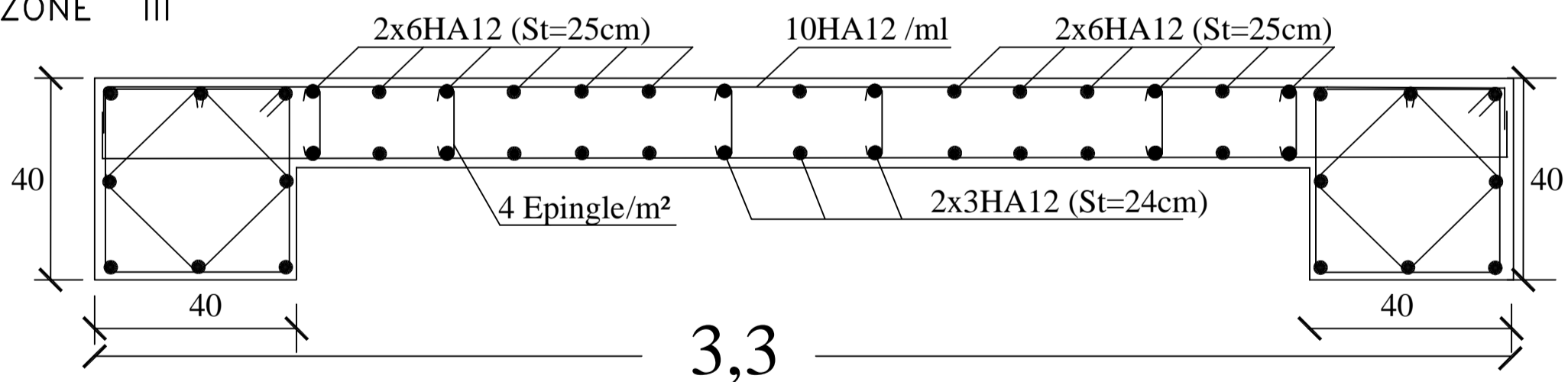
Voiles VL5,VL6

ZONE II et IV



Voiles VL5,VL6

ZONE III

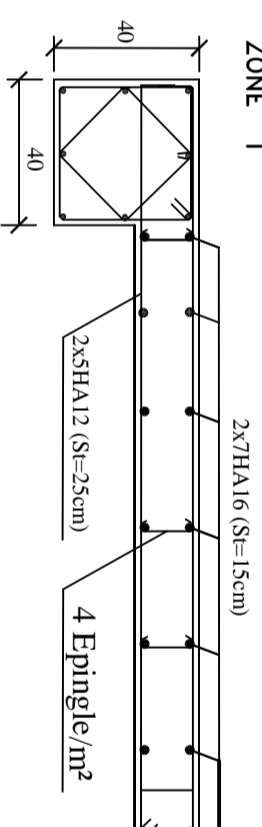


Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

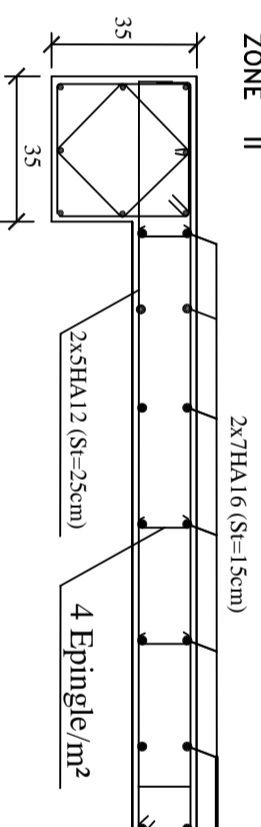
Ferrailage des voiles VL5,6

Proposé par :	Mr CHALAL	Octobre 2010
Dessiné par :	Melle. KACI L'HADJ Salima Melle. SOUCI Nacera Melle. LARABI Saliha	échelle 1/25
Dirégé par :	Mr. AIT AMMAR	

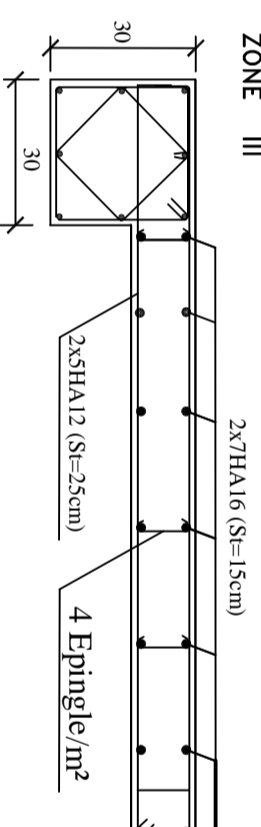
Voile VT, VL
ZONE I



Voile VT, VL
ZONE II



Voile VT, VL
ZONE III



Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferraillage des voiles

Proposé par : Septembre 2014

Dessiné par : Mr. Djallal Abdellah
Melle. Bouab Zahira

Dirigé par : Mr. GHOUILEM

echelle 1/25

Bibliographie

- *DTR-BC-2-2 (document technique réglementaire – charges permanentes et surcharges d'exploitation).*
- *RPA 99 VERSION 2003 (règles parasismiques algériennes).*
- *CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).*
- *BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).*
- *VICTORDAVIDOVICI 'Formulaire du béton armé' (tome 1 et 2).*
- *Guide d'utilisation de Robot millenium, séminaire de CTC centre le 25/04/2006.*
- *Cours et travaux dirigés des années de spécialité.*