

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire
Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme en Master académique

Spécialité : génie civil

Option : CCI

Thème
Thème

Etude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation à ossature mixte contreventé par voile avec le logiciel ETABS



Proposé et dirigé par : Mr ILLOULI

Réalisé par : M^{elle} DAHIM Nadjat

M^{elle} ADDADJ Nadia

Promotion : 2017/2018



Remerciements

On tient tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant de nous avoir attribué la capacité de comprendre et d'analyser des problèmes, de nous avoir prédestiné à étudier et d'arriver là où on est aujourd'hui.

Nos remerciements iront au professeur **Mr ILLOULI** qui nous a proposé ce thème, qui a dirigé et qui a participé activement à notre encadrement tout au long de ce mémoire et qui nous a guidés pour atteindre nos objectifs tracés.

On remercie tous les membres de jury pour avoir accepté de lire notre travail, de le juger et de débattre sur son contenu.

On remercie tous ces auteurs de nos références bibliographiques pour le lot d'informations qu'on a pu acquérir, des personnes qu'on oublie souvent de remercier mais qui nous facilite chaque jour l'existence.

Dedicaces

C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie que je dédie mon travail à mes très chers, respectueux et magnifiques parents à (Pap's et Mam's) qui m'ont soutenu tout au long de ma vie, et leur sacrifices, ainsi que mes adorable biggest frères et sœurs RADI , MOURAD ,MONY SIHEM

Et à mes chers ami(e)s ASSIA, SASSI ,WERIDA,et la liste est assez longue, à tous mes camarades et les gens qui me connaissent de près ou de loin, j'ai eu l'immense plaisir de partager avec vous des moments magnifiques et inoubliables je vous love.

Mon bras droit NADIA ma binôme adorée et qui était ma sœur et mon amie avec qui j'ai partagé d'agréables moments durant mes années d'études et à toute sa famille.

Nadjel

Dedicaces

C'est avec un énorme plaisir, un cœur ouvert et une immense joie que je dédie mon travail à mes très chers, respectueux et magnifiques parents à (Pap's et Mam's) qui m'ont soutenu tout au long de ma vie, et leur sacrifices, ainsi que mes adorable biggest frères ALI, NASSER, RACHID, KAMEL et en particulier à mon petit frère KARIM et mes petites nièces ALICIA et ILENA et à toute ma famille.

Et à mes chers ami(e)s Aziza, Nassira ,Amina,Lydi,et mon cher YACINE et la liste est assez longue, à tous mes camarades et les gens qui me connaissent de près ou de loin, j'ai eu l'immense plaisir de partager avec vous des moments magnifiques et inoubliables je vous love.

Mon bras droit Nadjat ma binôme adorée et qui était ma sœur et mon amie avec qui j'ai partagé d'agréables moments durant mes années d'études et à toute sa famille.

Nadia

Sommaire :

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE..... (01 - 11)

CHAPITRE II : PRE-DIMENTIONEMENT DES ELEMENTS (12 - 27)

CHAPITRE III : CALCULES DES ELEMENTS..... (28- 95)

**CHAPITRE IV : MODELISATION ET VERIFICATION DES EXIGENCE DU
RPA..... (96 - 126)**

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES POUTRES (127 -147)

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES POTEAUX (148 -162)

CHAPITRE VII : FERRAILLAGE DES VOILES (163 -174)

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE..... (175 -202)

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Liste des tableaux :

Chapitre I :

I-1 : caractéristique des aciers.....Page 10

Chapitre II :

II-1 : vérification des exigences de RPA.....Page 16

II-2 : charge revenant au plancher corps creux terrasse.....Page 22

II-3 : charge revenant au plancher corps creux étage courant.....Page 22

II-4 : charge revenant à la dalle pleine..... Page 23

II-5 : charge revenant aux murs extérieurs..... Page 24

II-6 : surcharge d'exploitation..... Page 25

II-7 : charges permanentes des planchers.....Page 26

II-8 : charges permanentes des poutres.....Page 26

II-9 : valeurs des coefficients dégression $\frac{3+n}{2n}$ Page 28

II-10 : descente des charges pour les poteaux..... Page 29

Chapitre III :

III-3-1 : charge revenant au paillasse..... Page 66

III-3-2 : charge revenant au palier..... Page 67

III-5-1 : charge permanente du balcon..... Page 89

III-5-2 : charge concentré sur le balcon due au poids propre du garde corps..Page 89

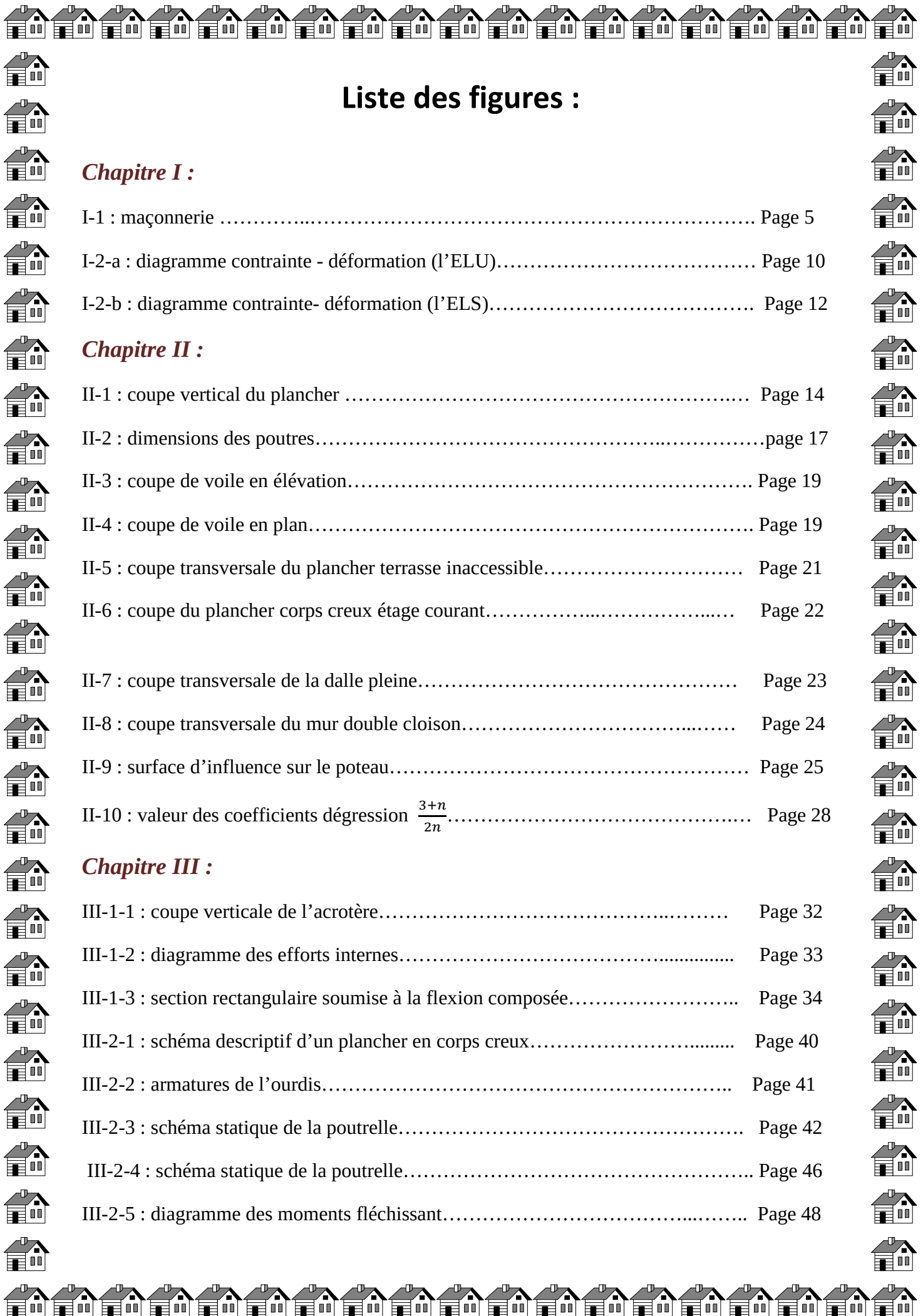
Chapitre IV :

IV-1 : déplacement relatif sous l'action Ex, Ey..... Page 133

IV-2 : vérification de l'excentricité suivant le sens xx..... Page 135

IV-3 : vérification de l'excentricité suivant le sens yy..... Page 136

	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
	
Chapitre V :	
Chapitre VI :	
VI-1 : sections minimale et maximales des poteaux	Page 153
VI-2 : ferrailage des poteaux.....	Page 159
VI-3 : choix des armatures longitudinales.....	Page 160
VI-4 : vérification de la condition de non fragilité sous M2	page 166
Chapitre VII :	
VII-1 : calcul du voile (VL1).....	Page 175
VII-2 : calcul du voile (VL2)	Page 176
VII-3 : calcul du voile (VT1.....	Page 178
VII-4 : calcul du voile (VT2).....	Page 181
Chapitre VIII :	
VIII-1 : semelle filante sous voile (sens longitudinal).....	Page 184
VIII-2 : semelle filante sous voile (sens transversal).....	Page 184
VIII-3 : résultante des charges sous poteaux	Page 186
VIII-4 : ferrailage de la nervure aux appuis et en travée dans les deux sens.....	Page 205



																		
	III-2-6 : schéma de calcul des efforts tranchant..... Page 49																	
	III-2-7 : diagramme des efforts tranchant..... Page 50																	
	III-2-8 : diagramme des moments fléchissant..... Page 57																	
	III-2-9 : diagramme des efforts tranchant..... Page 58																	
	III-3-1 : coupe verticale de l'escalier..... Page 63																	
	III-3-2 : représentation de l'escalier d'étage courant..... Page 66																	
	III-3-3 : schéma statique de l'escalier à l'ELU..... Page 68																	
	III-3-4 : diagramme des efforts interne à l'ELU..... Page 70																	
	III-3-5 : schéma statique de l'escalier à l'ELS..... Page 73																	
	III-3-6 : diagramme des efforts interne à l'ELS..... Page 76																	
	III-3-7 : ferrailage d'escalier d'étage courant..... Page 78																	
	III-4-1 : schéma statique de la poutre palière à l'ELU..... Page 80																	
	III-4-2 : diagramme des efforts internes à l'ELU..... Page 81																	
	III-4-3 : diagramme des efforts interne à l'ELS..... Page 86																	
	III-6-1 : schéma de la salle machine.....6..... Page 91																	
	Chapitre IV:																	
	VI-1 : vue en trois dimensions de la structure..... Page 127																	
	Chapitre V :																	
	V-1 : ferrailage des poutres.....page 140																	
	Chapitre VI :																	
	VI-1-1: L'application de l'effort normal.....page 151																	
	VI-1-2 : section d un poteau à SPC.....page 155																	
	Chapitre VII :																	
	VII-1 : diagramme des contraintes sur les voiles..... Page 170																	
	VII-2 : diagramme des contraintes S.P.C..... Page 170																	
	VII-3 : diagramme d'une section entièrement tendus..... Page 170																	
																		

																		
	VII-4 : disposition des armatures verticales dans les voiles Page 173																	
	Chapitre VIII :																	
	VIII-1 : fondation superficielle à gauche et fondation profonde à droite..... Page 181																	
	VIII-2 : schéma de la semelle isolée..... Page 183																	
	VIII-3 : le panneau le plus sollicité page194																	
	VIII-4 : schéma statique du débord.....page198																	
	VIII-5-a-3: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELU) sens xx Page 198																	
	VIII-5-a-2: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELU) sens xx Page 199																	
	VIII-5-b-3: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELS) sens xx Page 201																	
	VIII-5-b-3: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELS) sens xx..... Page 202																	
	VIII-5-c-2: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELU) sens yy..... Page 203																	
	VIII-3-c-3: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELU) sens yy..... Page 204																	
	VIII-3-d-2: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELS) sens yy..... Page 205																	
	VIII-3-d-3: diagramme des moments fléchissant de la nervure (ELS) sens yy..... Page 205																	
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		
																		

Introduction générale :

L'Algérie est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités et risque sismique, les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importantes.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements qui est à l'origine de mouvements forts de sol. L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

A cet effet l'ingénieur de génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre en tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, la résistance, l'esthétique et surtout assuré la sécurité des usagers pendant et après le séisme.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliqué les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considération à savoir la catégorie du site; la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation en **R+6** est contreventé par un système voiles et portiques .L'étude de cette structure se fait tout en respectant les réglementations technique (**RPA99Révisé 2003;BAEL et CBA93**), la modélisation de notre structure se fait avec le logiciel ETABS.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderont au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferraillages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferraillages des éléments principaux.

Pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS) , qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans **la troisième et dernière partie**, nous aborderons l'étude de l'infrastructure, et à la fin nous résumons notre travail avec une conclusion générale.

I-1 .Description et présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation. Cette ouvrage sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considérée par le règlement parasismique algérien (RPA 99) version 2003 comme une zone de moyenne sismicité,

(zoneIIa)

Notre bâtiment comporte :

- Une cage d'escaliers.
- Une cage d'ascenseur.
- Un rez-de-chaussée.
- six étages courants.
- Une terrasse inaccessible

I-2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

a) en plan :

- Longueur totale du bâtiment : $L = 14.40$ m ;
- Largeur totale du bâtiment : $B = 13.00$ m.

b) en élévation :

- Hauteur du rez-de-chaussée $h_r = 3.91$ m ;
- Hauteur de l'étage courant $H_e = 3.06$ m ;
- Hauteur de l'acrotère du bâtiment $H_b = 0.60$ m ;
- Hauteur de l'acrotère de la chambre de l'ascenseur $H_c = 0.6$ m
- Hauteur totale du bâtiment $H_t = 22.27$ m.

I-3 .Les éléments de l'ouvrage :

a) L'ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges verticales , et de voiles en BA disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

b. planchers : Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges. Ils assurent également les fonctions suivantes :

- ❖ **La résistance mécanique :** ils supportent leurs poids propres et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de l'ouvrage.
- ❖ **L'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Il existe deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, pour le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- **Dalles pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est possible de réaliser des Planchers en corps creux, en particulier pour la cage d'ascenseur et les balcons.

Dans notre ouvrage, les planchers de tous les niveaux sont en corps creux.

C. Les Escaliers :

Parties communes dans l'habitat collectif. Les escaliers sont des ouvrages permettant de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Notre bâtiment est muni d'une cage d'escalier de type droit. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier : Escalier à deux volées et un palier de repos.

Notons que toutes les volées sont identiques à part celle du RDC et première étage (voir la coupe transversal du bâtiment).

D. Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voile, coulée sur place.

E. La maçonnerie :

On appelle maçonnerie, l'ouvrage obtenu par juxtaposition de blocs (briques, agglomérés, moellons, etc.) généralement assemblés avec un mortier, le plus souvent dans le but de construire un mur. Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs:** Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10cm et 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs intérieurs:** Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

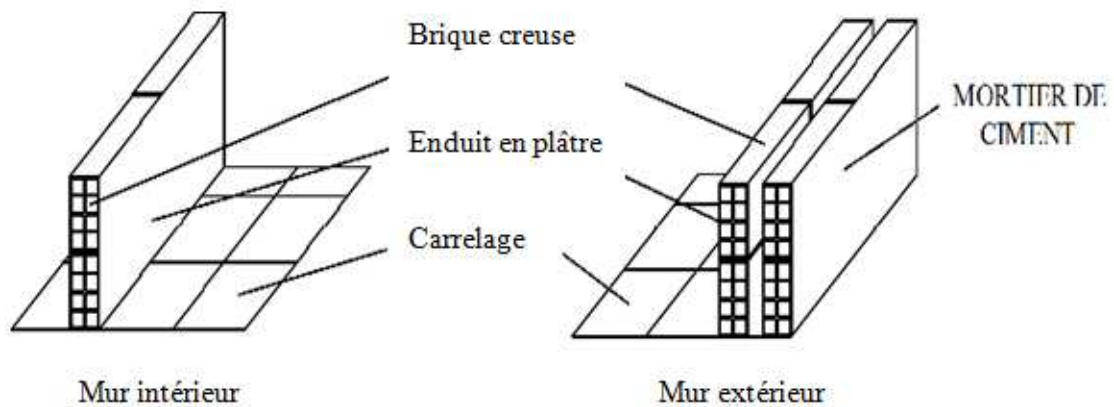


Figure I-1 : maçonnerie

F. Revêtements :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

G. Le Coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

H. Acrotère :

Il sera en béton armé, dans notre bâtiment on a deux acrotères : celui de bâtiment et celui de la chambre d'ascenseur.

I . Les Fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des efforts au sol par sa liaison directe

avec ce dernier. le choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Avec une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ Prise forfaitairement d'après les différentes études et sondages réalisés auparavant au voisinage de ce chantier.

I-4. Principes des justifications : (Art A1.2 BAEL 91/ modifié 99)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. Nous distinguons 2 états limites :

A . Les états limites ultimes (ELU) :

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

Ils correspondent à la limite :

- de stabilité de forme ;
- de l'équilibre statique : non renversement de la construction ;
- de résistance pour les matériaux constitutifs.

B. Les états limites de service (ELS):

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

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

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

I.5 .Caractéristiques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent répondre aux exigences des règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 et des règles de béton armé aux états limites (BAEL 91).

I-5-1) Le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie (sable, graviers), le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage et l'âge du béton.

Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland.

- Le ciment utilisé est de classe 325 (CPA3-25) dosé à 350 kg/m de béton.
- Le dosage courant par 1m³ sera comme suit :

Granulat : (sable 0/5, graviers 5/25)

{	Sable	→	400L
	Graviers	→	800L

Eau de gâchage : 175L

a) Résistance caractéristique du béton :

a-1) Résistance à la compression :

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} , Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par : (Art A.2.1, 11/BAEL91)

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

$$\diamond f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour l'étude de ce projet nous adoptons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

a-2) Résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa, (Art 2.1, 12 /BAEL91)}$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = \underline{2,1 \text{ MPa}}$$

b) Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

b-1) Module d'élasticité longitudinale

- ❖ **Le module instantané E_{ij} :** est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Il est donnée par (*)
- ❖ **Le module différé E_{vj} :** est utilisé pour les calculs sous chargement de longue durée (cas courant), qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations

instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané. $E_{ij} \approx 3$

E_{vj} .il est donnée par (**)

$$E_{ij} = \begin{cases} 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{en MPa} \\ \text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases} \Longrightarrow \underline{E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}}$$

$$E_{vj} = \begin{cases} 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{en MPa} \\ \text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases} \Longrightarrow \underline{E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}}$$

b-2) Module de déformation transversal : (Art A.2.1, 3/BAEL 91)

Le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec :

ν : Coefficient de poisson

E : module de Young (module d'élasticité longitudinal)

c) Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par (**Art A.2.1, 3 / BAEL 91**).

$\nu = 0$ pour des sollicitations à **ELU**

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à **ELS**

d) Contraintes du béton en compression :

d-1) Contrainte limite (ELU):

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{en MPa}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ pour situation courante

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1.15$ pour situation accidentel

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

t : durée probable d'application de la combinaison considérée.

Pour la situation courante :

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\theta = 1$$

On aura :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

d-2) Contrainte de service (ELS) :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Donc on va adopter la loi de Hook de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée :

$$E_b = E_v \eta = 0.2.$$

La résistance mécanique du béton tendu est négligée (**Art A.4.5, 1/BAEL91**). En général on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_a = 200\,000 \text{ MPa}$; $E_b \approx 13\,333 \text{ MPa}$)

I-5-2.Aciers :

Les armatures sont en acier. L'acier est un alliage de fer et de carbone. Cet alliage possède une bonne résistance mécanique en traction et en compression. Le fer apporte une base de résistance importante et de la souplesse. La souplesse permet au matériau de se déformer notablement sans se rompre.

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états des surfaces (RL, HA)

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture [%]	Coefficient De Fissuration	Coefficient De $[\psi]$ Scellement
Aciers En Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 ‰	1	1
	Haute Adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers En Treillis	Treillis soudé(TS) TL520	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

s	($\Phi < 6$)						
---	----------------	--	--	--	--	--	--

Tableau I-1 : caractéristique des aciers.

a) Module d'élasticité longitudinal :

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

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$ (Art A.2.2, 1/ BAEL91)

b) Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet d'une traction simple.

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :

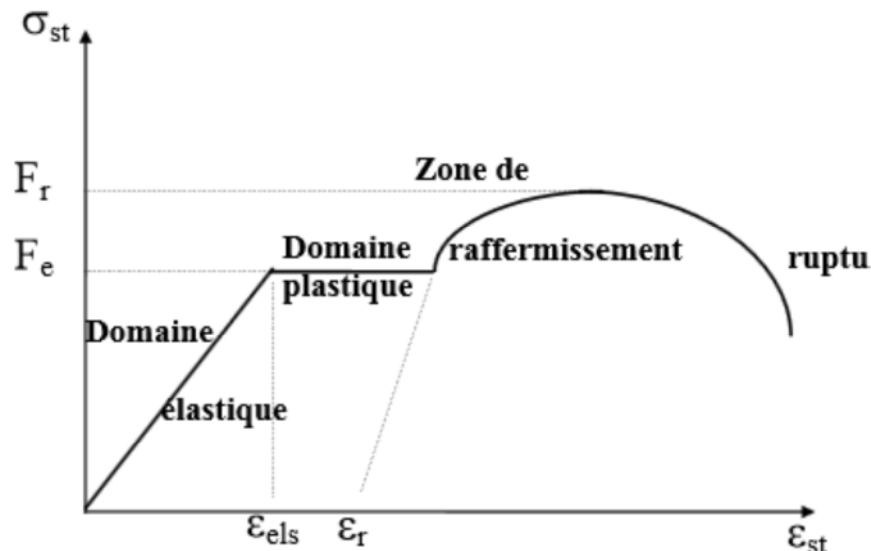


Figure I-2-a : Diagramme contrainte- déformation

Avec :

Fr : Résistance à la rupture ;

Fe : Limite d'élasticité ;

ϵ_{els} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier ;

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone OA : Domaine élastique linéaire ;

Zone AB : Domaine plastique ;

Zone BC : Domaine de raffermissement ;

Zone CD : Domaine de rupture.

C- Contrainte Limite :

C-1) Calcule de la contrainte limite à l'ELU:

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. (**Art A.4.3, 2/BAEL91**), où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie σ_s est définie par :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : γ est un coefficient de sécurité partiel qui vaut $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,0 \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \text{Situation courante} \end{array} \right.$

ne de rupture

C-2) Calcule de contrainte limite à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) pour ce faire on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration.

- **Fissuration peu nuisible :**

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

- **Fissuration préjudiciable :**

Ces des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

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

- **Fissuration très préjudiciable :**

Dans ce là, on note :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec η coefficient de sécurité :

$$\eta = 1 \quad \text{Pour les ronds lisses}$$

$$\eta = 1.3 \quad \text{Pour les hautes adhérences } HA < 6\text{mm}$$

$$\eta = 1.6 \quad \text{Pour les hautes adhérences } HA \geq 6\text{mm}$$

d) Diagramme de contraintes - déformations de calcul :

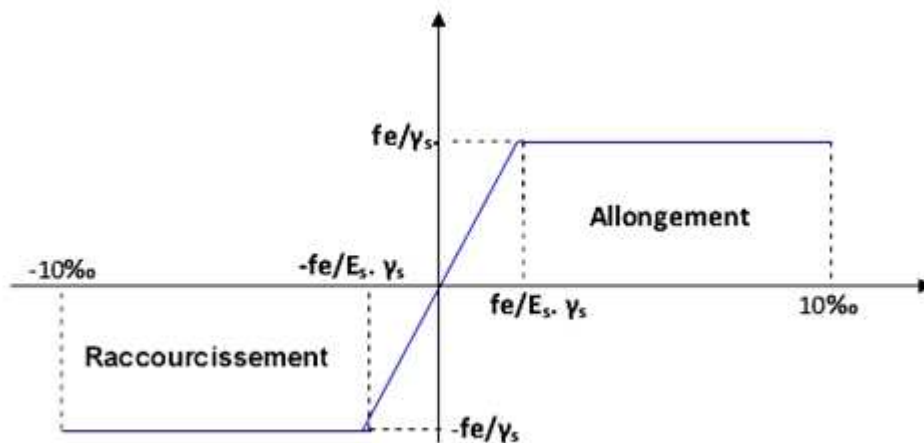


Figure I-2-b : Diagramme contrainte - déformation

e) Protection des armatures :

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. Le BAEL préconise les valeurs suivantes (**Art A.7.1 /BAEL91**) :

$C \geq 5 \text{ cm}$: pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

$C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposés aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre **$C = 3 \text{ cm}$** .

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre : **$C = 2 \text{ cm}$**

II) pré -dimensionnements des éléments :

II-1) Introduction :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Afin d'assurer la bonne résistance de la construction, Ce pré dimensionnement se fait en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99
- LE BAEL 91
- Le CBA93

II-2) Pré dimensionnement des éléments :

II-2-1) Les Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22.5} (\text{Art B.6.8.424/BAEL91})$$

Avec :

h_{tp} : hauteur totale du plancher

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

Dans notre cas :

$$L_{max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui nous donne : } h_{tp} \geq \frac{450}{22.5} = 20 \text{ cm}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm pour l'épaisseur de corps creux} \\ 4 \text{ cm pour l'épaisseur de la dalle de compression} \end{array} \right.$$

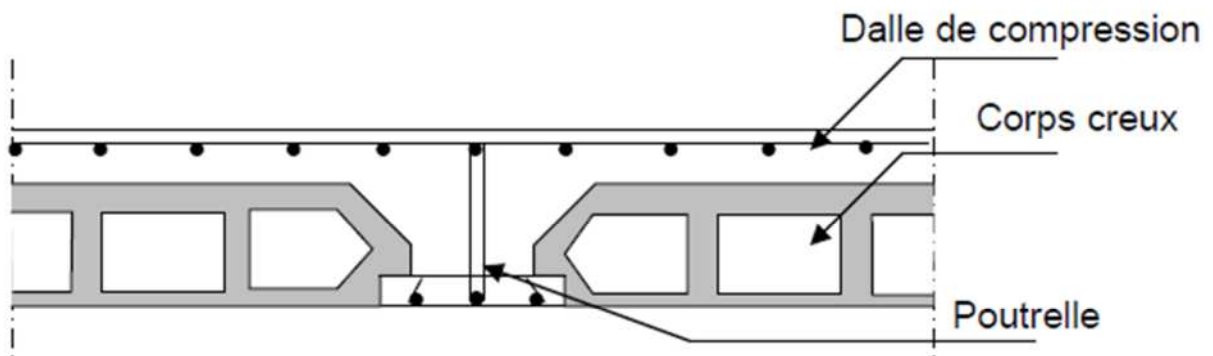


Figure II-1 : coupe verticale d'un plancher

Remarque : Les poutrelles seront disposées dans le sens de la plus petite portée.

II-2-2) Les dalles pleines :

L'épaisseur de la dalle pleine (qui repose sur trois appuis) pour la salle des machines de l'ascenseur et aussi pour les balcon est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l_{max}}{20} \geq e_p \geq \frac{l_{max}}{30}$$

e_p : épaisseur de la dalle pleine

Dans notre cas : $l_{max} = 213\text{cm}$

$$\frac{213}{20} \geq e_p \geq \frac{213}{30}$$

$$10.65\text{cm} \geq e_p \geq 7.1\text{cm}$$

On prend : $e_p = 10\text{cm}$

II-2-3) Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulés sur place. Elles supportent les charges gravitaires et les transmettent aux poteaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires, qui assurent la résistance des efforts horizontaux.

Le pré-dimensionnement des poutres se fait par les règles du BAEL 91. Les sections doivent vérifier les prescriptions de l'article [7.5.1 du RPA 99/version 2003], et qui sont :

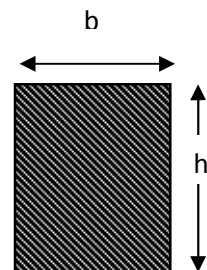
$$h : \text{hauteur totale de la poutre comprise entre} \quad \Rightarrow \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{BAEL 91})$$

$$b : \text{largeur de la poutre comprise entre} \quad \Rightarrow \quad 0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Selon le RPA 99/2003 les dimensions des poutres pour les constructions implantées dans la zone sismique (II_a) doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right\} \quad (\text{RPA 99 / Art 7.5.1})$$



a-Poutres principales :

Ce sont les poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles.

- **Hauteur (h):** On a $L_{\max} = 450 \text{ cm}$

$$\text{D'où : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad 30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm} \quad \Leftrightarrow \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

h=35cm

- **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Leftrightarrow \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Leftrightarrow \quad 14\text{cm} \leq b \leq 25\text{cm}$$

On prend :

$b = 25 \text{ cm}$

b - Les poutres secondaires :

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

- **Hauteur (h) :** On a : $L = 450 - 30 = 420 \text{ cm}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \iff 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} \text{ On prend } \iff \boxed{h = 35 \text{ cm}}$$

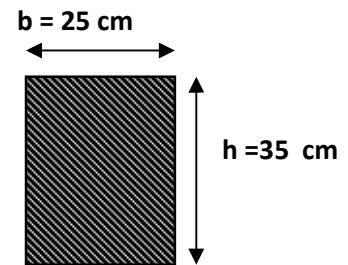
- **Largeur (b) :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \iff 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \iff 14 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$$

✚ Pour uniformiser la base des poutres

On prend : $\iff$

$b = 25 \text{ cm}$



- **Vérification des conditions exigées par le RPA99 (modifié en 2003) :**

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35 cm	35 cm	ok
$b \geq 20 \text{ cm}$	25 cm	25 cm	ok
$h/b \leq 4$	1,4	1,4	ok

Tableau II-1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

CONCLUSION :

- Poutres principales (25x35) cm².
- Poutres secondaires (25x35) cm².

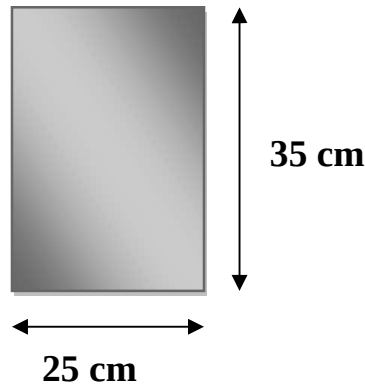


Figure II-2: Dimensions des Poutres.

II-2-4) Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme peut être carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'**ELS** en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N . On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge. La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$A \geq \frac{Ns}{0.3 f_{c28}} \quad (\text{Art 7.4.3 RPA99})$$

Avec: $Ns = G + Q$

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

Ns : Effort normal de compression à la base du poteau.

A : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

Avec: $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ kN /cm}^2$.

Selon le (**RPA 99, A7.4.1**), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{en zone I et IIa.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ en zone III et IIb.} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

 Remarque :

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

II-2-5) Les voiles (refends) :

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

Les murs de contreventement ou refends (voiles) peuvent être pleins ou comporter des ouvertures. Ils assurent deux fonctions :

- **Fonction porteuse** : ils assurent le transfert des charges verticales.
- **Fonction de contreventement** : ils assurent la stabilité sous chargement horizontal l.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'**Art 7.7.1. du RPA99 version 2003**. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $L_{\min} \geq 4a$. L'épaisseur du voile (a) sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (he) et de la rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

Avec : **a** : épaisseur d'un voile.

L : portée min du voile.

h_e : hauteur d'étage.

($a \geq 15[\text{cm}]$).

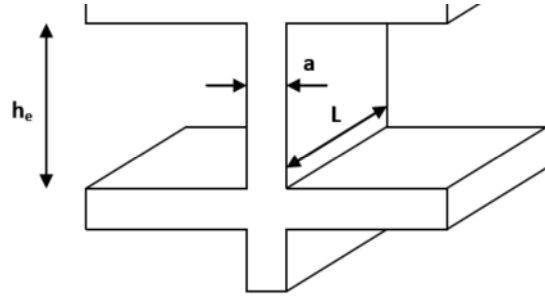


Figure II-3 : Coupe de voile en élévation

✚ Trois cas peuvent se présenter :

- 1^{er} cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ a \geq 15(\text{cm}). \end{array} \right.$$

- 2^{ème} cas : $a \geq \frac{h_e}{22}$)))))))

Figure. II-4 : Coupe des voiles en plan.

- 3ème cas : $a \geq \frac{h_e}{20}$

$$a \geq \max \left(e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right) \text{ avec: } \underline{h_e = 306 \text{ cm}}$$

$$a \geq \max (15 ; 12.24 ; 13.90 ; 15.3) \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } \mathbf{a = 20 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

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

Dans notre cas :

$$L > 4 a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

II-3) Détermination des charges et des surcharges :

Le règlement algérien (**DTR B.C.2.2**) préconise l'application de la dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étage, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique sur tous les niveaux. Pour faire la descente de charges, on détermine d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II-3-1) Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :



Figure II-5 Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

N^0	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN / m ³)	G (kN / m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	5	20	1.00
2	Etanchéité multicouches	2	6	0.12
3	Forme de pente en béton	8	25	2.00
4	Feuille de polyane	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	4	0.16
6	Feuille de polyane	-	-	0.16
7	Plancher en corps creux	16+4	14	2.8
8	Enduit de plâtre	2	10	0.2
				$G_{pt}=6.30 \text{ kN/m}^2$

Tableau II-2 : Charges revenant au plancher corps creux terrasse

b) Plancher d'étage courant :**Figure II-6 : Coupe du plancher corps creux étage courant**

N^0	Composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G kN /m ²)
1	Une Cloison en briques creuse	10	9	0.90
2	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
3	Mortier de pose	3	22	0.66
4	Couche de sable	3	18	0.54
5	Plancher en corps creux	16+4	14	2.80
6	Enduit plâtre	2	10	0.20
				$G_{pc}=5.5\text{KN/m}^2$

Tableau II-3 : Charges revenant au plancher corps creux étage courant

c) Dalle pleine :**Figure II-6 : coupe transversale de la dalle pleine**

N^0	composition	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m³)	(G kN /m²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.4
2	Mortier de pose	3	22	0.66
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	dalle en béton arme	15	25	3.75
5	Enduit de ciment	2	18	0.36
				$G_{dp}=5.71\text{KN/m}^2$

Tableau II-4 : charges revenant à la dalle pleine

d) Maçonnerie :**➤ Murs extérieurs****Figure II-7 : Coupe transversale du mur double cloison.**

<i>N°</i>	<i>composition</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kN/m³)</i>	<i>G (kN /m²)</i>
1	<i>Enduit de plâtre</i>	2	10	0.2
2	<i>Brique creuse</i>	10	9	0.9
3	<i>Lame d'air</i>	5	0	0
4	<i>Brique creuse</i>	15	9	1.35
5	<i>Enduit du ciment</i>	2	18	0.36
				<i>Gme=2.81kN/m²</i>

Tableau II-5 : Charges revenant aux murs extérieurs**II-3-2) Surcharges d'exploitation :**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

<i>Eléments</i>	<i>surcharges</i> Q (KN/m²)
<i>Plancher terrasse inaccessible</i>	1.00
<i>Plancher d'étage courant</i>	1.50
<i>Plancher RDC</i>	1.50
<i>Balcon</i>	3.50
<i>Escalier</i>	2.50
<i>L'acrotère</i>	1.00

Tableau II-6 : Surcharge d'exploitation

II -4) Descente de charge :

II-4-1) Surface d'influence : le poteau le plus sollicité est : B2
Vu que la surface d'influence

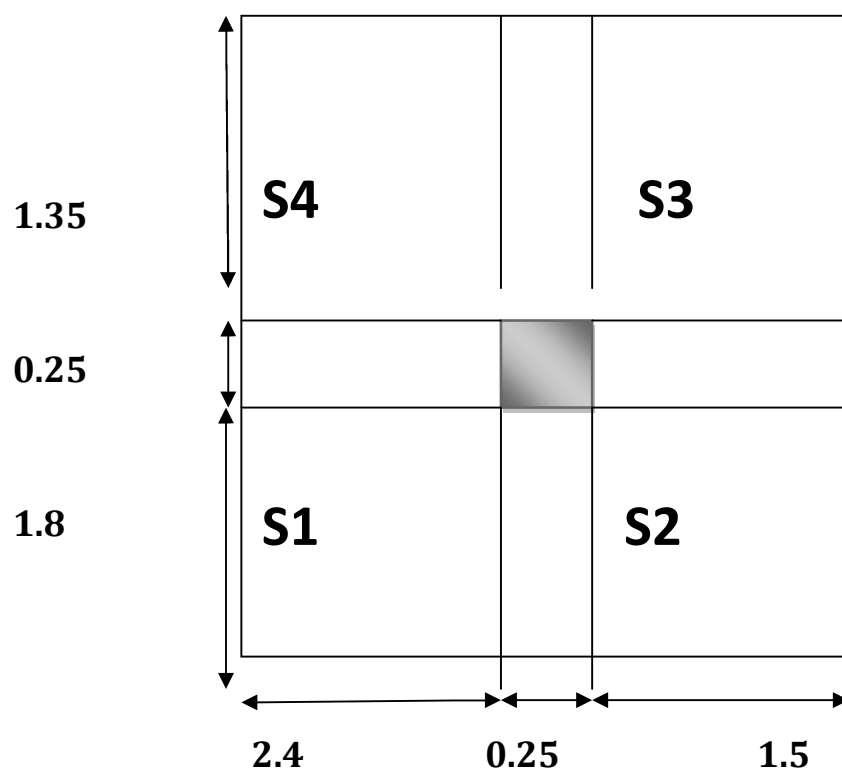


Figure II-9 : Surface d'influence sur le poteau.

❖ **Surface brute:**

- $S_1 = 2.4 \times 1.8 = 4.32 \text{ m}^2$
- $S_2 = 1.5 \times 1.8 = 2.7 \text{ m}^2$
- $S_3 = 1.5 \times 1.35 = 2.025 \text{ m}^2$
- $S_4 = 2.4 \times 1.35 = 3.24 \text{ m}^2$

S_{brutte} = 12.285 m²

II-4-2) Poids propre des éléments :

<i>Plancher</i>	<i>Surface d'influence S (m²)</i>	<i>Charges G (KN/m²)</i>	<i>Charges permanente du plancher P (KN)</i>
<i>Terrasse</i>	12.285	6.3	77.395
<i>Etage courant</i>	12.285	5.5	67.567

Tableau II-7: Charges permanentes des planchers

II-4-3) Poids propre des poutres :

<i>Poutre</i>	<i>Charge permanente des poutres G (KN/m²)</i>	<i>Charge permanente totale des poutres P_{totale} = G_{pp} + G_{ps} (KN)</i>
<i>Poutre principale</i>	$G_{pp} = [0.25 \times 0.35 \times (2.4 + 1.5)]25 = 8.531$	$P_{total} = 15.421$
<i>Poutre secondaire</i>	$G_{ps} = [0.25 \times 0.35 \times (1.35 + 1.8)]25 = 6.89$	

Tableau II-8: Charges permanentes des poutres

II-4-4) Surcharge d'exploitation :

- Plancher terrasse : $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$

Donc :

- Etage courant : $Q \times S = 1,50 \times 12,285 = 18,4275 \text{ KN}$
- Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1,00 \times 12,285 = 12,285 \text{ KN}$

- Poteaux :

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

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

$$h = 25 \text{ cm}$$

poids des poteaux:

➤ **Poteau RDC:**

$$\rho \times S \times h_{\text{RDC}} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,91 = 6,10 \text{ kN}$$

➤ **Poteaux étage courant:**

$$\rho \times S \times h_{\text{EC}} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{ KN}$$

II-4-5) Dégression verticale des surcharges d'exploitation:

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanée d'application des surcharges sur tous les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui est notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

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

➤ Dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

$$Q_0 \quad \Sigma_0 = Q_0$$

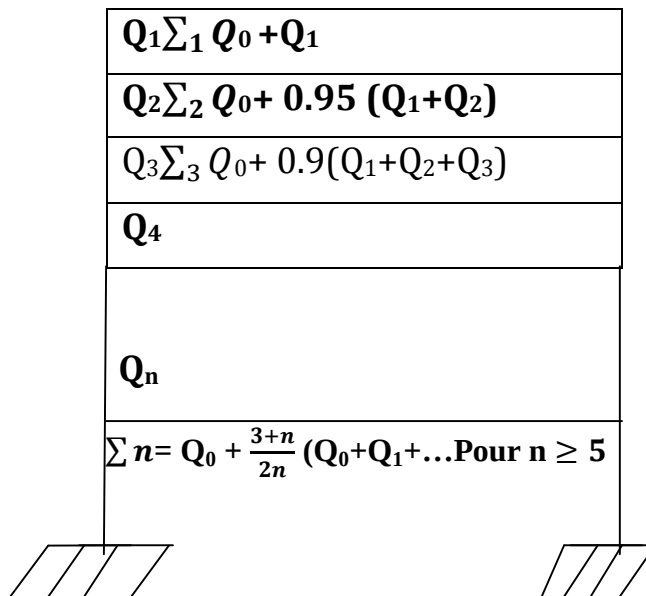


Figure II-9 : valeurs de coefficient dégression($\frac{3+n}{2n}$)

Niveaux	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75

Tableau II-9 : valeurs de coefficient dégression($\frac{3+n}{2n}$)

✚ Les surcharges cumulées :

- 6^{eme} niv: $Q_0 = 12.285 \text{ kN}$
- 5^{eme} niv : $Q_0 + Q_1 = 12.285 + 18.427 = 30.712 \text{ kN}$
- 4^{eme} niv : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 12.285 + 0.95(2 \times 18.427) = 47.296 \text{ kN}$
- 3^{eme} niv : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 12.285 + 0.90(3 \times 18.427) = 62.037 \text{ kN}$
- 2^{eme} niv : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 12.285 + 0.85(4 \times 18.427) = 74.936 \text{ kN}$
- 1^{eme} niv: $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 12.285 + 0.80(5 \times 18.427) = 85.993 \text{ kN}$
- RDC: $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 12.285 + 0.75(6 \times 18.427) = 95.206 \text{ kN}$

niveau	Charges permanentes (kN)					Charges d'exploitation		N = G _c +Q _c	S ≥ $\frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	G _{totale} (kN)	G _{cumulée} (kN)	Q _{totale} (kN)	Q _{cumulée} (kN)		N/σ _{bc} (cm ²)	Section (cm ²)
6	77.395	6.1	15.421	98.91	98.91	12.28	12.28	111.19	74.12	30× 30
5	67.567	6.1	15.421	89.08	187.99	18.427	30.71	218.7	145.8	30× 30
4	67.567	6.1	15.421	89.08	277.07	18.427	47.29	324.36	216.24	30× 30
3	67.567	6.1	15.421	89.08	366.15	18.427	62.03	428.18	285.45	30× 30
2	67.567	6.1	15.421	89.08	455.23	18.427	74.93	530.16	353.44	35× 35
1	67.567	6.1	15.421	89.08	544.31	18.427	85.99	630.3	420.2	35× 35
RDC	67.567	4.78	15.421	87.76	632.07	18.427	95.20	727.27	484.84	35× 35

Tableau II-10 : Descentes des charges pour les poteaux

II-5) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner à ceux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux (Art 7.4.1/ RPA 99. Version 2003)

🚧 Vérification des exigences du RPA (Art 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b1, h1)} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots 1 \\ \text{Min (b1, h1)} \geq \frac{he}{20} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

➤ Poteau du RDC, du 1^{er} au 2^{eme} étage :

$$\text{Min (b1, h1)} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Min}(35, 35) \geq 30 \text{ cm} \quad 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min (b1, h1)} \geq \frac{he}{20} \quad \text{Min}(35, 35) \geq \frac{306}{20} \text{ cm} > 15.3 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(35, 35) \geq \frac{391}{20} \text{ cm} > 19.55 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4 \quad \frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4 \quad 0.25 < 1 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poteau du 3^{ème} au 6^{ème} étage :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Min}(30, 30) \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \longrightarrow \text{Min}(30, 30) \geq \frac{306}{20} \longrightarrow 30 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \quad \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4 \quad 0.25 < 1 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

🚧 Conclusion :

Les dimensions des sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

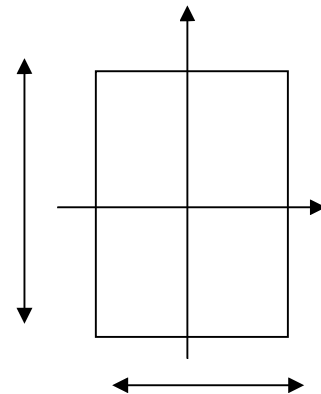
II.6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire la condition suivante :

y
Avec : $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} : \text{L'élancement du poteau}$$

- L_f : Longueur de flambement, ($L_f = 0.707 L_0$) b
- L_0 : Hauteur libre du poteau ;



a

- I : moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe yy (axe faible) ;
- i : rayon de gyration.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$I = \frac{ab^3}{12} \text{ et } B = a \times b$$

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.707L_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0.707L_0 \times \sqrt{12}}{b}$$

- **Poteaux (35× 35): $L_0 = 3.91\text{m}$** $\lambda = 27.36 < 50$ **Cv**
- **Poteaux (35× 35): $L_0 = 3.06\text{m}$** $\lambda = 21.41 < 50$ **Cv**
- **Poteaux (30× 30): $L_0 = 3.06\text{m}$** $\lambda = 24.98 < 50$ **Cv**

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement

III- Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles, on peut donc les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99 et le RPA version 2003**.

III-1) Acrotère :

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

L'acrotère est un élément en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales ; L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal et une charge d'exploitation horizontale (Poussée latérale) $Q=1\text{ [kN/ml]}$ non pondérée qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à l'ELU.

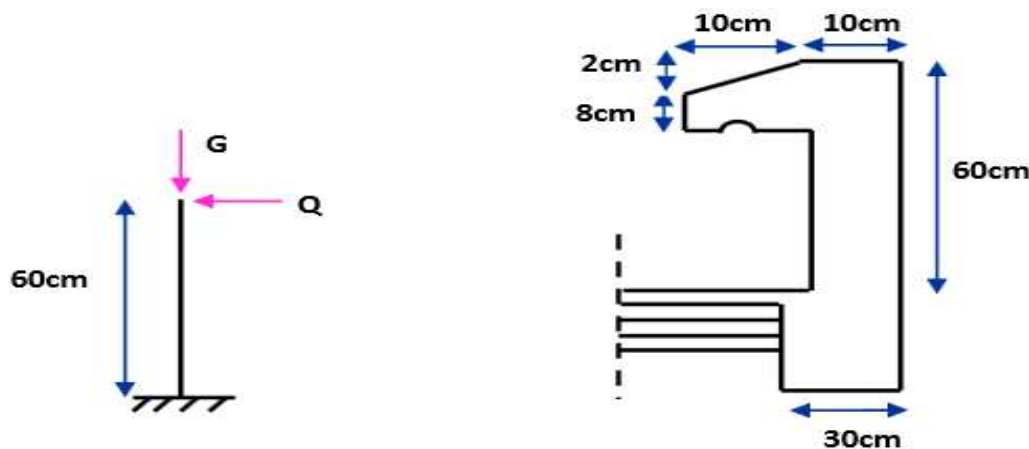


Figure III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère

- Calcul des sollicitations
- Effort normal due au poids propre G :

$$G = S \times \rho$$

Avec :

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

S : Section transversal

$$S = (0,96 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,105 \text{ m}^2$$

Donc : $G = 0,105 \times 25 = 2,625 \text{ kN/ml}$

➤ **Surcharge due à la poussée latérale Q :**

$$Q = 1,00 \text{ KN /ml.}$$

- **Effort normal**

$$N = G = 2,625 \times 1 = 2,625 \text{ kN/ml}$$

- **Effort horizontal**

$$T = Q = 1 \text{ kN/ml}$$

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

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,96 = 0,96 \text{ KN.m}$$

III-1-2) Diagramme des efforts :

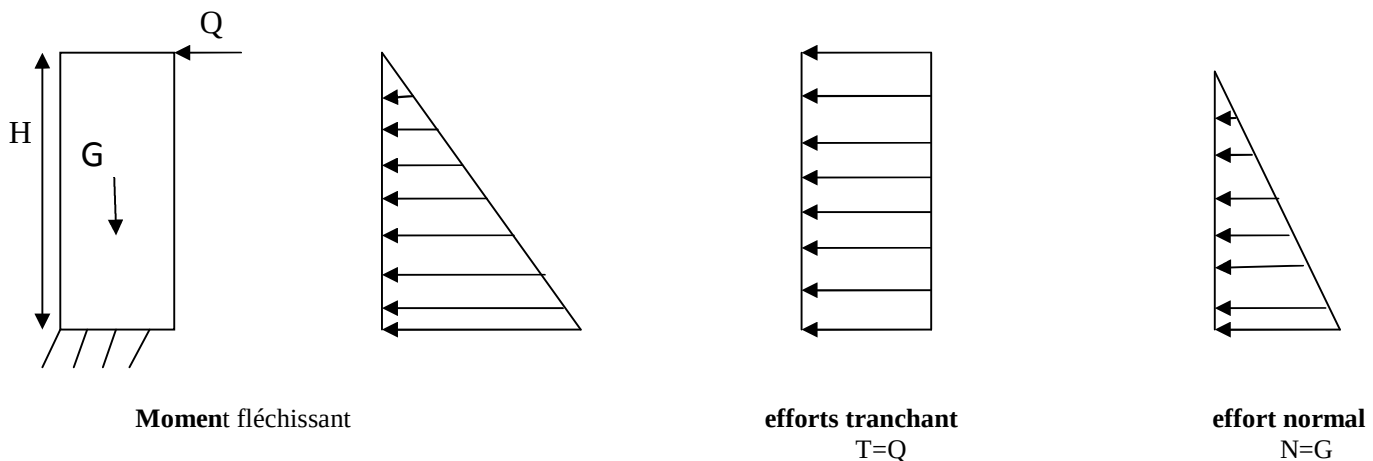


Fig. III-1.2 : Diagramme des efforts internes

III-1-3) Combinaison des charges :

a) AL'ELU :

La combinaison est : $1,35.G + 1,5.Q$

- **Effort normal du à G**

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,625$$

$$N_u = 3,544 \text{ kN/ml}$$

- **Moment de flexion du à Q**

$$M_u = 1,5 \times Q_u = 1,5 \times 0,96$$

$$M_u = 1,44 \text{ kN.m}$$

b) AL'ELS :

La combinaison est : $G + Q$

- **Effort normal de compression**

$$N_s = G = 2,625 \text{ kN/ml}$$

- **Moment de flexion :**

$$M_s = M_Q = 0,96 \text{ kN.m}$$

III-1-4) Calcul du ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée à L'ELU, en tenant compte d'une section rectangulaire de hauteur $h=10\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$, soumise à un effort normal N_u et un moment de renversement M_u , vérifié à L'ELS.

Pour déterminer les armatures, on procède à la méthode de calcul en flexion composée.

On va étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif (M_f),

Afin de déterminer les armatures fictives (A_f) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles (A).

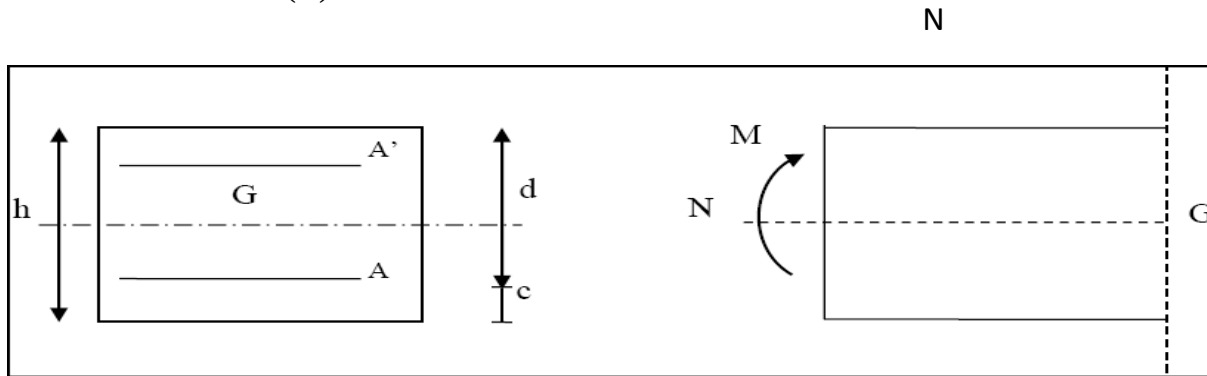


Figure III-1-3 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

III-1-4-1) Calcul à L'ELU

a) calcul de l'excentricité

$h = 10 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 7 \text{ cm}; c = 3 \text{ cm}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.44}{3.544} = 0.4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

Nous avons :

$$a = \frac{h}{2} - c \longrightarrow a = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

a : Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

$$e_u \geq \frac{h}{2} - c$$

$$40 > 2 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée 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 (M_f)

b) calcul en flexion simple :• **Le moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1.44 + 3.544 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 1.51 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de μ (moment réduit) :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta_\gamma} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{1.51 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.0217$$

$$\mu_b = 0.0217 < \mu_R = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.0217 \longrightarrow \beta = 0.98915 \text{ (par interpolation)}$$

c) Calcul à la flexion composée (Armatures réelles)

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

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

 A_f : armatures fictives❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.51 \times 10^2}{0.98915 \times 7 \times 34.8} = 0.627 \text{ cm}^2$$

❖ **Section réel des armatures :**

$$A_{st} = 0.627 - \frac{3.544}{34.8} = 0.525 \text{ cm}^2$$

III-1-4-2) Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :

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

a) Armateur principale :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.96}{2.625} = 0.366 \text{ m} = 36.6 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{36.6 - (0.455 \times 7)}{36.6 - (0.185 \times 7)} \right]$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.525 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{la section n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte une section : $A = A_{\min} = 0.8 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } 4\text{HA8} \longrightarrow A \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec un espacement } = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition :

$$A = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA8} \longrightarrow A_r = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-1-5) Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement : (Art 5.1, 1 / BAEL91)

La fissuration est non préjudiciable donc :

$$\overline{\tau}_u = \min \left[\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min [3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}]$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5}{100 \times 7} = 0.0021 \text{ KN/cm}^2 = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{Pas de risqué de cisaillement}$$

b) Vérification de l'adhérence des barres (Art 6.1, 3/ BAEL91)

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

ψ_s : Coefficient de scellement

$$\text{Acier haute adhérence} \longrightarrow \psi_s = 1.5$$

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.053 \text{ cm}$$

Avec :

n : nombre des barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.53} = 0.24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \longrightarrow \text{La section est vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

c) Espacement des barres (art.8.2.4.2 BAEL 91 modifié 99)

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33 \text{ cm}] = 30 \text{ cm}$

Armatures de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min [4h; 45 \text{ cm}] = 40 \text{ cm}$

d) Ancrage des armatures (Art A.6.1, 23 / BAEL91)

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (l_s).

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.853} = 28.04 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } l_s = 30 \text{ cm}$$

III-1-6) Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

a) Dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

$\eta = 1.6$: coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2 \times 400}{3}; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = \min [266.67; 201.63]$$

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

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

On a :

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

$$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.9154$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{0.96 \times 10^6}{0.9154 \times 7 \times 2.01 \times 10^3} = 74.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 74.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Dans le béton :

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

$$\rho_1 = 0.287 \longrightarrow \beta_1 = 0.9154 \longrightarrow K_1 = 44.17$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.17} \times 74.54 = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-1-7) Vérification de l'acrotère au séisme :(Art.6.2.3 /RPA 99 V2003)

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q .

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $A = 0,25$

C_p :Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

$C_p = 0.3$ (tableau 6-1) du RPA99

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,713 \text{ kN/ml}$

D'où

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,713 = 0,514 < Q = 1 \text{ kN/m} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-2) Les planchers :

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

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons. Notre structure comporte des planchers à corps creux (16+4) d'épaisseur, dont les poutrelles sont préfabriquées sur chantier. Disposées suivant le sens de la petite portée.

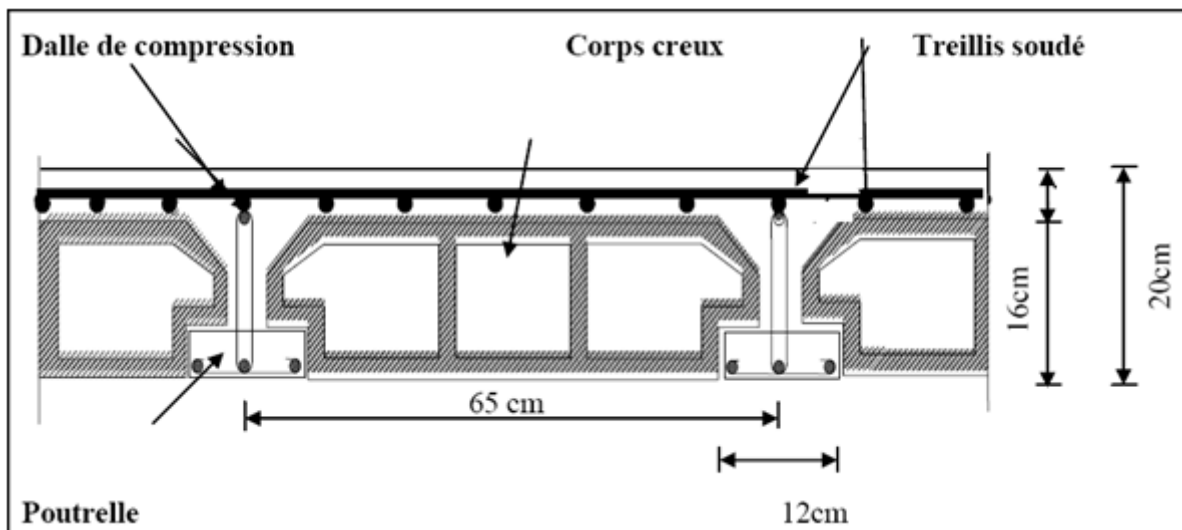


Figure III-2-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux

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

La dalle de compression est coulée sur place, ayant une épaisseur de 4cm, elle sera armée d'un treillis soudé (TS 520) d'élasticité ($f_e = 520 \text{ MPa}$) dont des dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans le (BAEL 91/Art. B.6.8, 423).

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures ;
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

✚ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

- $A_{\perp}$: section en cm^2 par mètre linéaire,
- L : distance entre axes des poutrelles en (cm) = 65cm,
- f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Ainsi on adopte : $5T4/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $e = 20 \text{ cm}$

B) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $5T4/\text{ml} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $e = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520).

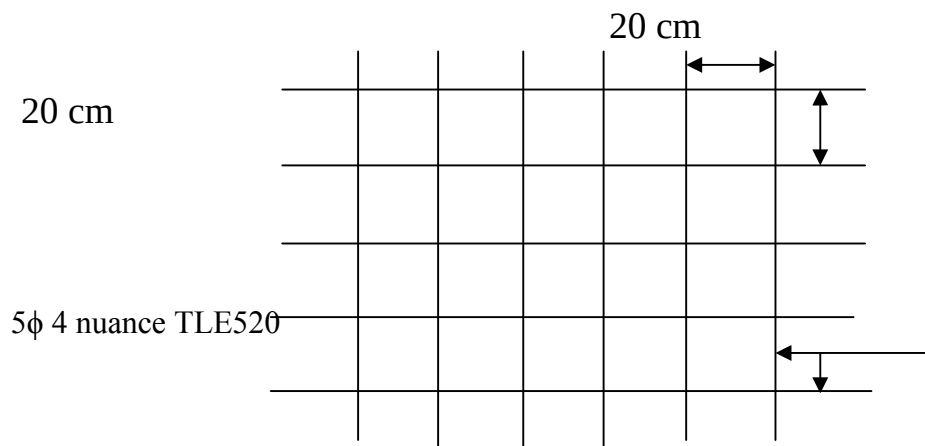


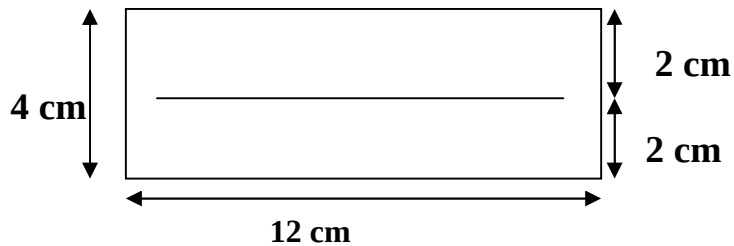
Figure III-2-2 : Armatures de l'hourdis

III-2-2 Calcul des poutrelles à l'ELU :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes

III-2-2-1 Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle a considérée est une poutre (12x4) cm², simplement appuyée sur deux extrémités .Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et de la surcharge de l'ouvrier



- **Poids propre de la poutrelle**

$$G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = \mathbf{0,12 \text{ kN/ml}}$$

- **Poids du corps creux**

$$G_2 = 0,95 \times 0,65 = \mathbf{0,62 \text{ kN/ml}}$$

- **Surcharge de l'ouvrier**

$$Q = \mathbf{1 \text{ kN/ml}}$$

a)combinaison d'action :

➤ À l'ELU: $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = \mathbf{2,5 \text{ kN/ml}}$

➤ À l'ELS: $q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1 = \mathbf{1,74 \text{ kN/ml}}$

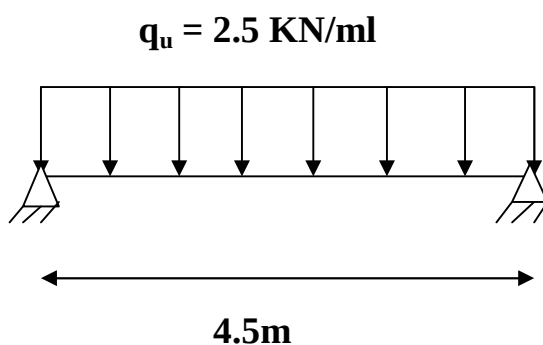


Figure III-2-3 : Schéma statique de la poutrelle

- **Le moment Max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.5)^2}{8} = 6.33 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant:**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.5}{2} = 5.63 \text{ KN}$$

b) Ferraillage de la poutrelle :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.33 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.28$$

$$\mu_b = 9.28 > \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{sections doublement armée (SDA)}$$

 Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un **étayage** pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

III-2-2-2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, les charges et les surcharge seront considérées comme uniformément réparties sur l'ensemble de la poutrelle

- **Charges et surcharges :**

Poids propre du plancher :

$$G = 5.5 \times 0.65 = 3.575 \text{ KN/m}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m.}$$

- **Combinaison de charges :**

➤ **P'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.575 + 1.5 \times 0.975 = 6.29 \text{ KN/m}$$

➤ **P'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3.575 + 0.975 = 4.55 \text{ KN/m}$$

Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type du plancher à l'aide de l'une des méthodes usuelles qui sont:

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

Lorsque la méthode forfaitaire ne peut être appliquée, on fait recours à l'une des deux autres méthodes.

III-2-3) Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée. Celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres, poutrelles et dalle supportant des charges d'exploitations modérées ($Q \leq 2G$ ou $< 5 \text{ KN/m}^2$).

✚ Cette méthode s'applique aux éléments fléchis remplissant les conditions suivantes :

- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité
 - Les portées successives sont dans un rapport comprises entre 0.8 et 1.25 ;
 - La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements.
- Dans le cas où l'une de ces trois conditions complémentaires n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée (méthode de A. CAQUOT).

Conditions d'application de la méthode forfaitaire : (Article B.6.2, 210 / BAEL91 modifié 99)

a)- Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation est plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 , c à d :

$$Q \leq \max [2G; 5 \text{ KN/ml}] = \max [(2 \times 3.575) \text{ KN/ml}; 5 \text{ KN/ml}]$$

$$Q \leq \max [7.15 \text{ KN/ml}; 5 \text{ KN/ml}]$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml} < 7.15 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

b)- le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées
 $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 c à d :

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

$$\frac{3.6}{4.5} = 0.8 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.5}{3.6} = 1.25 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

 **Conclusion** : La méthode forfaitaire est applicable

❖ **Principe de la méthode :**

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

❖ **Exposé de la méthode :**

Soit : α : le rapport des charges l'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{0.975}{3.575+0.975} = 0.21$$

$$0 < \alpha = 0.21 < 0.667 \longrightarrow \text{condition vérifié}$$

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

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

Avec :

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

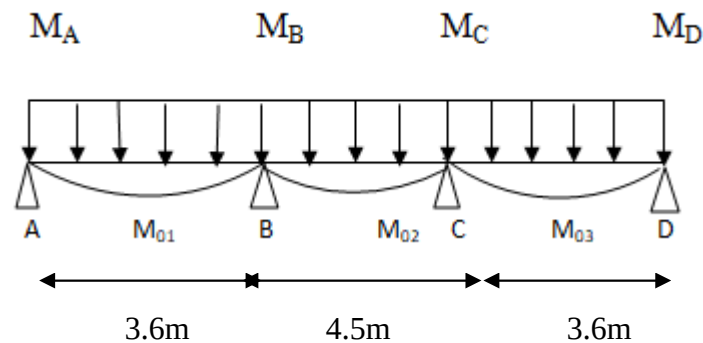
➤ Les valeurs M_w , M_e , M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \\ \text{Avec :} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \\ \\ \end{array} \right. \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Dans le cas d'une travée de rive} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

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

- $0,6M_0$ dans le cas d'une poutre à deux travées.
- $0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0,3M_0$ pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 06 appuis ; donc 5 travées, comme présentée dans le diagramme ci-dessous :



III-2-4 : Schéma statique de la poutrelle

❖ Calcul à l'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6.29 \text{ KN}$$

A) Calcul des moments fléchissant :

➤ Calcul des moments isostatiques:

$$M_{01} = \frac{q l_{AB}^2}{8} = \frac{6.29 \times 3.6^2}{8} = 10.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q l_{BC}^2}{8} = \frac{6.29 \times 4.5^2}{8} = 15.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q l_{CD}^2}{8} = \frac{6.29 \times 3.6^2}{8} = 10.18 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments aux appuis :

$$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 10.18 = 3.054 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 15.92 = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max (M_{02}, M_{03}) = 0.5 \times 15.92 = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.3 \max M_{03} = 0.3 \times 10.18 = 3.054 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments en travées :

• Etude de la travée AB (rive) :

$$M_t^{AB} \geq \max (1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha) M_{01}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

Avec : $1+0.3\alpha = 1.063 > 1.05$ donc

$$M_t^{AB} \geq 1.063 \times 10.18 - \frac{3.054 + 7.96}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 5.31 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.21}{2} \times 10.18$$

$$M_t^{AB} \geq 6.42 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_t^{AB} = 6.42 \text{ KN.m}$

• Etude de la travée BC (intermédiaire) :

$$M_t^{BC} \geq \max (1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha) M_{02}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

Avec : $1+0.3\alpha = 1.063 > 1.05$

Donc :

$$M_t^{BC} \geq 1.063 \times 15.92 - \frac{7.96 + 37.96}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 8.96 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3 \times 0.21}{2} \times 15.92$$

$$M_t^{BC} \geq 8.46 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_t^{BC} = 8.96 \text{ KN.m}$

• **Etude de la travée CD (rive)**

$$M_t^{CD} \geq \max (1.05 M_{03}, (1+0.3\alpha) M_{03}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

Avec : $1+0.3\alpha = 1.063 > 1.05$ donc

$$M_t^{CD} \geq 1.063 \times 10.18 - \frac{7.96 + 3.054}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 5.31 \text{ KN.m}$$

Et :

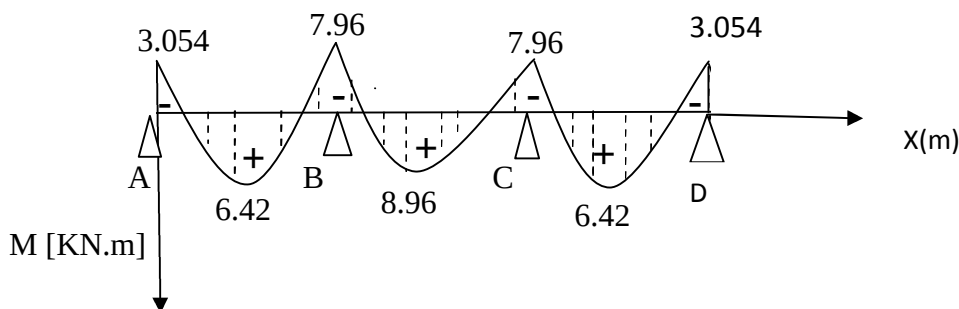
$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.21}{2} \times 10.18$$

$$M_t^{CD} \geq 6.42 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_t^{CD} = 6.42 \text{ KN.m}$

c) **Diagramme des moments fléchissant a L ELU :**



III-2-5: Diagramme des moments fléchissant

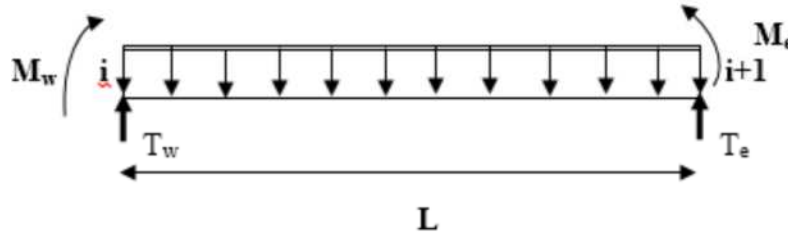
B) **Calcul des efforts tranchants :**

Pour calculer les efforts tranchants, on isole les différentes travées, on calcule les réactions d'appuis en tenant compte des moments de continuité et on les détermine en utilisant la méthode de la RDM : $\sum M/i = 0$

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

Avec : $\theta(x) = \frac{q_u \times L_i}{2}$ a ($x=0$)

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



III-2-6 : Schéma de calcul des efforts tranchants

- $T(x)$: effort tranchant sur appui à une distance x .
- $\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique ;
- M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i et $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;
- T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;
- T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée ;
- L : longueur de la travée.

➤ Travée AB

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-7.96) - (-3.054)}{3.6}$$

$$T_A = 9.95 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-7.96) - (-3.054)}{3.6}$$

$$T_B = -12.68 \text{ KN}$$

➤ Travée BC

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.29 \times 4.5}{2} + \frac{(-7.96) - (-7.96)}{4.5}$$

$$T_B = 14.15 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.29 \times 4.5}{2} + \frac{(-7.96) - (-7.96)}{4.5}$$

$$T_C = -14.15 \text{ KN}$$

➤ Travée CD

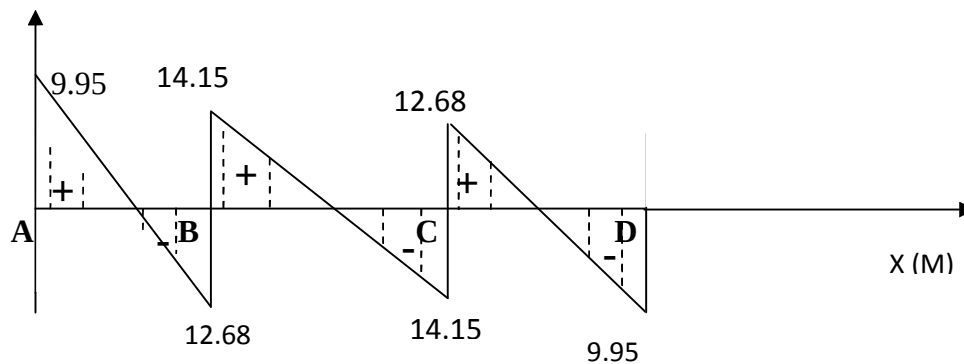
$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-3.054) - (-7.96)}{3.6}$$

$$T_C = 12.68 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{6.29 \times 3.6}{2} + \frac{(-3.054) - (-7.96)}{3.6}$$

$$T_D = -9.95 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)



III-2-7: Diagramme des efforts tranchants

III-2-4) Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles seront ferrillées à l'état limite ultime et vérifiées à l'état limite de service.

a) Armatures longitudinales :

❖ En travée :

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum $M_t^{\max} = 8.34 \text{ KNm}$.

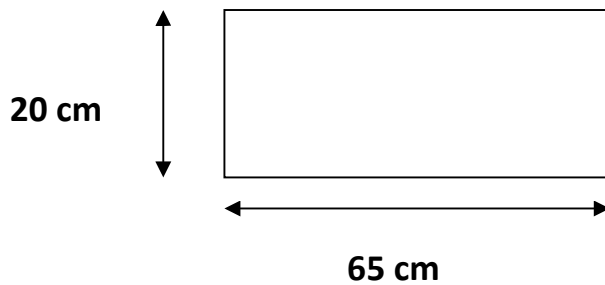
-Le moment équilibré par la table de compression M :

$$M = f_{cb} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14.2 \times 65 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^3 = 59.07 \text{ KN. m}$$

$$M = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où } M_t^{\max} = 8.34 \text{ KNm} < M = 59.07 \text{ kn.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression $\longrightarrow$ le calcul se fera pour une section rectangulaire $b \times h$



$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2} = \frac{8.34 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.028 < \mu = 0.392 \longrightarrow \text{(SSA)}.$$

$$A_s = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\mu = 0.028 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_s = \frac{8.34 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit une section 3HA 10 ($A_t = 2,35 \text{ cm}^2$)

❖ En appuis :

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire du hauteur utile $d=18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0=12 \text{ cm}$.

$$M_a^{max} = 6.29 \text{ KN.m}$$

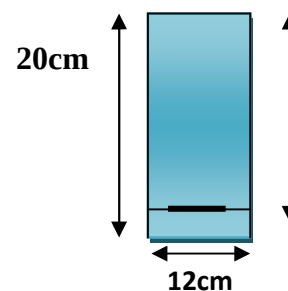
$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.29 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.114 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.114 \longrightarrow \beta = 0.939$$

$$A_s = \frac{M_a^{max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.29 \times 10^3}{0.939 \times 18 \times 348}$$

$$A_a = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 2 \text{ HA10} = 1,57 \text{ cm}^2$



b) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right)$$

- Φ_t : Diamètre des armatures transversales
- Φ_l : Diamètre max des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 10\right) = 0.571cm$$

$$\phi_t \leq 0.571cm \approx 6mm$$

On choisit un cadre 2Ø8 avec $A_t = 2HA8 = 1cm$

c) L'espace des cadres : (Art.A.5.1.22/BAEL91)

$$St \leq \min(0,9d; 40cm) = \min(0,9 \times 18; 40cm) = 16,2cm$$

On prend $St = 15 cm$

III-2-5) Vérification à l'ELU :

a) Vérification au cisaillement : (Art. A.5.1.1/BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \longrightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b \times d} = \frac{13.21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.61 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \left(\frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

$$A_t = 2,35cm^2 > A_{min} = 0,26cm^2 \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

❖ Aux appuis :

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art. A.6.13/BAEL91)

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

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

avec :

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{13,21 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3,14} = 0,8 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence, τ_{se} pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

Donc :

$$\tau_{se} = 0,8 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_c \cdot 28}{\gamma_b}$$

Avec : $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq \frac{0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

❖ Appuis de rive :

$$V_u^{\max} = 9,95 \text{ kN} < 129,6 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 14.15 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d} \right)$$

❖ **Appuis de rive**

$$A_a = 1 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(11.95 - \frac{3.054}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1 > -0.19 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Appuis intermédiaires**

$$A_a = 1 > \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left(13.21 - \frac{7.96}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$A_a = 1 > -1.032 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) **Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23)**

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot F_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \text{ et } \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$$\psi_s = 1.5 \text{ pour les barres à haute adhérence.}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

D'où

$$l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.3 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } l_s = 40 \text{ cm}$$

III-2-6) Calcul de la poutrelle à l'ELS :

III-2-6-1) calcul des moments fléchissant

❖ Calcul des moments isostatiques

$$q_s = G + Q = 3.575 + 0.975$$

$$q_s = 4.55 \text{ KN/m}$$

➤ Travée AB

$$M_{01} = \frac{q_s \times L_{AB}^2}{8} = \frac{4.55 \times 3.6^2}{8} = 7.37 \text{ KN.m}$$

➤ Travée BC

$$M_{02} = \frac{q_s \times L_{BC}^2}{8} = \frac{4.55 \times 4.5^2}{8} = 11.51 \text{ KN.m}$$

➤ Travée CD

$$M_{03} = \frac{q_s \times L_{CD}^2}{8} = \frac{4.55 \times 3.6^2}{8} = 7.37 \text{ KN.m}$$

a) Calcul des moments aux appuis :

- $M_A = 0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 7.37 = 2.21 \text{ KN.m}$
- $M_B = 0.5 \times \max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \times 11.51 = 5.75 \text{ KN.m}$
- $M_C = 0.5 \times \max(M_{02}, M_{03}) = 0.5 \times 11.51 = 5.75 \text{ KN.m}$
- $M_D = 0.3 M_{03} = 0.3 \times 7.37 = 2.21 \text{ KN.m}$

b) Calcul moments en travées :

➤ Etude de la travée AB(rive)

$$M_t^{AB} \geq \max(1.05 M_{01}, (1+0.3\alpha) M_{01}) - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$\text{Avec : } 1+0.3\alpha = 1.063 > 1.05$$

Donc :

$$M_t^{AB} \geq 1.063 \times 7.37 - \frac{2.21 + 5.75}{2} \quad M_t^{AB} \geq 3.60 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.21}{2} \times 7.37$$

$$M_t^{AB} \geq 4.65 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_t^{AB} = 4.65 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée BC (intermédiaire)**

$$M_t^{BC} \geq \max (1.05 M_{02}, (1+0.3\alpha) M_{02}) - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$\text{Avec : } 1+0.3\alpha = 1.063 > 1.05$$

Donc :

$$M_t^{BC} \geq 1.063 \times 11.51 - \frac{5.75 + 5.75}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 6.12 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3 \times 0.21}{2} \times 11.51$$

$$M_t^{BC} \geq 6.11 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_t^{BC} = 6.12 \text{ KN.m}$

➤ **Etude de la travée CD (de rive)**

$$M_t^{CD} \geq \max (1.05 M_{03}, (1+0.3\alpha) M_{03}) - \frac{M_C + M_D}{2}$$

Avec :

$$1+0.3\alpha = 1.063 > 1.05 \text{ donc}$$

$$M_t^{CD} \geq 1.063 \times 7.37 - \frac{5.75 + 2.21}{2}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.60 \text{ KN.m}$$

Et :

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3 \times 0.21}{2} \times 7.37$$

$$M_t^{CD} \geq 3.91 \text{ KN.m}$$

Donc on prend : $M_t^{CD} = 3.91 \text{ KN.m}$

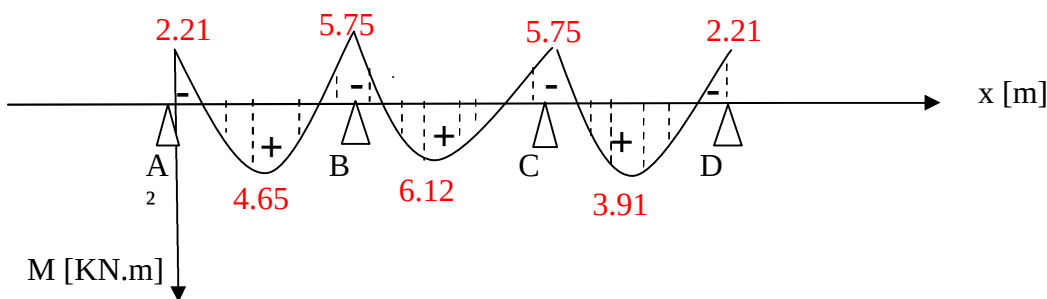


Figure III-2-8: Diagramme des moments fléchissant

III-2-6-2) Calcul des efforts tranchants :

➤ Travée AB

$$T_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{4.55 \times 3.6}{2} + \frac{(-5.75) - (-2.21)}{3.6}$$

$$T_A = 7.2 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{q_s \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{4.55 \times 3.6}{2} + \frac{(-5.75) - (-2.21)}{3.6}$$

$$T_B = -9.17 \text{ KN}$$

➤ Travée BC

$$T_B = \frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{4.55 \times 4.5}{2} + \frac{(-5.75) - (-5.75)}{4.5}$$

$$T_B = 10.23 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{q_s \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{4.55 \times 4.5}{2} + \frac{(-5.75) - (-5.75)}{4.5}$$

$$T_C = -10.23 \text{ KN}$$

➤ **Travée CD**

$$T_C = \frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{4.55 \times 3.6}{2} + \frac{(-2.21) - (-5.75)}{3.6}$$

$$T_C = 9.17 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{q_s \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{4.55 \times 3.6}{2} + \frac{(-2.21) - (-5.75)}{3.6}$$

$$T_D = -7.2 \text{ KN}$$

- Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (en KN)

T(KN)

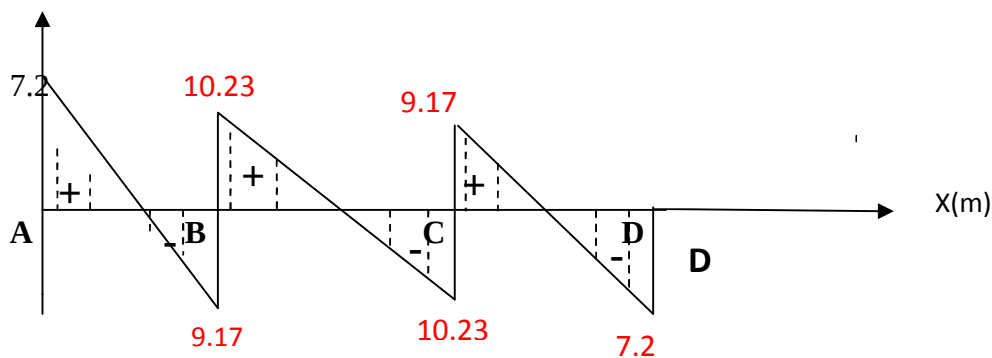


Figure III-2-9 : Diagramme des efforts tranchants

III-3-7) Vérifications à L'ELS :

1) Etat limite de la compression du béton

❖ En travée:

$$M_{\max} = 6.12 \text{ KN.m}$$

➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.088$$

$$\rho_1 = 1.088 \longrightarrow \beta_1 = 0.856 \longrightarrow K_1 = 19.8$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.12 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 169.01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 169.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma_s}}{K_1} = \frac{169.01}{19.8} = 8.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

❖ **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$M_{max} = 5.75 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{\rho \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 0.727 \longrightarrow \beta_1 = 0.8765 \longrightarrow K_1 = 25.845$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.75 \times 10^3}{0.8765 \times 18 \times 2.35} = 155.08 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 155.08 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\overline{\sigma}_s}{K1} = \frac{155.08}{25.845} = 6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

2) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-2-8) Etat limite de déformation (vérification de la flèche Art.A.3.6.51/BAEL91) :

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

Les règles du BAEL91 (**Art.B.5.6.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur total de la section ;

l : portée libre maximal ;

M_t : maximum de flexion ;

b: largeur de nervure.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{20}{450} = 0.045 > 0.044 & \text{condition vérifiée} \\ \frac{20}{450} = 0.045 > \frac{6.12}{15 \times 11.51} = 0.035 & \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 < \frac{3.6}{400} = 0.009 & \text{condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc, on doit calculer la flèche :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4500}{500} = 9 \text{ mm}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : module de déformation différée

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \sqrt{25}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

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

Avec :

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \text{ et } \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g

B_0 : Section homogénéisée

S_X : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx} = b_0 h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \cdot \frac{h_0}{2} + 15 A_t d = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) 4 \times \frac{4}{2} + 15 \times 2.35 \times 18$$

$$S_{xx} = 3458.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 [A_s (\frac{h}{2} - c)^2 + A_s' (\frac{h}{2} - c')]$$

Dans notre cas $A_s' = 0$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 [2.35 (\frac{20}{2} - 2)^2]$$

$$I_0 = 45589.33 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109 \longrightarrow \beta = 0.9815$$

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0109 (2 + 3 \frac{12}{65})} = 3.77$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{max}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.12 \times 10^6}{0.9815 \times 180 \times 235} = 147.40 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 147.4 + 2.1} = 0.43$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 45589.33}{1 + 1.509 \times 0.56} = 27180.04 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{6.03 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 10818.86 \times 27180.04 \times 10^4} = 3.3 \text{ mm}$$

$$f = 3.3 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-3) Calcul de l'escalier :

Un escalier est un élément constitué d'un ensemble des marches échelonné, qui permettent le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier, il possède a deux paillasse adjacentes et un palier de repos (à deux volées avec un palier intermédiaire). Il est en béton armée coulé sur place. Les paillasse sont assimilées dans les calculs à des poutres isostatiques.

III-3-1) Caractéristique dimensionnelles :

- **Marche** : partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, arrondie, etc.
- **Contre marche** : partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- **Hauteur de contre marche(h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives,
- **Giron(g)** : distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Volée** : ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **Emmarchement(E)** : représente la largeur de la marche.
- **Ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, elle est en général, à 0,65 m du collet, si $E \geq 1\text{m}$.
- **Paillasse** : dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marche.

III-3-2) Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

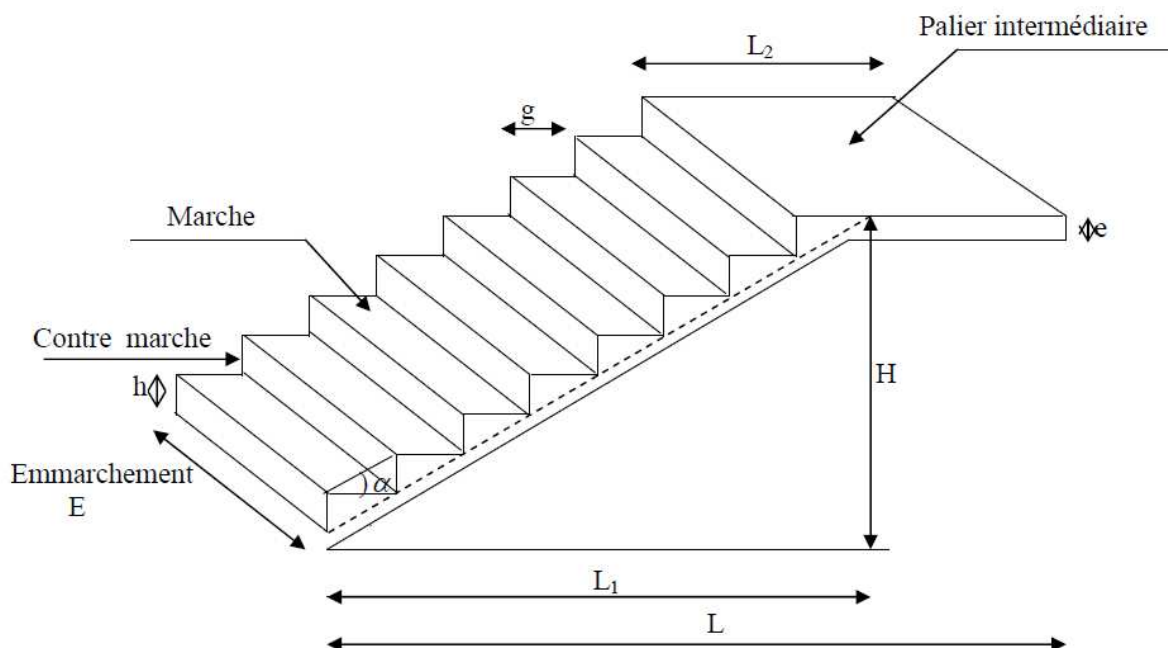


Figure III-3-1 : Coupe verticale de l'escalier

Notation utilisées :

g : Giron (largeur des marches) ;
E : Emmarchement ;
L₀ : Longueur du palier et de la paillasse ;
L₁ : Longueur projeté de la volée ;
L₂ : Longueur du palier intermédiaire ;
L₃ : Longueur de la paillasse ;
L : Longueur projetée du palier et de la paillasse L
e_p : Épaisseur de la paillasse ;
H : Hauteur de la volée.

III-3-3) Calcul de l'escalier d'étage courant :

III-3-3-1) Pré dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte Des dimensions données sur le plan.

a) marches et contre marches :

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

Où :

h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]}$.

g : le giron $28 \leq g \leq 32 \text{ [cm]}$.

On adopte :

$$h = 17 \text{ cm.}$$

b) Le nombre de contre marches (n) :

$$n = \frac{H}{h}$$

Pour l'étage courant $H = 3,06 \text{ m}$.

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Comme l'étage courant comporte deux paillasses identiques, on aura alors 9 contre marches et 8 marches par volée. ($n=9$; $m=8$)

C) Calcul du giron :

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

$$g = \frac{L_1}{n-1} \quad \text{on a : } \begin{cases} L_1 = 2.40 \text{ m} \\ L_2 = 1.55 \text{ m} \end{cases}$$

La profondeur du palier de repos : $L_2=1.5\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée : $L_1 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$g = \frac{240}{9-1} = 30 \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

d) Vérification de la relation de BLONDEL :

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

On remarque bien que : $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm}$

CN

e) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L=L_1+L_2$

$$L = 240 + 1.55 = 295$$

$$\frac{431}{30} \leq e_p \leq \frac{431}{20}$$

$$14.36 \leq e_p \leq 21.55$$

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

Calcul de α :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L_2} = 0.87$$

$$L_3 = 275.86$$

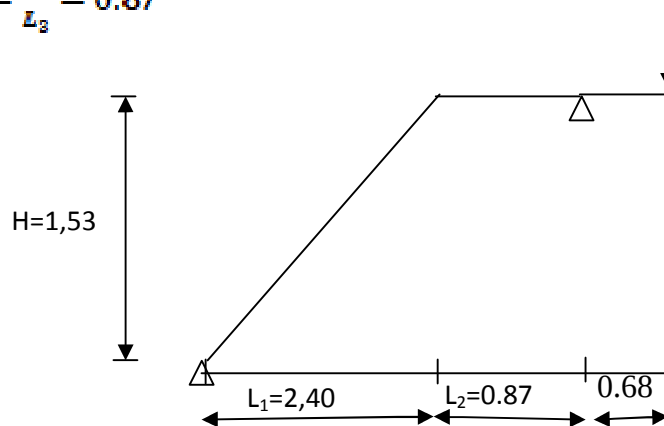


Figure III-3-2 : Représentation d'escalier de l'étage courant.

III-3-3-2 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée sur les deux paliers.

a) Charge permanente

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	20	0,4
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,4
<i>Couche de sable</i>	0,02	18	0,36
<i>Poids des marches</i>	$\frac{0,17}{2}$	25	2,125
<i>Paillasse</i>	$\frac{0,18}{\cos 29,53}$	25	5,17
<i>Enduit de ciment</i>	0,02	22	0,44
<i>Garde-corps en bois</i>	0,06	10	0,6
Totale			9,495

Tableau III.3.1 : les charges revenant au paillasse

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
<i>Revêtement en carrelage</i>	0,02	20	0,4
<i>Mortier de pose</i>	0,02	20	0,4

<i>Couche de sable</i>	0,02	18	0,36
<i>Palier</i>	0,18	25	4,5
<i>Enduit en ciment</i>	0,02	22	0,44
<i>Totale</i>			6,1

Tableau III.4 : Les charges revenant au palier.

b) La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû a la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3,06 - 0,20) \times 2,4 \times 1m = 6.86KN.$$

c) Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (**DTR B.C.2.2**) est

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \frac{KN}{ml}.$$

III-3-3-3 Combinaisons des charges :

➤ ELU

- **Paillasse :** $q_{u1} = (1,35G_{pai} + 1,5Q).1m = [1,35. (9.495) + 1,5(2,5)] \times 1 = 16.57 \text{ kN/ml}$
- **Palier :** $q_{u2} = (1,35G_{pal} + 1,5Q).1m = [1,35. (6.1) + 1,5(2,5)] \times 1 = 11.985 \text{ kN/ml}$
- **Mur extérieur :** $P = (1,35 \times 6.86) = 9.26KN$

➤ ELS

- **Paillasse :** $q_{S1} = (G_{pai} + Q).1m = [(9.495) + (2,5)] \times 1m = 11.995 \text{ kN/ml}$
- **Palier :** $q_{S2} = (G_{pal} + Q).1m = [(6.1) + (2,5)] \times 1m = 8.6 \text{ kN/ml}$
- **Mur extérieur :** $P = (1 \times 6.86) = 6.86KN$

III-3-3-4 Calcul des sollicitations à l'ELU :

Pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants on calcul d'abord les Réactions d'appuis avec les formules de la RDM.

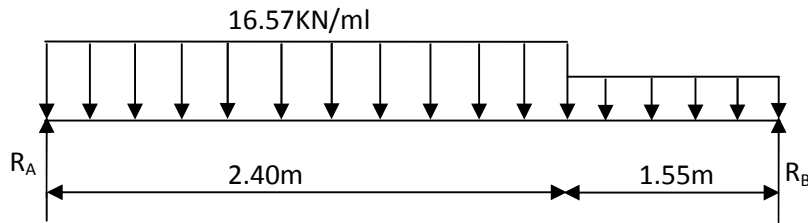


Figure III-3-3 : Schéma statique de l'escalier à l'ELU.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (11,98 \times 1,55) + (16,57 \times 2,40) + 9,26$$

$$R_A + R_B = 67,60 \text{ kN}$$

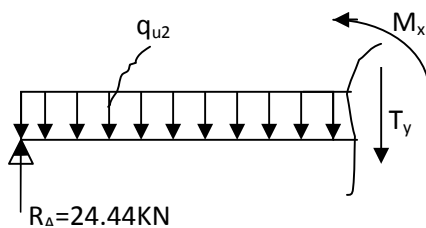
$$\sum M/A = 0$$

$$R_B(3,27) = \left[16,57 \times 2,4 \left(\frac{2,4}{2} \right) + (11,98 \times 1,55 \times 3,175) + 9,26 \times 3,95 \right]$$

$$\begin{cases} R_A = 24,44 \text{ kN} \\ R_B = 43,16 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

❖ 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$.



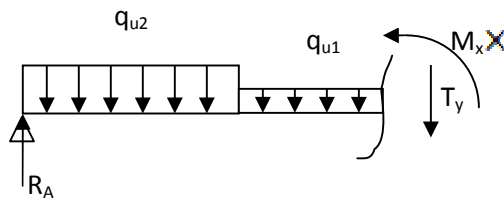
$$\begin{aligned} \bullet \quad T_y &= 24,44 - 16,57x & \begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 24,44 \text{ kN} \\ x = 2,4 & T_y(2,4) = -15,33 \text{ kN} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bullet \quad M_x &= 24,44x - 16,57 \frac{x^2}{2} & \begin{cases} x = 0 & M_x(0) = 0 \\ x = 2,4 & M_x(2,4) = 10,93 \text{ kN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

$$T_y = 0 \Rightarrow x = 1,47 \text{ m} \in [0; 2,4]$$

$$M_{max} = M_x(1,47) = 18,02 \text{ kN.m}$$

❖ 2^{ème} tronçons: $2,40 \text{ m} \leq x \leq 3,27 \text{ m}$



$$\triangleright T_y = 24.44 - 16.57 \times 2.4 - 11.98(x - 2.4)$$

$$T_y = -11.98x + 13.53$$

$$\begin{cases} x = 2.4 & T_y = -15.33 \text{ KN} \\ x = 3.27 & T_y = -25.75 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\triangleright M_x = 24.44x - 16.57 \times 2.4 \left[\frac{2.4}{2} + (x - 2.4) \right] - 11.98 \times \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \text{ m} & M_x = 10.93 \text{ KN.m} \\ x = 3.27 \text{ m} & M_x = -6.93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ 3^{ème} Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,68$

$$\triangleright T(x) = 9,26 + 11,98x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 9,26 \text{ KN} \\ x = 0,68 & T(0,68) = 17,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -9,26x - 11,98 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0,68 & M(0,68) = -9,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

$$\triangleright \text{Aux appuis : } M_u^a = -0.3M_{\max} = -0.3(18.02) = -5.406 \text{ KN.m}$$

$$\triangleright \text{En travée : } M_u^t = 0.85M_{\max} = 0.85(18.02) = 15.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :**

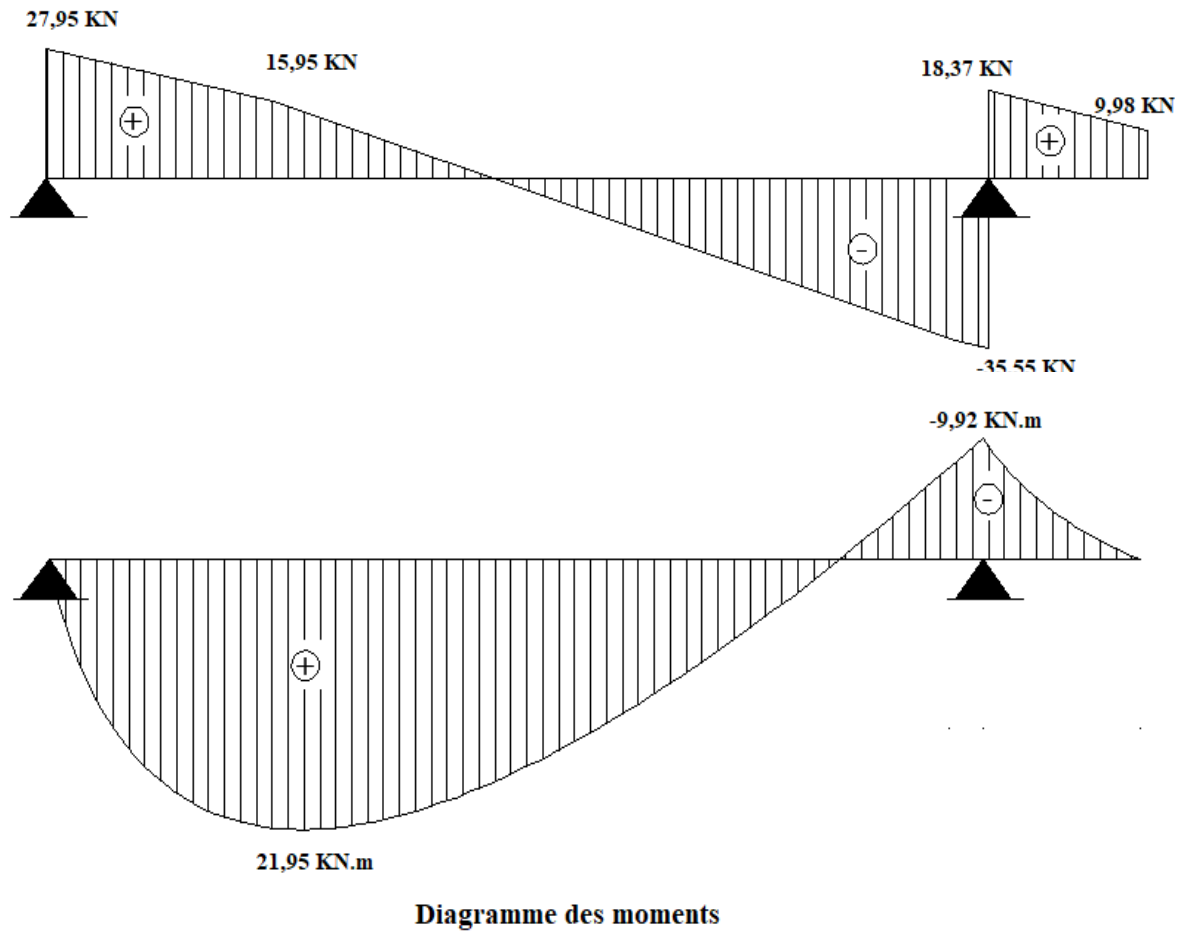


Figure III-3-4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-3-3-5 Calcul des armatures

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

$$d = 16 \text{ cm} ; H = 18 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

A) En travée :

$$M_u^t = 15.317 \text{ kN.m}$$

❖ **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{15.32 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.042$$

$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \quad \text{SAA} \quad \beta = 0,979$$

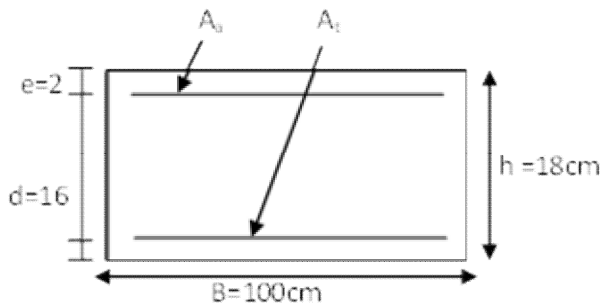
$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{15,317 \times 10^3}{0,979 \times 16 \times 348} = 2,81 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 (5.65cm²) ; avec un espacement S_t=20 cm.

❖ Armatures de répartition :

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

soit 4HA10= 3.14cm² Avec un espacement S_t= 25cm.



c) Aux appuis :

$$M_u^a = -5,406 \text{ KN.m}$$

❖ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,406 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,015$$

$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \quad \text{SAA} \quad \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,406 \times 10^3}{0,993 \times 16 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

soit 5HA10 = 3.93 cm²/ml. Avec un espacement S_t= 20cm.

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

soit 4HA8 = 2.01 cm²/ml. Avec un espacement S_t= 25cm.

III-3-3-6 Vérifications à l'ELU :

1)Espacement des barres :

❖ Armatures principales :

- Aux appuis : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. Condition vérifiée
- En travée : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. Condition vérifiée

❖ Armatures répartitions :

- Aux appuis : $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. Condition vérifiée
- En travée : $S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. Condition vérifiée

2)Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = 24.44 \text{ kN} ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.44 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.153 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \implies \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.153 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

3)Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

❖ Vérification de la contrainte du béton :

On doit satisfaire la condition :

$$V_u \leq 0.267 a. b. f_{c28} \quad \text{Avec : } a = 0.9. d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 31.53 \text{ kN} \leq 0.267(16.2) \times 100 \times 25 = 1081 \text{ kN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence sur l'acier :

$$A = \frac{V_u}{\sigma_s} = \frac{24.44 \times 10^3}{348} = 0.7 \text{ cm}^2 < A_a = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

4)Vérification contrainte d'adhérence aux appuis :

$$V_{max} = 24.44 \text{ kN} \implies \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{24.44 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times (6 \times 12 \times \pi)} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > \tau_{se} = 1 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

5) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\psi \times f_s}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{ cm}$$

On prend :

$L_s = 45 \text{ cm}$

Vu que la longueur de scellement est importante, on réalisera un crochet dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4L_s$ (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0.40 \times L_s = 0.40 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

III-3-3-7 Calcul à l'ELS :

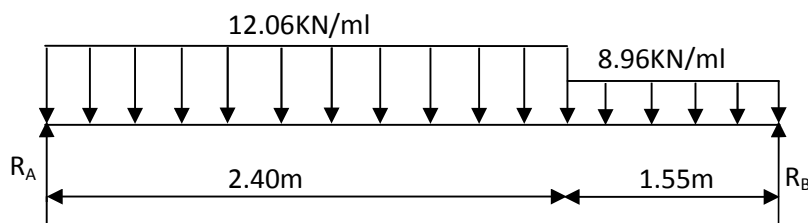


Figure III-3-5 : Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (8.6 \times 1.55) + (11.99 \times 2.40) + 6.86$$

$$R_A + R_B = 48.96 \text{ kN}$$

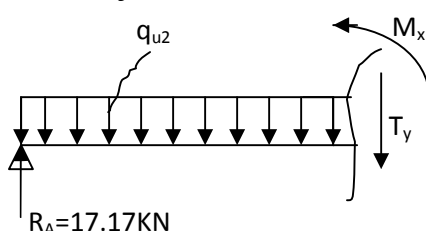
$$\sum M/A = 0$$

$$R_B(3.27) = \left[11.99 \times 2.4 \left(\frac{2.4}{2} \right) + (8.6 \times 1.55 \times 3.175) + 6.86 \times 3.95 \right]$$

$$\begin{cases} R_A = 17.17 \text{ kN} \\ R_B = 31.79 \text{ kN} \end{cases}$$

b) Calcul des efforts internes :

❖ 1^{ère} tronçons : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$.



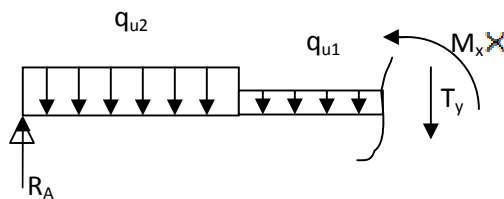
$$T_y = 17.17 - 11.99x \quad \begin{cases} x = 0 & T_y(0) = 17.17 \text{ KN} \\ x = 2.4 & T_y(2.4) = -11.60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_x = 17.17x - 11.99 \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} x = 0 & M_x(0) = 0 \\ x = 2.4 & M_x(2.4) = 6.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T_y = 0 \quad x = 1.43 \text{ m} \in [0; 2.4]$$

$$M_{max} = M_x(1.43) = 12.29 \text{ KN.m}$$

❖ 2^{ème} tronçons: $2.40 \text{ m} \leq x \leq 3.27 \text{ m}$



$$\bullet \quad T_y = 17.17 - 11.99 \times 2.4 - 8.6(x - 2.4)$$

$$T_y = -8.6x + 9.03$$

$$\begin{cases} x = 2.4 & T_y = -11.61 \text{ KN} \\ x = 3.27 & T_y = -19.09 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad M_x = 17.17x - 11.99 \times 2.4 \left[\frac{2.4}{2} + (x - 2.4) \right] - 8.6 \times \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2.4 \text{ m} & M_x = 6.68 \text{ KN.m} \\ x = 3.27 \text{ m} & M_x = -6.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ 3^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 0.68$

$$T(x) = 6.86 + 8.6x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 6.86 \text{ KN} \\ x = 0.68 & T(0.68) = 12.71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.86x - 8.6 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \\ x = 0.68 & M(0.68) = -6.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour tenir compte du semi-encastrement, les valeurs des moments aux appuis et en travée sont prises comme suit :

- Aux appuis : $M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3(12.29) = -3.69 \text{ kN.m}$
- En travée : $M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85(12.29) = 10.45 \text{ kN.m}$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS :

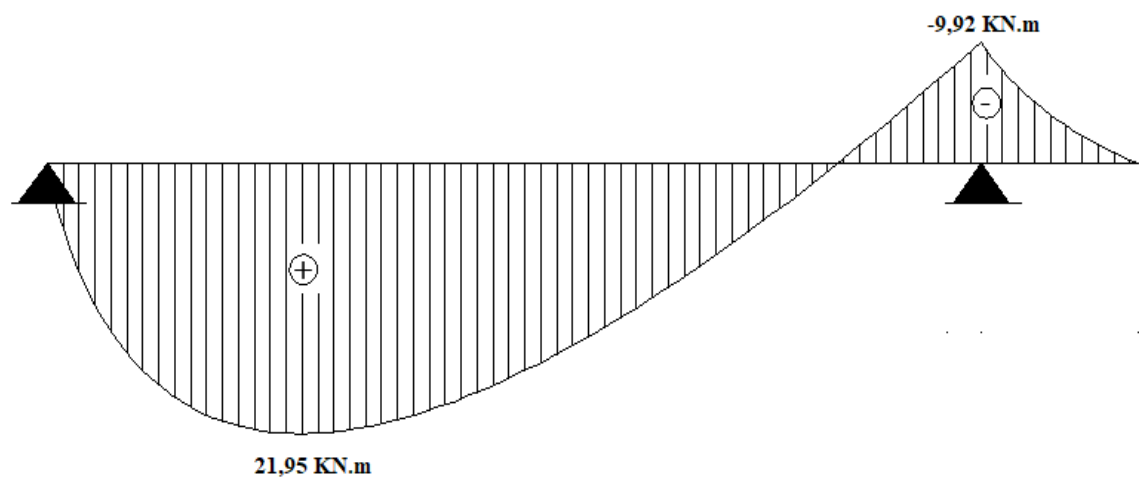
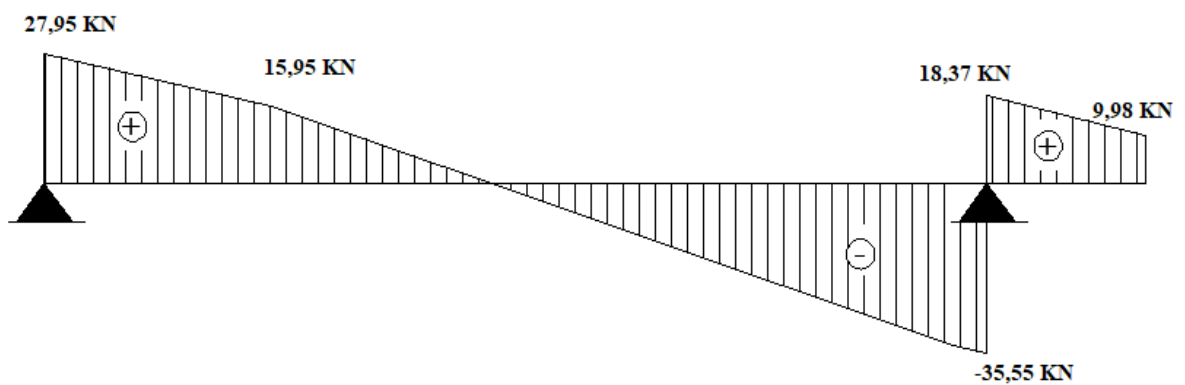


Figure III-3-6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III-3-3-8 Vérification à l'ELS :

1) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_s} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :** $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **En travée :** $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) Etat limite de compression du béton :

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{bc} = k_s \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ **En travée :** $M_t = 12.29 \text{ kN.m}$; $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.35 \quad \beta_1 = 0.908 ; \quad \alpha_1 = 0.276$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.276}{15(1-0.276)} = 0.025$$

$$\sigma_b = \frac{M_t \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{12.29 \times 10^3 \times 0.025}{0.908 \times 16 \times 5.65} = 3.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- ❖ **Aux appuis :** $M_a = 6.5 \text{ kN.m}$; $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 16} = 0.245 \quad \beta_1 = 0.921 ; \quad \alpha_1 = 0.237$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.237}{15(1-0.237)} = 0.02$$

$$\sigma_b = \frac{M_a \cdot K_1}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{6.5 \times 10^3 \times 0.02}{0.921 \times 16 \times 3.93} = 2.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3) Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Vérification de la flèche :

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

Avec :

$$q \max (q_s^1; q_s^2) \max (12.06; 8.96) = 12.06 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

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

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} ; S_{xx'} = \text{Moment statique de la section homogène}$$

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

$$S_{xx'} = \frac{100 \cdot 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_c = (100 \times 18) + (15 \times 5.65) = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \text{ cm}; V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.68 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Donc le moment d'inertie de la section est homogène

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_c (V_2 - C)^2 = \frac{100}{3} (9.31^3 + 8.68^3) + 15 \times 5.65 (8.68 - 2)^2$$

$$I = 52479.3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{12.06 \times 3.95^4}{10818.86 \times 10^3 \times 52479.3 \times 10^{-8}} = 0.0067 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{395}{500} = 0.79 \text{ cm}$$

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

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

- **Armatures principales :**

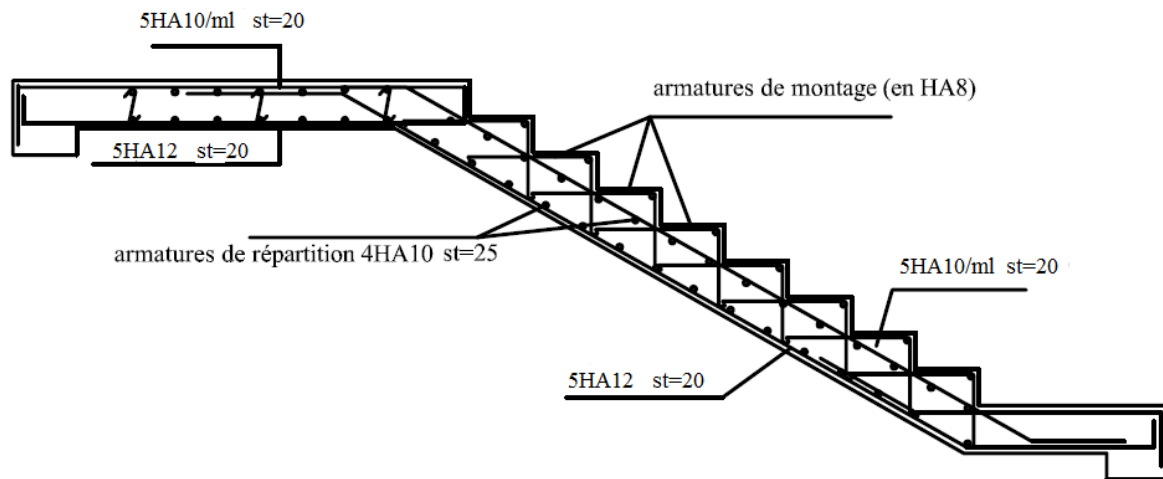
- Aux appuis : $A_{sa} = 5HA10 = 3.93cm^2$
- En travées : $A_{st} = 5HA12 = 5.65cm^2$

Avec un espacement de : $e=20cm$

- **Armatures de répartitions :**

- Aux appuis : $A_{ra} = 4HA8 = 2.01cm^2$
- En travées : $A_{rt} = 4HA10 = 3.14cm^2$

Avec un espacement de : $e=25cm$



FERRAILLE D'ESCALIER D'ETAGE COURANT

Figure III-3-7 : ferrailage d'escalier d'étage courant

III-4) Calcul de la poutre palière :

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.5 m.

III-4-1) pré dimensionnement :

❖ Hauteur :

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

L_{max}: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

h_t: Hauteur de la poutre

$$L_{max} = 3.00m \implies \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \quad \text{donc : } 20cm \leq h_t \leq 30m$$

Compte tenu des exigences du **RPA(Art7.5.1)**, on opte pour **h_t = 30cm**

❖ Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \text{ d'où : } 12cm \leq b \leq 21cm$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour **b = 20 cm**

• Vérification des conditions du RPA (Art 7.5.1.5. RPA 99/Version 2003) :

$$\left. \begin{array}{l} b = 20cm > 20cm \\ h_t = 30cm > 30cm \\ \frac{h_t}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : **(b × h) = (20 × 30) = 600cm²**

III-4-2) Détermination des charges :

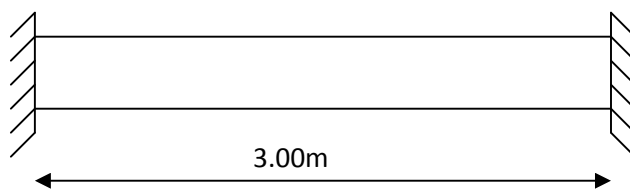
1- Poids propre de la poutre : **G = 25×0,20×0,30= 1.5kN/ml**

2-Effort tranchant à l'appui : **ELU : T_u = 43.16kN**

ELS : T_s = 31.79kN

III-4-3) Combinaison de charges :

- ELU : $q_u = 1.35G + T_u = (1.35 \times 1.5) + 43.16$
 $q_u = 45.185 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + T_s = 1.5 + 31.79$
 $q_s = 33.29 \text{ KN/ml}$

III-4-4) Calcul des efforts internes à l'ELU :*Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière (ELU)*❖ **Réaction d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{45.185 \times 3}{2} = 67.77 \text{ KN}$$

Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{45.185 \times 3^2}{8} = 50.83 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments**➤ **Aux appuis**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 50.83 = -15.24 \text{ KN.m.}$$

➤ **En travée**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 50.83 = 43.20 \text{ KN.m.}$$

❖ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = 67.77 \text{ KN}$$

III-3-10-1) diagramme des sollicitations à l'ELU:

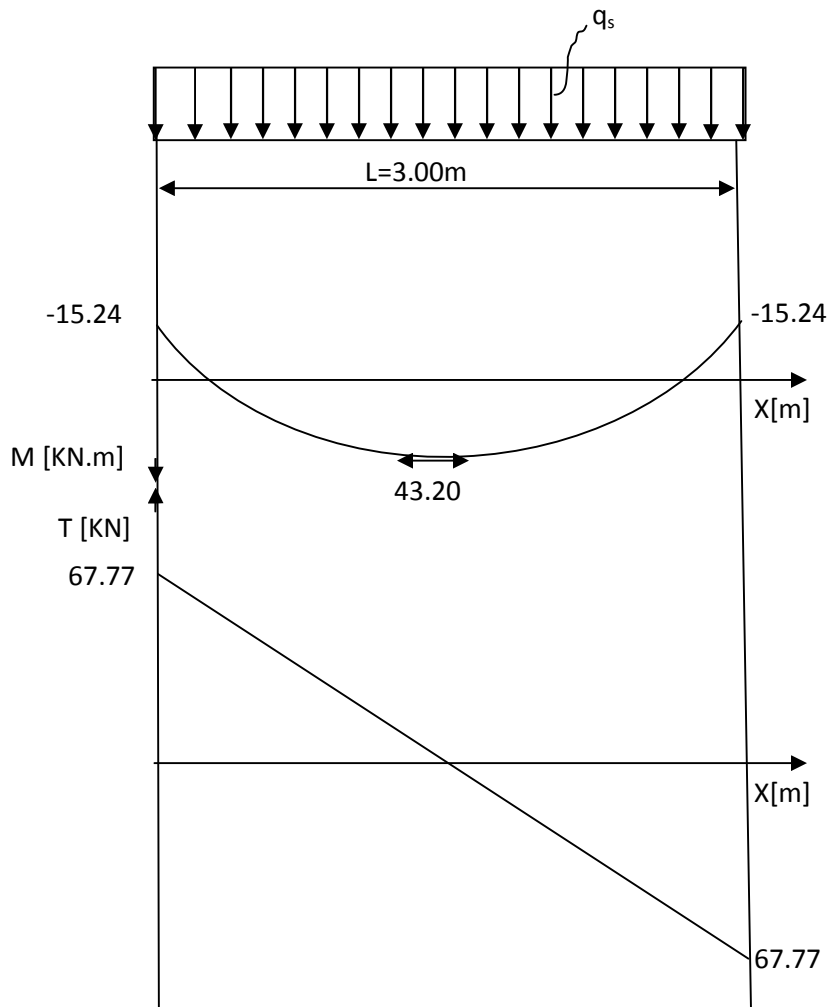


Figure III-4-2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III-4-5) Ferrailage:

a) **Calcul des armatures :**

$b = 20 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$.

• **Armatures principales : (longitudinal)**

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = -15.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{15.24 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.068 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.965$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{15.24 \times 10^3}{0.965 \times 28 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.35 cm²**

❖ **En travée :**

$$M_u^t = 43.20 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{43.20 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.194 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.194 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.990$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.f_e/\gamma_s} = \frac{43.20 \times 10^3}{0.990 \times 28 \times 348} = 4.03 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA10 = 4.71 cm²**

• **Armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{300}{35}; 10; \frac{200}{10} \right\}$$

Avec :

h_t : étant la hauteur totale de la poutre

ϕ_l : diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min \{10; 12; 25\}$$

$$\phi_t = 8.57 < 10 \text{ mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

Donc : **At = 2φ8 = 1,0 cm²**

b.Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL 91)

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 28; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{25.2; 40 \text{ cm}\} \Rightarrow \mathbf{S_t = 20 \text{ cm}}$$

La section d'armature transversale doit vérifier :

$$\frac{A_{st}.f_e}{b.S_t} \geq \mathbf{0.4 \text{ MPa (BAEL 91 Art A.5-1-23)}}$$

$$\frac{1.400}{20.20} = 1MPa > 0.4MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification selon le RPA 99 :(Art 7-5-2,2)

Selon le RPA 99, l'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

❖ Dans la zone nodale et en travée :

- $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$
- $S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1 \right\}$
- $S_t \leq \min \{7.5; 12\}$

Soit : $S_t = 7cm$

❖ En dehors de la zone nodale (zone courante) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15cm$$

Soit : $S_t = 15cm$

✓ Selon le RPA 99 la section d'armature transversale doit vérifiée :

$$A_{tr} \geq A_{tr}^{min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 7 \times 20 = 0.42cm^2$$

$$A_{tr} = 1.0cm^2 > A_{tr}^{min} = 0.42cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-4-6)Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1)

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.67cm^2$$

❖ aux appuis Aa

$$2.35cm^2 > 0.67 cm^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

❖ en travée At

$$4.71 cm^2 > 0.67cm^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum u_i$: étant la somme des périmètres utiles des barre

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \cdot \pi \cdot 10 = 188.4 \text{ m}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{67.77 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 188.4} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) Ancrage des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Longueur de scellement droit (BAEL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_s = \frac{\phi_{travée} \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

d) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

f) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL 91. Art A.5-1-313)
❖ influence sur le béton

On doit vérifier la condition :

$$T_u^{\max} \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 67.77 \text{ KN} \leq 0.4 \times 200 \times (0.9 \times 280) \times \frac{25}{1.5} = 336 \text{ KN}.$$

$$T_u = 67.77 \text{ KN} \leq 336 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **influence sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0.9d}}{\sigma_s} \Rightarrow A_a \geq \frac{1}{\sigma_s} \left\{ V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right\}$$

$$A_a \geq \frac{1}{34.8} \left\{ 67.77 - \frac{15.24}{0.9 \times 0.28} \right\} = 1.34$$

$$1.34 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-4-7) Calcul des efforts internes à l'ELS :

➤ **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = \frac{33.29 \times 3}{2} = 49.93 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{33.29 \times 3^2}{8} = 37.45 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

❖ **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 37.45 = -11.23 \text{ KN.m.}$$

❖ **En travée**

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 37.45 = 31.83 \text{ KN.m.}$$

➤ **Effort tranchant**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = 49.94 \text{ K}$$

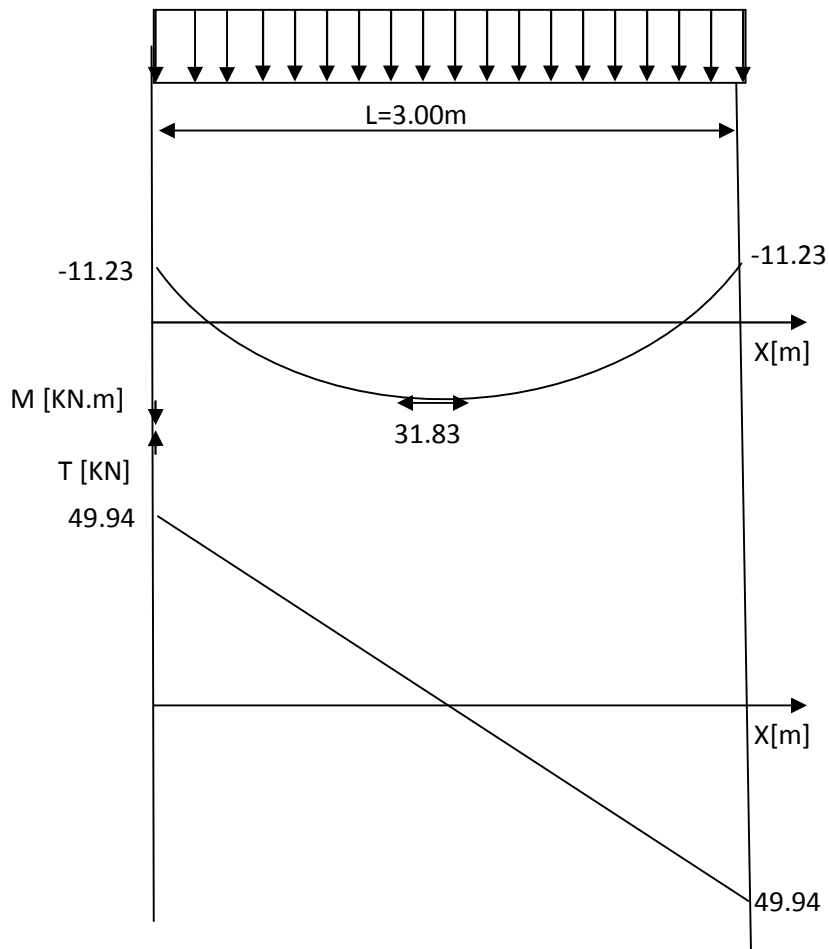
III-3-10-1) diagramme des sollicitations à l'ELS :

Figure III-4-3: diagramme des efforts internes à l'ELS

III-4-8) Vérification à l'ELS :**a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures**

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification à l'état limite de compression du béton

On peut se dispenser de calculer $\tau_{bc} < \bar{\tau}_{bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

❖ **Aux appuis :** $A_a = 2.35cm^2$; $M_{as} = -11.23KN.m$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{20 \times 28} = 0.41$$

$$\rho = 0.41 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.901 \\ K = 35.92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{11.23 \times 10^3}{0.901 \times 28 \times 2.35} = 189.42MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{189.42}{35.92} = 5.27MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.27MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :** $A_{st} = 4.71 cm^2$; $M_{st} = 31.83KN.m$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{20 \times 28} = 0.84$$

$$\rho = 0.822 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.870 \\ K = 25.92 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{31.83 \times 10^3}{0.870 \times 28 \times 4.71} = 267.87MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{267.87}{25.92} = 10.33MPa$$

$$\sigma_{bc} = 10.33MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\begin{aligned} \frac{h}{L} &> \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} &> \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{b \cdot d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{300}{300} = 1 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

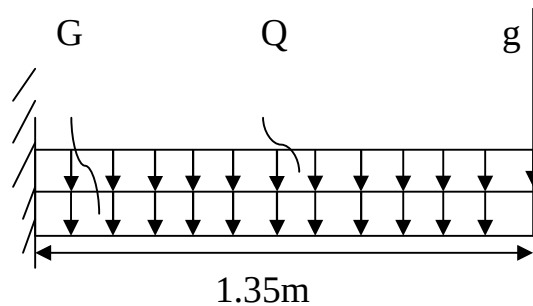
$$\frac{h}{L} = 1 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{31.83}{10 \times 16.76} = 0.18 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{4.71}{20 \times 28} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01025 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III- 5) Les balcons :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastrée dans les poutres, il est calculé comme un consol et ferraillée en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre g (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .



Le balcon est soumis aux charges suivantes :

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III-5-1) Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$E_p = \frac{l}{10} = \frac{135}{10} = 13\text{cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

III-5-2) Détermination des charges et surcharges du balcon :

- Charges permanentes :

Eléments		Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Dalle pleine		25×0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	22×0.02	0.44
	Mortier de pose	22×0.02	0.44
	Couche de		0.36

	sable	18×0.02	
	Enduit de ciment	18×0.02	0.36
Somme (G)			5.35

Tableau III-5-1 : Charges permanentes du balcon

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN/m ²)
Brique	9×0.1	0.9
Enduit de ciment	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau III-5-2: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III-6-3) Combinaisons de charges :

❖ **A l'ELU :**

➤ **La dalle :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le garde corps :**

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 \text{ ml} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ KN/ml}$$

❖ **A l'ELS :**

➤ **La dalle**

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN}$$

➤ **Le garde corps :**

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN/ml}$$

III-6-4) Calcul des moments fléchissant :

❖ A'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12.47 \times 1.35^2}{2} + 2.187 \times 1.35$$

$$M_u = 14.31 \text{ KN.m}$$

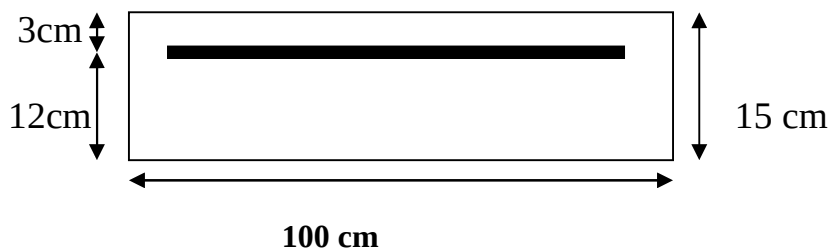
❖ A'ELS :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.85 \times 1.35^2}{2} + 1.62 \times 1.35$$

$$M_s = 10.25 \text{ KN.m}$$

III-5-5) Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.



❖ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.31 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.069 \longrightarrow$$

$$\beta = 0.964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14.31 \times 10^3}{0.964 \times 12 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 6.78 cm²** avec **S_t = 15 cm**

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.7 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8 = 2.01 cm²** avec **S_t = 25 cm**

III-5-6) Vérifications à l'ELU :

1-Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

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

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s = 3.81 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-Vérification de la l'entraînement des barres: (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

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

$$V_u = q_u \times l \times g_u = 12.47 \times 1.35 \times 2.187 = 36.81 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.81 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.8} = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.26 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3-Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

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

Avec :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \}$$

$$\overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{36.81 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.30 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\longrightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4-Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

❖ Armatures principales

$$S_{t1} = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\} = \min \{3 \times 15; 33\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Armatures de répartition

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\} = \min \{4 \times 15 ; 45\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III-5-7) Vérification à l'ELS :

• Contraintes dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{0.5f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\} = (0.5 \times 400; 90\sqrt{1.6 \times 2.1}) = 164.97 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.55}{100 \times 12} = 0.29$$

$$\rho_1 = 0.29 \longrightarrow \beta_1 = 0.915 \longrightarrow K_1 = 43.82$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{10.25 \times 10^3}{0.915 \times 12 \times 6.78} = 137.68 \text{ MPa} < 164.97 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

$$K = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{137.68}{43.82} = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.01 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.26} = 53.09 \text{ cm}$$

On adopte $l_s = 55 \text{ cm}$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 55 = 22 \text{ cm}$$

On adopte $L_r = 22 \text{ cm}$

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile

- **Vérification de la flèche :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_s} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{15}{135} = 0.11 > 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{15}{135} = 0.11 < \frac{10.25}{10 \times 10.25} = 0.1 \longrightarrow \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} = \frac{6.78}{100 \times 12} = 0.0057 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul de la flèche :**

La valeur de la flèche maximale V_f , sous des charges de longue durée d'application est :

$$f_v = \frac{M_s L^2}{4 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{1}{250}$$

Avec :

I : inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

E_v : module de déformation déferé.

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 3700 \sqrt{25}$$

$$E_v = 10818.865 \text{ MPa}$$

L : portée de la console (L=1,35m)

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \times \lambda_v \times \mu}$$

Avec :

$$\lambda_v = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{b})} \text{ et } \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

I₀ : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g

B₀ : Section homogénéisée

S_X: Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = bh + 15A_s = 100 \times 15 + 15 \times 6.78 = 1601.7 \text{ cm}^2$$

$$S_X = \frac{bh^2}{2} + 15dA_s = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 12 \times 6.78 = 12470.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_X}{B_0} = \frac{12470.4}{1601.7} \longrightarrow V_1 = 7.79$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 \longrightarrow V_2 = 7.21 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 6.78 (7.21 - 3)^2$$

$$I_0 = 30053.69 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.78}{100.12} = 0.0057$$

$$\lambda_V = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0057 \left(2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 3.68$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0057 \times 148.59 + 2.1} = 0.670$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 30053.69}{1 + 0.4 \times 3.69 \times 0.670} = 16621.61 \text{ cm}^4$$

D'ou :

$$f_V = \frac{10.941 \times 10^5 (140)^2}{4 \times 10818.865 \times 10^2 \times 16621.61} = \mathbf{0.298 \text{ cm}}$$

La flèche admissible :

$$\bar{f}_v = \frac{L}{250} = \frac{135}{250} = 0.54 \text{ cm}$$

$$f_V = 0.298 < \bar{f}_v = 0.54 \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{\text{Condition vérifiée}}$$

III-6) Étude de la salle machine :

III-6-1) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de :
vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$

$$L_x = 1.20 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 1.45 \text{ m}$$

La surface de la cabine $S = (1.20, 1.35) = 1.62\text{m}^2$

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes
($Q = 80 \text{ KN}$).

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III-6-2) Calcul de la dalle pleine :

a).Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une épaisseur $h_t \geq 12\text{cm}$; on prend : **ht = 15cm.**

La dalle repose sur son contour (3 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).

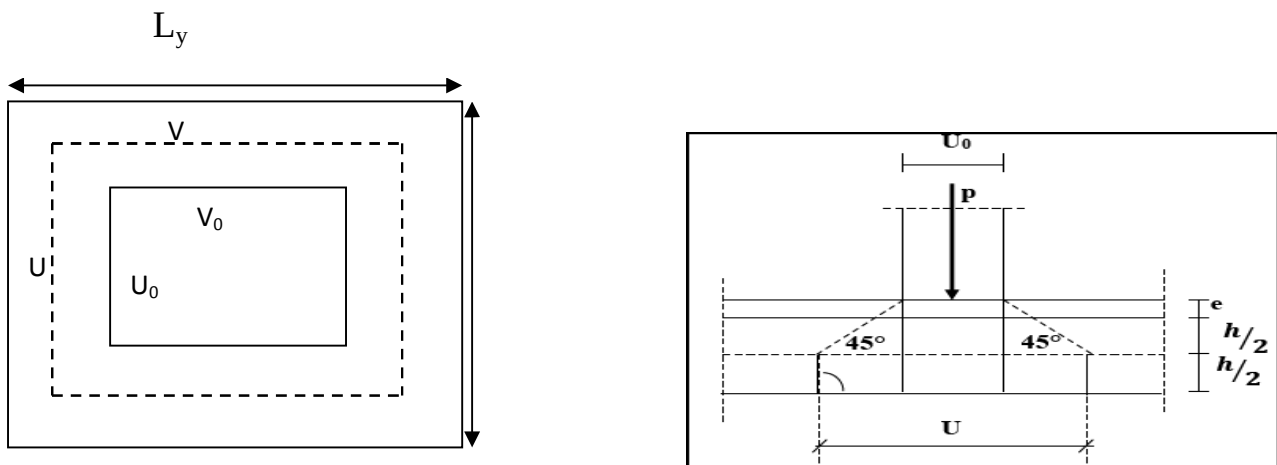


Figure III-6-1 : Schéma de la salle machine.

On a :

$$U = U_0 + 2\zeta e + h_t$$

$$V = V_0 + 2\zeta e + h_t$$

Avec :

ζ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton on le Prend égal à 1).

$$h_t = 15 \text{ cm} ; e = 5 \text{ cm (épaisseur de revêtement)}$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$$

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

b) Fonctionnement de la dalle:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{1.45} = 0.96 > 0.4 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans Les 2 sens}$$

c) Evaluation du moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD. La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par :

- $M_{x1} = q \times (M_1 + v M_2)$
- $M_{y1} = q \times (v M_1 + M_2)$

Avec :

v : coefficient de poisson ($v=0$ à l'ELU et 0.2 à l'ELS)

$M_1; M_2$: coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$ (dans les abaques de PIGEAUD).

c-1) Détermination de M_1 et M_2

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{145} = 0.80$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0.87$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{145} = 0.72$$

La valeur de M_1

Par interpolation :

U/L_x	0.087	0.87	0.9
M_1	0.069	0.06	

V/L_y	0.7	0.72	0.8
	0.064	0.058	

$$M_1 = 0.06452$$

La valeur M_2

Par interpolation :

U/L_x	0.087	0.87	0.9
M_2	0.064	0.058	

V/L_y	0.7	0.8
M_2	0.0404	

c-2) A L'ELU:

$$v = 0$$

$$M_{x1} = q \times M_1$$

$$M_{y1} = q \times M_2$$

$$\text{Avec } q = 1.35 \times Q = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$$

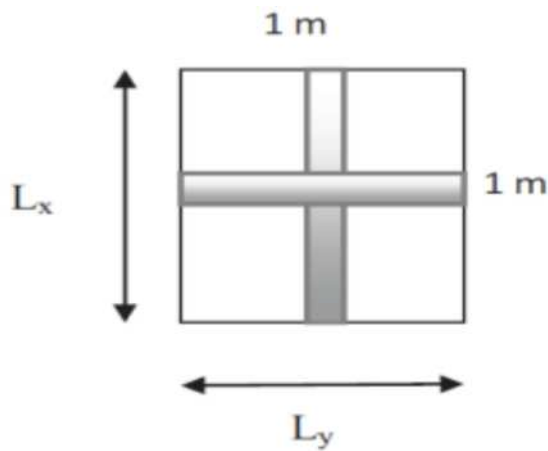
$$M_{x1} = 108 \times 0.069 = 7,452 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0.0404 = 4,363 \text{ KN.m}$$

d) Évaluation des moments M_{x2} ; M_{y2} dus au poids propre de la dalle et de la surcharge

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

- $M_{x2} = \mu_x q_u (L_x)^2$
- $M_{y2} = \mu_y M_{x2}$



$0.4 < \rho = 0.94 < 1$ $\longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\mu_x = 0.087 ; \mu_y = 0.7$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

avec :

$$G = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0.087 \times 6.56 \times (1.2)^2 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.7 \times 0.82 = 0.57 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_{x2}}{M_{y2}} = \frac{0.82}{0.57} = 1.43 > 0.25 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.45 + 0.82 = 8.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.363 + 0.57 = 4.93 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque:

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

III-6-3) Ferrailage de la dalle :

❖ Les moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.25 = 7.01 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.93 = 4.19 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 8.25 = -2.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 4.93 = -1.47 \text{ KN.m}$$

Détermination de la section d'armature :

a) Armatures // à X-X :

❖ En travée :

Dans nos calculs, on considère une bande de 1 m de la dalle, tel que ses caractéristiques sont :
 $b = 100 \text{ cm}$.

$$d = h - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.01 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.039 \xrightarrow{\text{du tableau}} \beta = 0.9805 \quad (\text{par interpolation})$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.01 \times 10^3}{0.9805 \times 12 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\longrightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$

❖ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.45 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.012 \longrightarrow \beta = 0.993$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.45 \times 10^3}{0.993 \times 12 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\longrightarrow A_a = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$

b) Armatures // à Y-Y :

❖ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4.19 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.02 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.9845 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4.19 \times 10^3}{0.9845 \times 12 \times 348} = 1.019 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\longrightarrow$ **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$** avec un espacement **S = 25 cm**

❖ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1.47 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.01 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_b = 0.01 \longrightarrow \beta = 0.9945$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.47 \times 10^3}{0.9945 \times 12 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\longrightarrow$ **$A_a = 2.01 \text{ cm}^2$** avec un espacement **S = 25 cm**

III-6-4) Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité

✚ Armatures inférieures

$$W_x = W_0 \times \frac{3 \times \rho}{2}$$

$$W_x = \frac{A_{min}}{S}$$

Avec :

$$\rho = 0.94$$

Amin : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = **0,0008** (acier HA FeE400)

$$W_x = 0.0008 \times \frac{3 \times 0.94}{2} = \mathbf{0.00113}$$

$$A_{min} = W_x \times S = 0.00113 \times (15 \times 100) = \mathbf{1.695 \text{ cm}^2}$$

Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

❖ En travée :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.695 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.695 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

$$\Phi_{\max} = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\text{Armature } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armature } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

d) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

On admet qu'aucune armature transversale 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. $c\mu$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1 \times 80 = 80 \text{ KN}$$

$$Q_u = 80 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$\longrightarrow$ Donc les armatures transversales sont inutiles

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc : Au milieu de u on a :

$$V_u = \frac{P}{2U+V} \times 1 \text{ m} = \frac{80}{2 \times 1,05 + 1,05} = 17,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,78 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,148 \text{ MPa}$$

Les fissurations étant peu nuisibles :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,148 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-6-5) Vérification à l'ELS :

a) Évaluation des moments :

a-1) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M1 + v M2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M2 + v M1)$$

Avec :

$$q_s = 80 \text{ KN et } v = 0,2 \text{ à ELS}$$

$$M_{x1} = 80 \times (0,069 + 0,2 \times 0,0404) = 6,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,0404 + 0,2 \times 0,069) = 4,33 \text{ KN.m}$$

a-2) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = (25 \times 0.15) + 1 \longrightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.94 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0491 \times 4.75 \times (1.2)^2 = 0.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.906 \times 0.33 = 0.298 \text{ KN.m}$$

a-3) Superposition des moments

$$M_x = 7.45 + 0.82 = 8.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 4.363 + 0.57 = 4.93 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments:**

ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles :

- **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 8.25 \times 0.85 = 7.012 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 4.93 \times 0.85 = 4.19 \text{ KN.m}$$

- **Les moments aux appuis**

$$M_x^a = 8.25 \times (-0.3) = -2.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 4.93 \times (-0.3) = -1.47 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

 **Sens x-x**

1-En travée :

$$M_x^t = 7.012 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \longrightarrow \beta_1 = 0.933 \longrightarrow k_1 = 59.34$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7.012 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 311.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{311.58}{59.34} = 5.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-Aux appuis :

$$M_x^a = 2.47 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \longrightarrow \beta_1 = 0.933 \longrightarrow k_1 = 59.34$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{2.47 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 109.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{109.75}{59.34} = 1.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

 **sens y-y :**

1-En travée :

$$M_y^t = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \longrightarrow \beta_1 = 0.933 \longrightarrow k_1 = 59.34$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{4.19 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 186.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{186.18}{59.34} = 3.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.13 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2-Aux appuis :

$$M_y^a = 1.47 \text{ KN.m}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.1675 \longrightarrow \beta_1 = 0.933 \longrightarrow k_1 = 59.34$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{1.47 \times 10^6}{0.933 \times 120 \times 2.01 \times 10^2} = 65.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{65.32}{59.34} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.1 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

c)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 :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{xt}}{20 M_x}$$

$$\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

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]

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{M_{xt}}{20 M_x} = \frac{7.012}{20 \times 8.25} = 0.042 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.002 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc y a pas de nécessité de vérifier la flèche.

IV) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS Version 9.6**

❖ Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc
- Le transfert de données vers d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

❖ Etapas de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

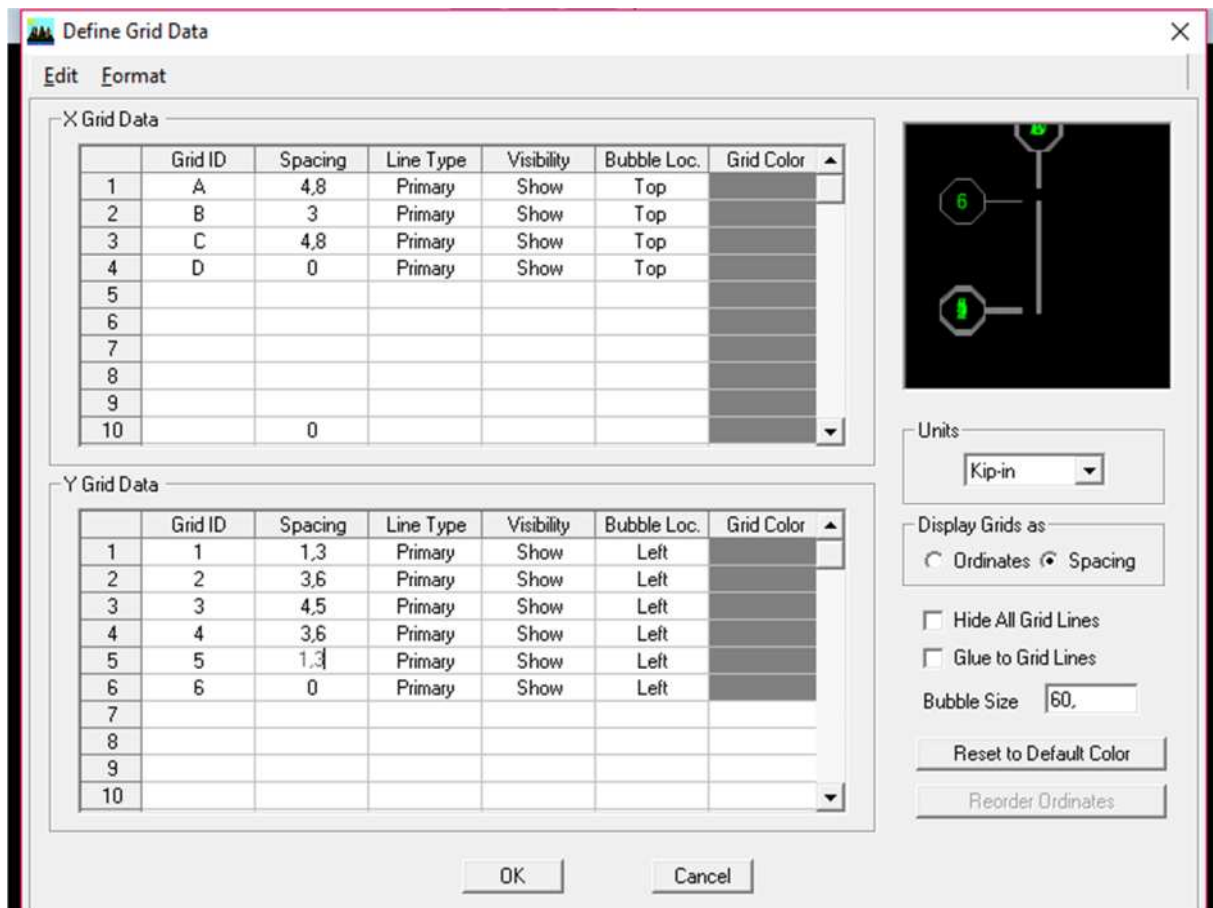
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

❖ Introduction de la géométrie du modèle

a) **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b) **Géométrie de base** : on clique sur :

File → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**



Cette opération permet d'introduire:

- ✓ le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- ✓ le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- ✓ les hauteurs des différents étages
- ✓ le nombre d'étages
- ✓ les longueurs des travées

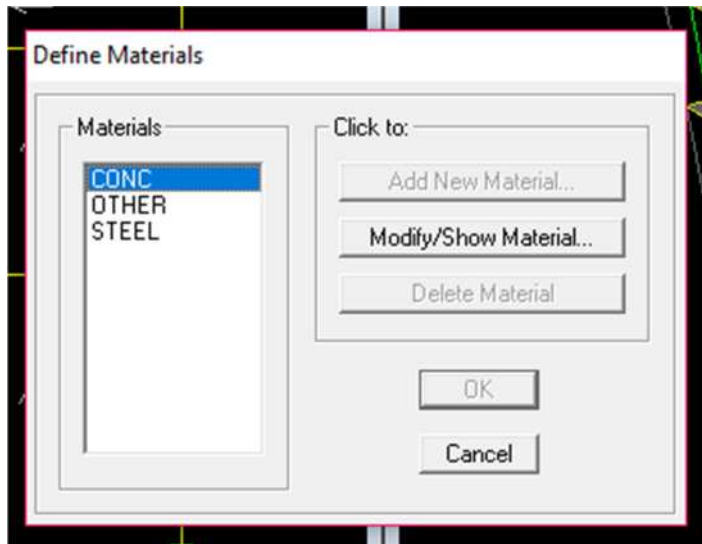
NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure. Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

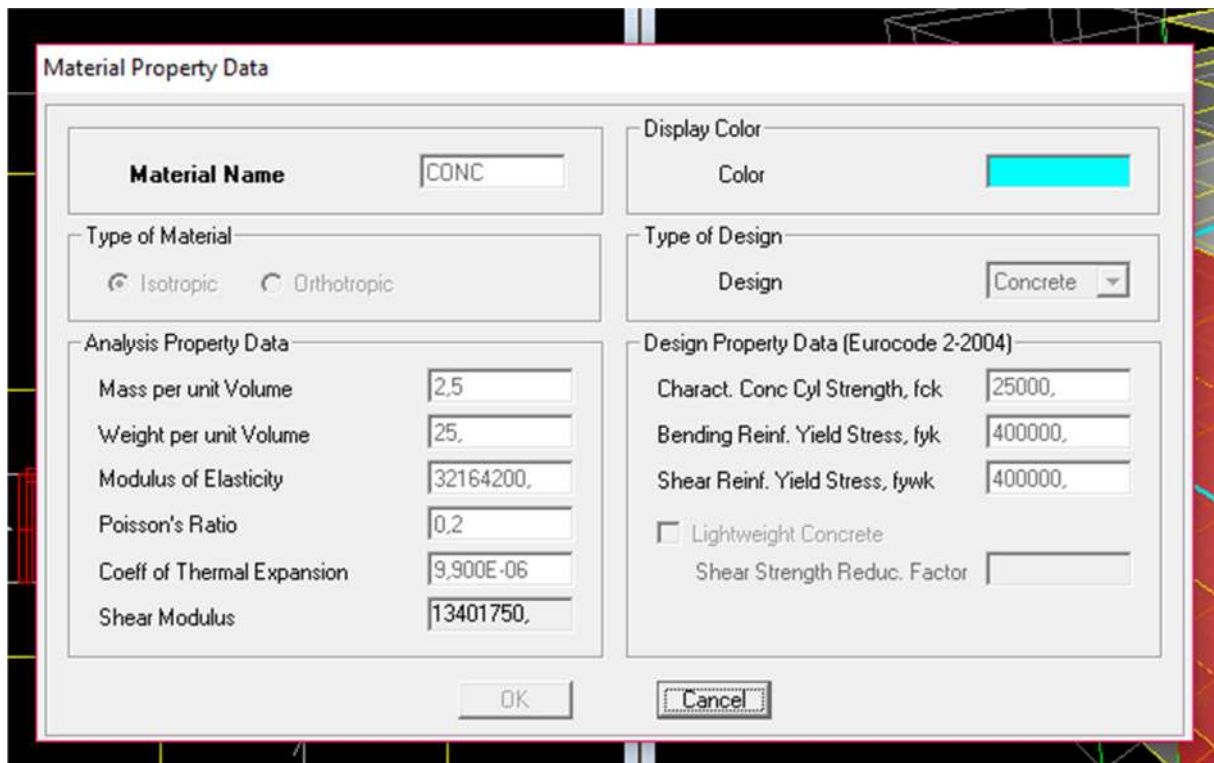
Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

- **Define** → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



Define → Material properties → Add New Material

Material Property Data

Material Name AUTRE		Display Color Color 	
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic		Type of Design Design Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	0.	Specified Conc Comp Strength, f'_c	25000
Weight per unit Volume	0	Bending Reinf. Yield Stress, f_y	400000
Modulus of Elasticity	32164200	Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys}	400000
Poisson's Ratio	0.2	☐ Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	1500.		
OK		Cancel	

Spécification des propriétés géométriques des éléments :

la troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments.
On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame sections → Add rectangular

Rectangular Section

Section Name: POT35x35

Properties: [Section Properties...](#)

Property Modifiers: [Set Modifiers...](#)

Material: CONC

Dimensions:

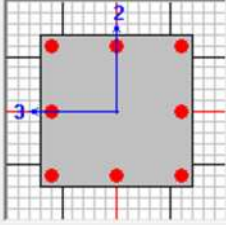
Depth (t3): 0,35

Width (t2): 0,35

Concrete: [Reinforcement...](#)

Display Color: 

OK Cancel



Rectangular Section

Section Name: POT40x40

Properties: [Section Properties...](#)

Property Modifiers: [Set Modifiers...](#)

Material: CONC

Dimensions:

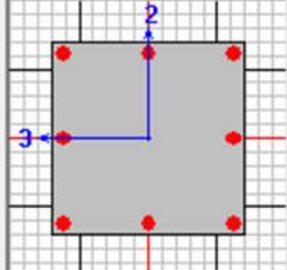
Depth (t3): 0,4

Width (t2): 0,4

Concrete: [Reinforcement...](#)

Display Color: 

OK Cancel



Rectangular Section

Section Name: PP

Properties:

Property Modifiers:

Material: CONC

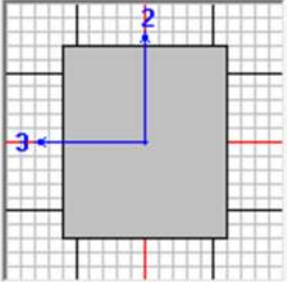
Dimensions:

Depth (t3): 0,35

Width (t2): 0,3

Concrete:

Display Color: 



Rectangular Section

Section Name: PS

Properties:

Property Modifiers:

Material: CONC

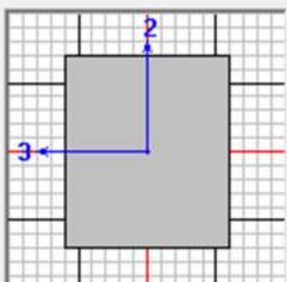
Dimensions:

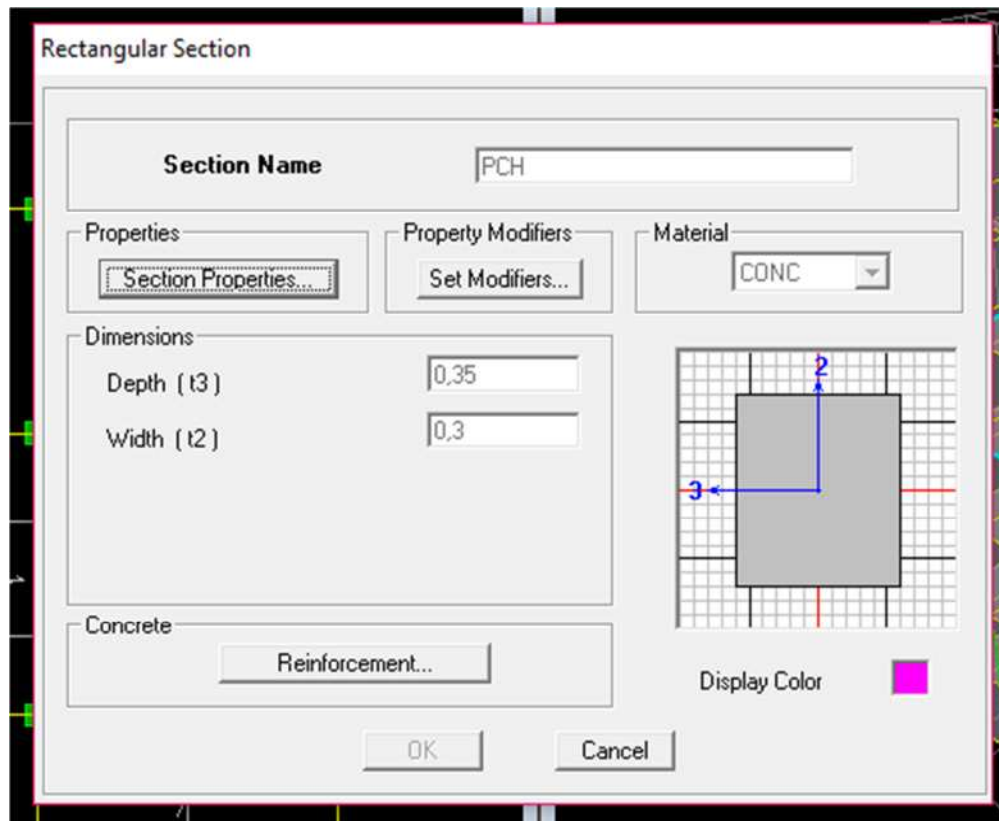
Depth (t3): 0,35

Width (t2): 0,3

Concrete:

Display Color: 

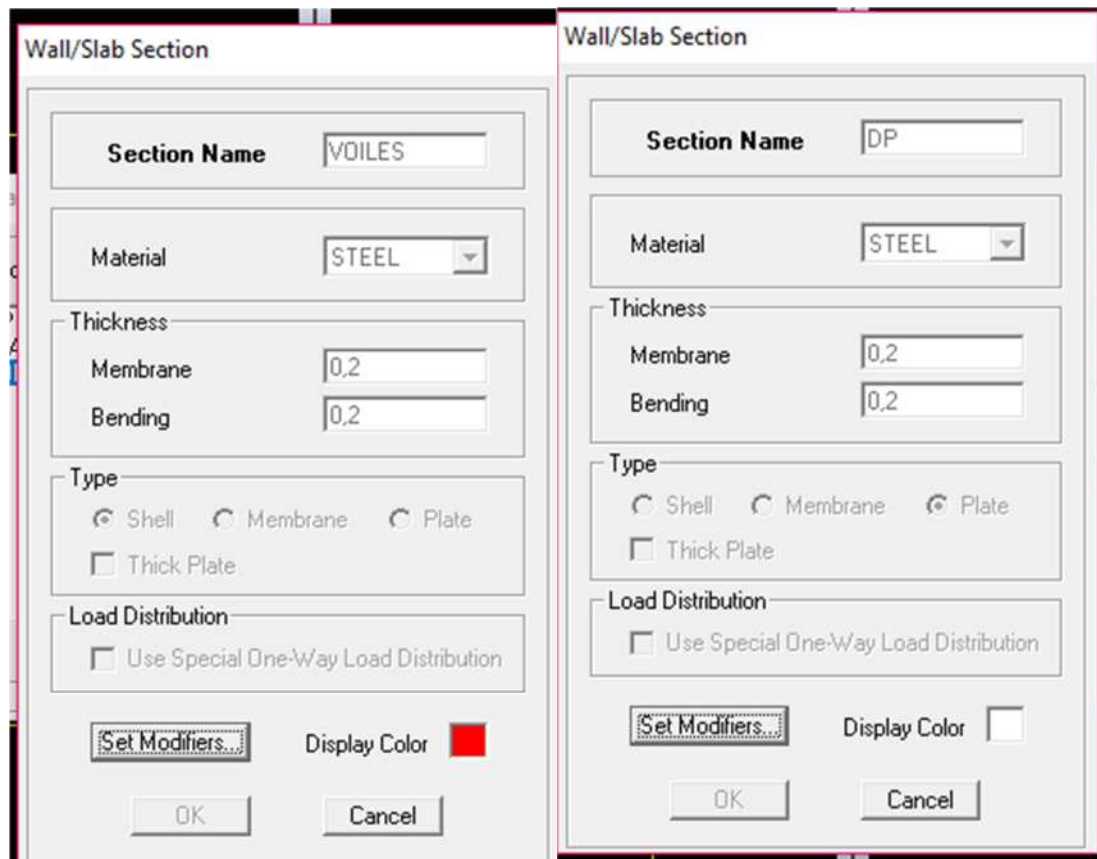




On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → **Area sections** → **Add New Section**



Puis on définit leurs propriétés.

 Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

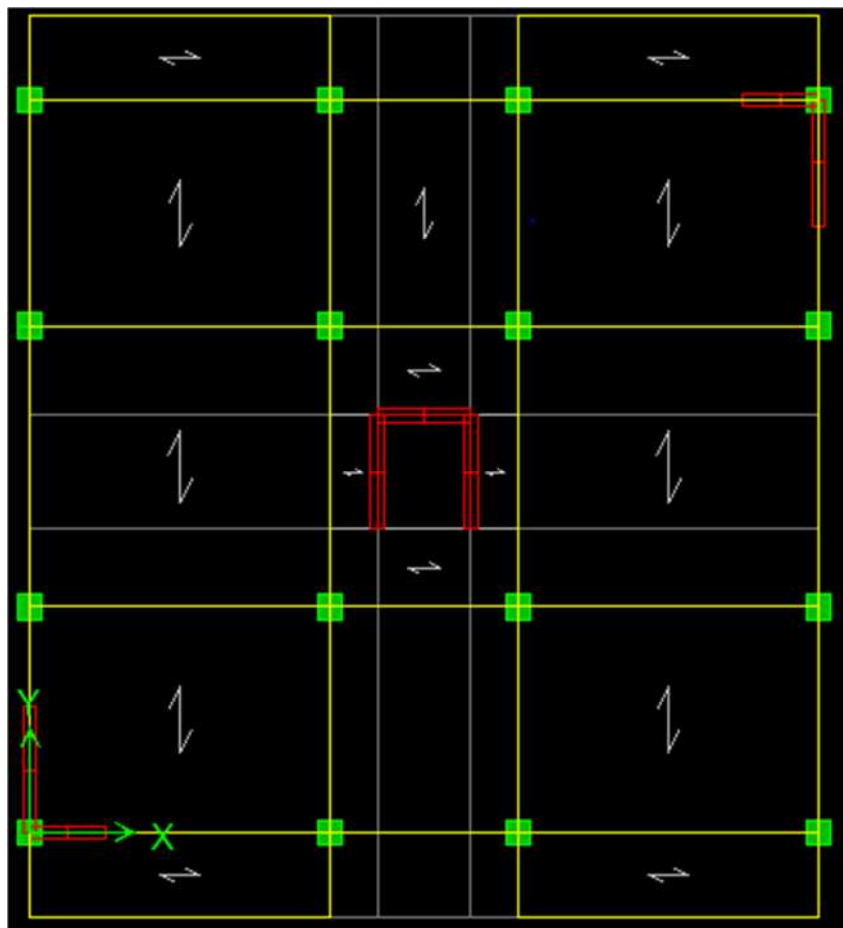
Pour les poteaux :

On clique sur le bouton 

Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) → **None** → on choisit le nom de la section (pot35 35 par exemple) on valide

Pour les poutres et les voiles:

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

 Mass source:

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

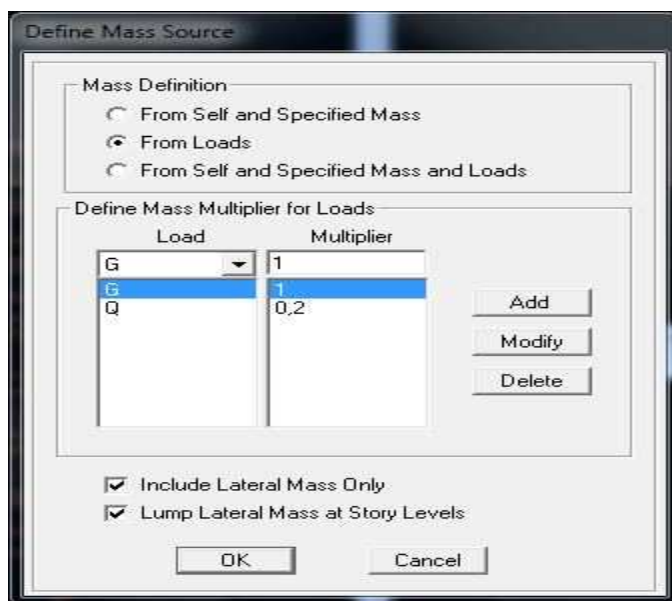
W_{Qi} : charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

et donné par le tableau 4.5 RPA 99 (on le prend pour notre cas égal à 0.2 → **bâtiments d'habitation**).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

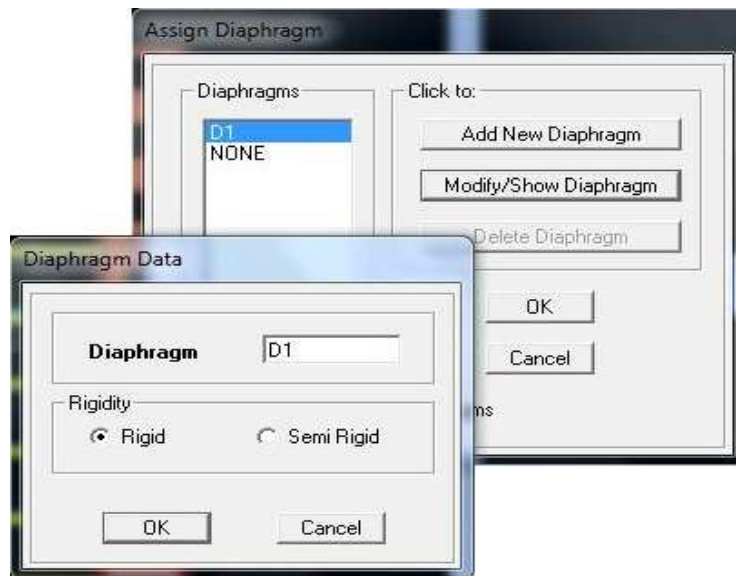
Define → **Masse source** → **from loads**



✚ Diaphragme : Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier étage : **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragmas** → **D1**
OK



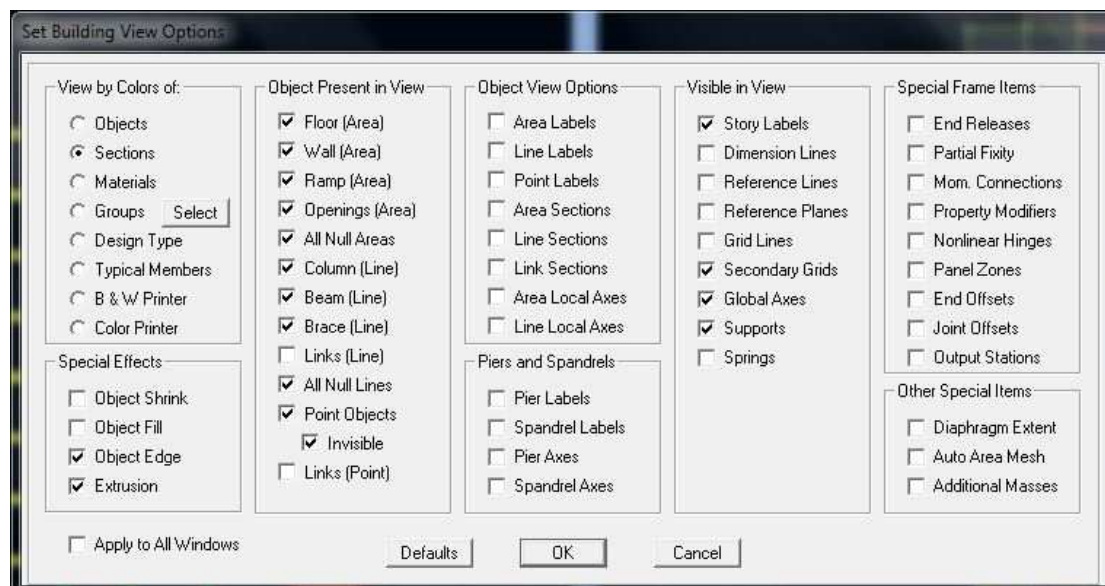
Le deuxième étage :

Assign → Joint/Point → Diaphragms → Add New Diaphragm → D2 → OK

On suit la même procédure pour les autres étages.

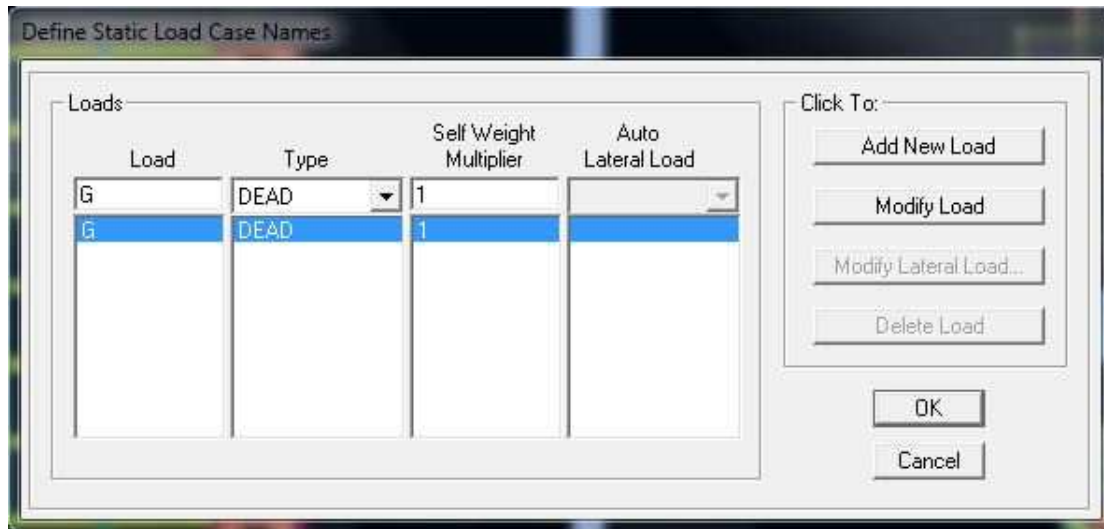
❖ REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments



❖ Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur: **DefineStaticLoad Cases**



❖ **Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de la période propre T .

❖ **Méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

✚ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA99/03 Tab 4.1.2**)

✚ par Méthode dynamique qui regroupe :

- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

❖ **Présentation de la méthode modale spectrale :**

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

❖ **Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :**

a) **Le site** : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble S3.(Article 3.3.1 de RPA).

- **La zone:** zone IIa
- **Le groupe d'usage** : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- **Remplissage** : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
- **pourcentage d'amortissement critique ζ**

➤ **facteur de qualité Q** tel que :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q

D'après **RPA** le facteur de qualité dans cas **Q=1,2**

Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.6

❖ à L'ELS :

➤ **Pour les charges verticales :**

D'après les résultats d'ETABS :

On a :

$$\begin{cases} W_t = \sum F_z = 53063,13 [KN] \Rightarrow 100\% \\ W_{voile} = 23541,84 [KN] \Rightarrow X\% \end{cases}$$

W_t : le poids total.

W_{voile} : le poids supporté par les voiles.

$$\begin{cases} X\% = \frac{(23541,84 \times 100)}{53063,13} = 44,3\% \\ \% \text{ des portiques} = 100\% - 44,3\% = 55,7\% \end{cases}$$

➤ **Pour les charges horizontales :**

1- Sens xx :

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,7831	0
End Point	20,6524	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	9,4347	0,4325	0,	359,6385

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	1920,3957	12,4906	2,894E-03
Moment	0,	0,	0,	249,1423	44164,353	12894,0443

Buttons: Close, Refresh

D'après les résultats d'ETABS on résume les résultats dans le tableau suivant :

$V_{x\text{total}}$	1920,39	Pourcentage %
V_{pot}	664,29	34,6%
V_{voil}	1256,13	65,4%

V_x : effort tranchant.

V_{voil} : effort tranchant repris par les voiles longitudinal.

V_{pot} : effort tranchant repris par les poteaux

2- Sens y-y:

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,3376	0
End Point	19,3193	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,4908	0,3971	0,	359,4383

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,	0,	0,	16,2017	1999,1217	3,951E-03
Moment	0,	0,	0,	45894,574	341,4794	108,1011

Buttons: Close, Refresh

on résume les résultats dans le tableau suivant :

$V_{y\text{total}}$	1999,12	Pourcentage %
V_{pot}	850	42,6 %
V_{voil}	1148,75	57,4%

V_y : effort tranchant.

V_{voil} : effort tranchant repris par les voiles transversal.

V_{pot} : effort tranchant repris par les poteaux

❖ Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, notre cas c'est un portique contreventé par voiles **R=5**

✚ Valeur de ζ :

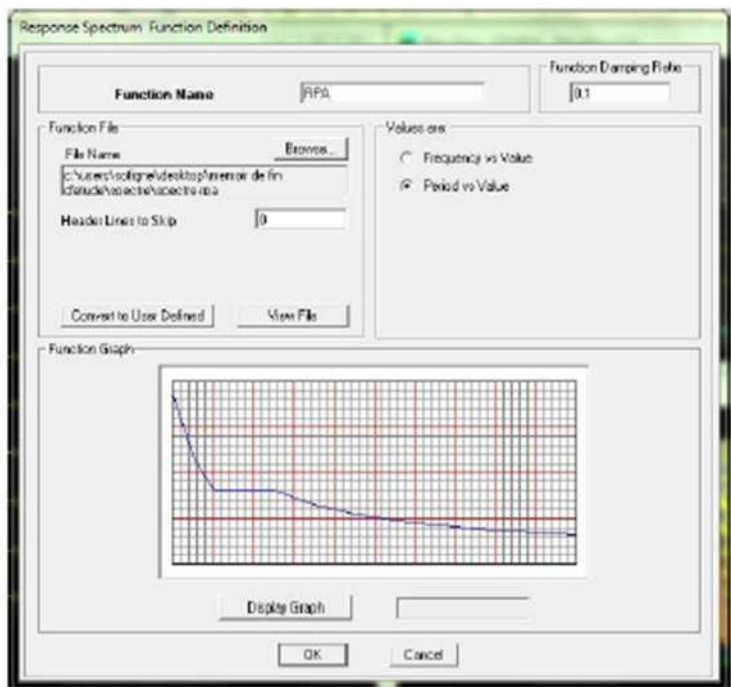
	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau.

Caractéristiques	Désignation
Le site	S3
La zone	IIa
Le groupe d'usage	2
Facteur de qualité Q	1.2
coefficient de comportement R	5
% d'amortissement critique ζ	10

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

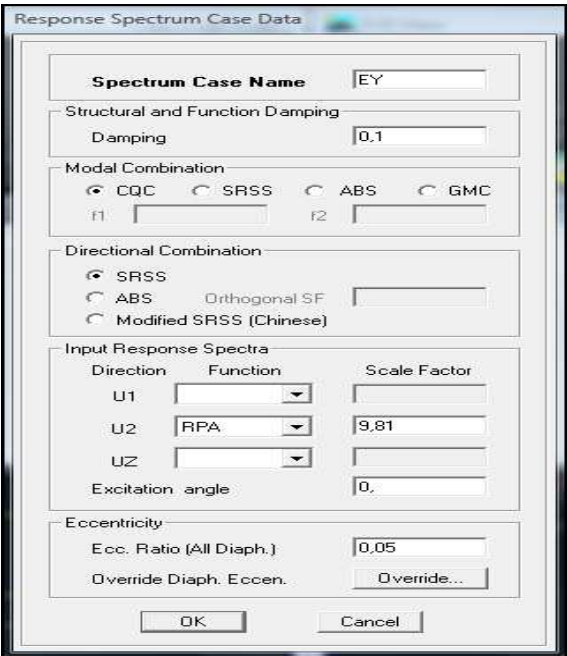
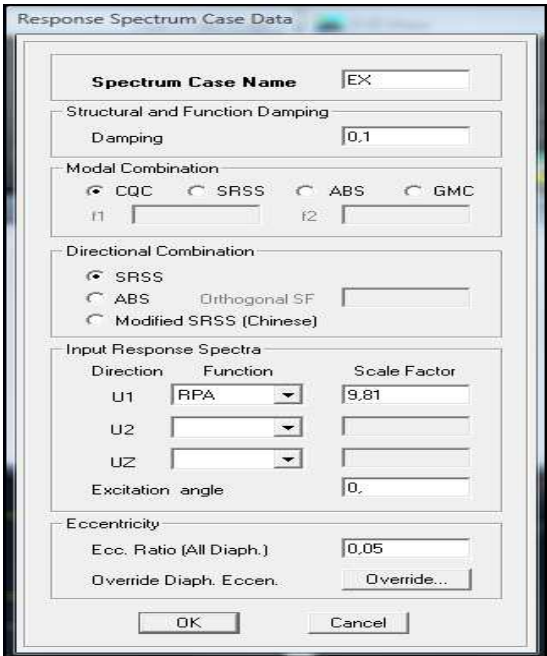
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define —————> Response Spectrum cases—————> Add New Spectrum



❖ **Chargement des éléments**

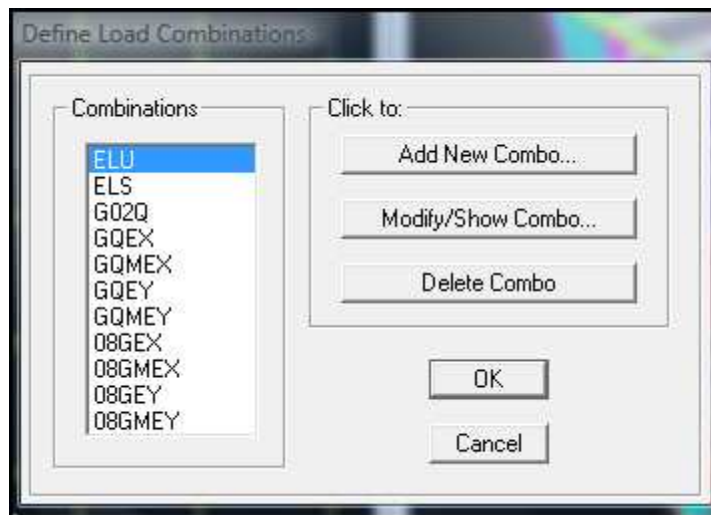
- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Areas loads** → **uniform** 
- On sélectionne chaque élément linière (poutres) et on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **frame/lineloads** → **distributed** 

❖ **Introduction des combinaisons d'actions**

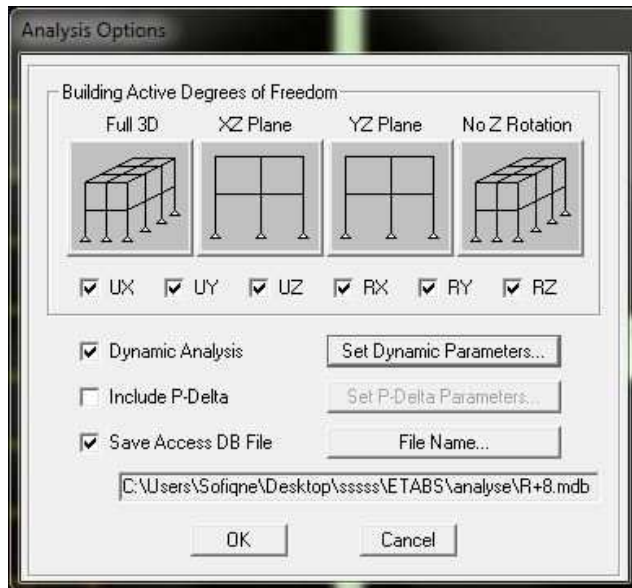
- Combinaisons aux états limites :
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Combinaisons accidentelle du RPA :
 - GQE : $G + Q E$
 - 08GE : $0.8G E$

❖ **Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :**

Define → **Load Combinations** → **Add New Combo**

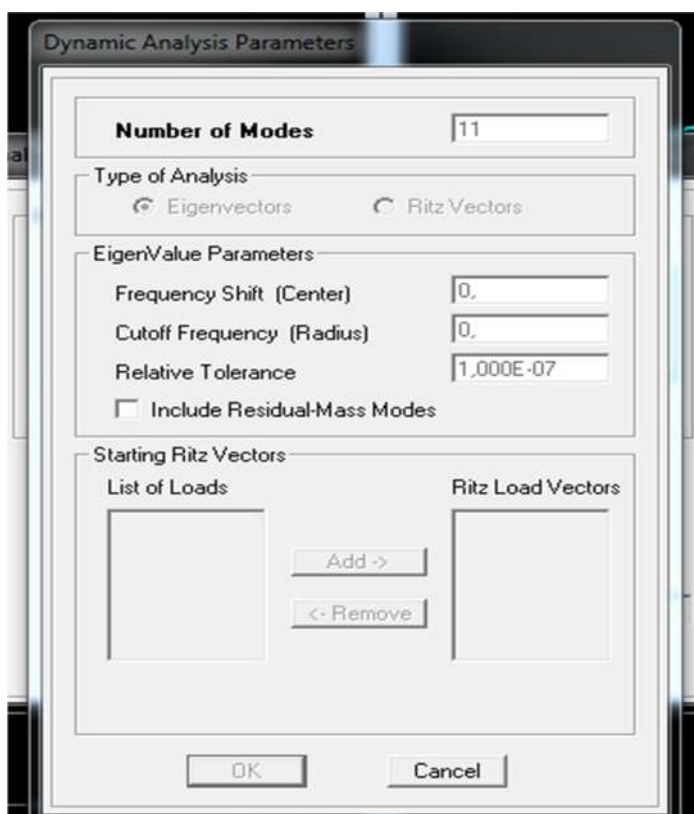
❖ **Modes de vibration:**

Analyze → **Set analyz Options** → **Cocher DynamicAnalyssis**



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**



▪ **Exécution :**

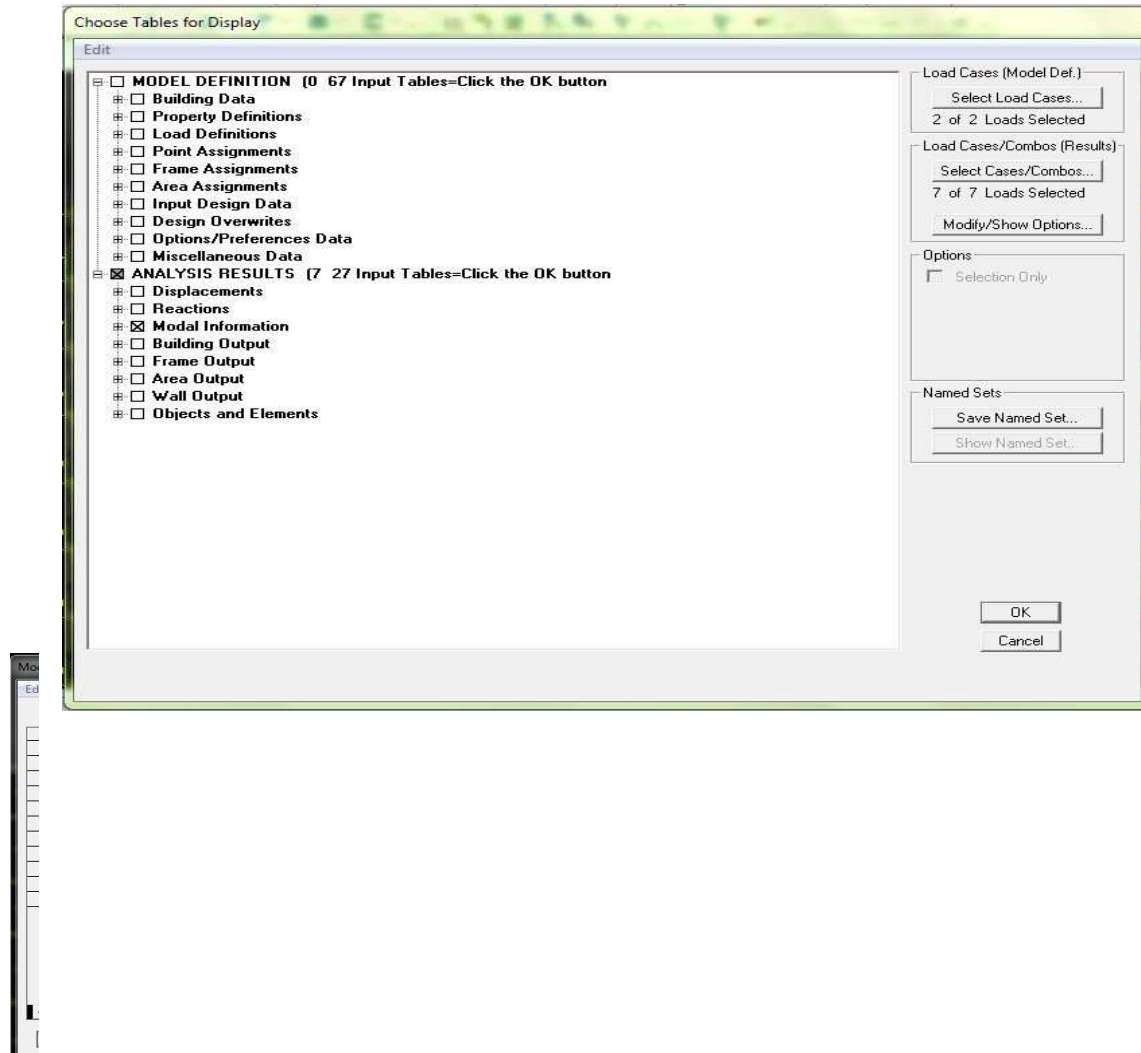


Analyze → Run (f5) on clique sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File → Save as**

- Visualisation des résultats :

- Période et participation modale :

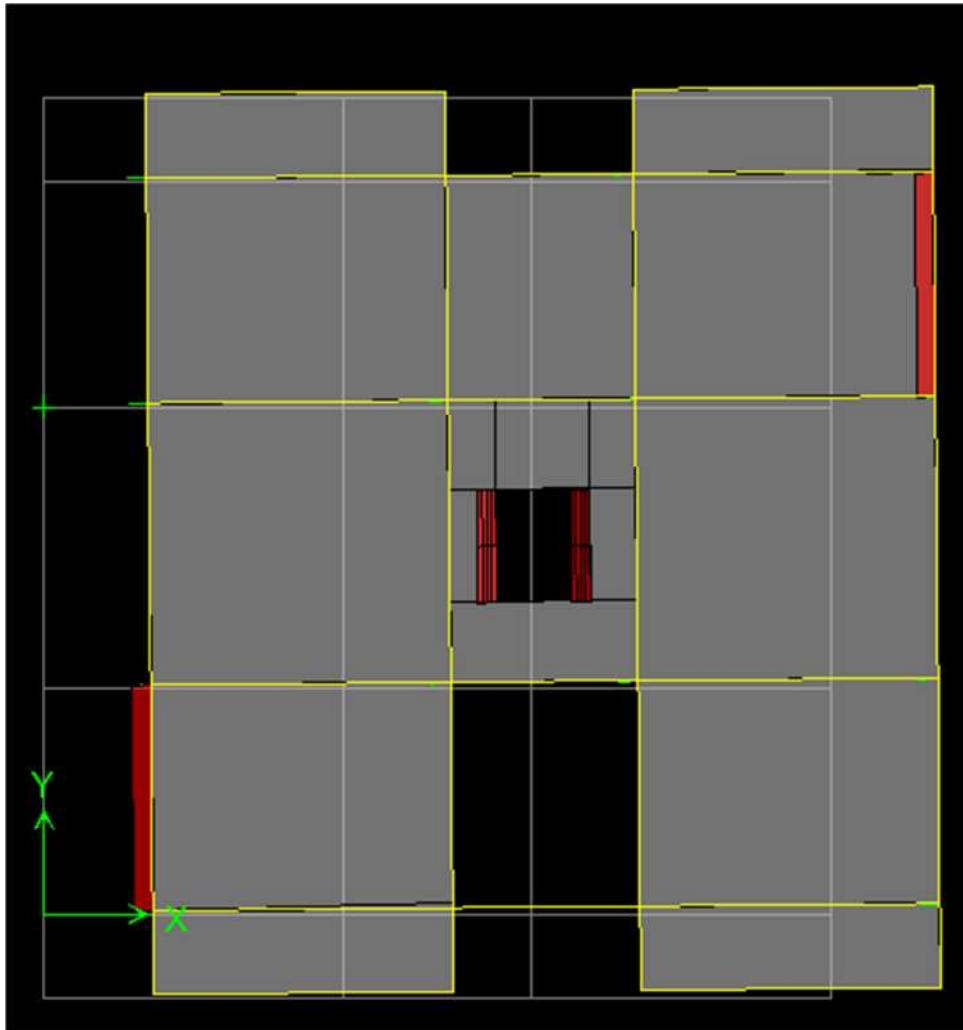
Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sumUX**, **sumUY**

- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



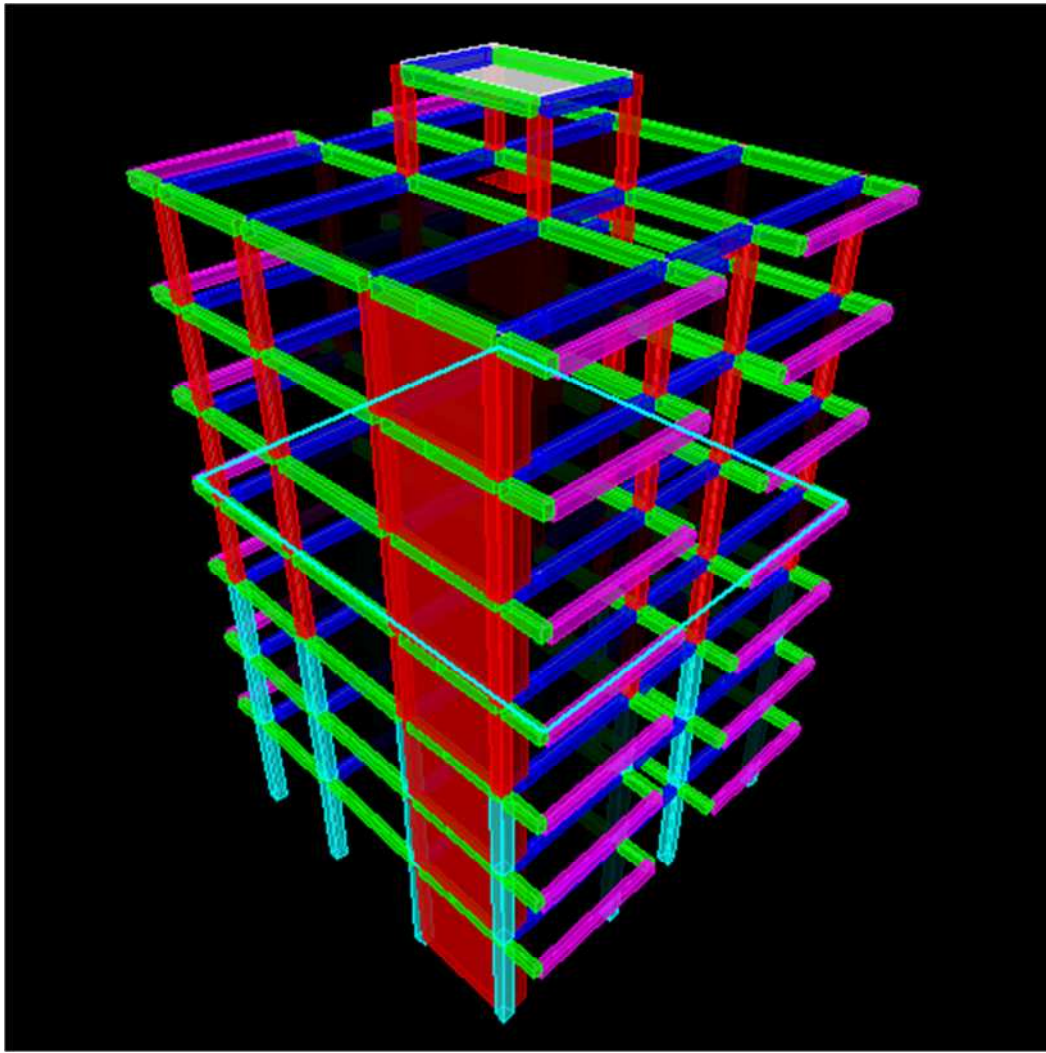


Figure IV-1: vue en trois dimensions de la structure

IV-3) Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % des résultantes des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente donnée par la formule empirique appropriée :

1) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

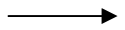
$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_{tRPA\ 99} \text{ [formule 4-1]}$$

- **A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- **R**: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,
- **D**: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- **Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).
- **W** : poids de la structure.

❖ **Application :**

a) A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

On a : **zone IIa** et groupe d'usage c'est **2**(la hauteur de notre bâtiment est inférieure a **23 m**)
A = 0.15



b) D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau IV-1 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

$$T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$$

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10\%$

D'où :

$$\eta = 0.76 > 0,7$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure.**

La valeur de la période fondamentale(T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas $C_T=0.05$

Avec :

- $h_N = 22,27\text{m}$.
- $C_T = 0.05$.

Alors :

$$T = 0.512 \text{ s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.512 = 0.67 \text{ s}$$

$T_{\text{empirique}} = 0.67 \text{ s} > T_{\text{analytique}} = T_{\text{etabs}} = 0.62 \text{ s} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

D'où : D=4.18

R : coefficient de comportement global de la structure est **R=5**

c) Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 1.2$$

d) W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant à la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant à la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta=0,20$.

Le poids de notre structure est donne ci-dessous :

$$W_t = 1433.12 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 4.18 \times 1.2}{5} \times 1433.12 \longrightarrow V_x = 2472.85 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 4.18 \times 1.2}{5} \times 1433.12 \longrightarrow V = 2472.85 \text{ KN}$$

Vérification :

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
	BASE	1	EX	2,86	0,32	63,74	0,905	10,978	0,097
	BASE	1	EY	0,29	0,82	26,51	3,142	1,064	0,056
	BASE	2	EX	4,61	0,19	33,01	0,752	13,229	0,097
	BASE	2	EY	0,45	0,75	26,64	2,868	1,280	0,056
	BASE	3	EX	4,72	0,24	35,28	0,935	13,377	0,097
	BASE	3	EY	0,51	0,68	32,52	2,782	1,344	0,056
	BASE	4	EX	4,18	154,64	970,67	114,810	40,941	9,164
	BASE	4	EY	0,84	118,70	853,40	273,097	3,893	0,829
	BASE	5	EX	2,56	0,36	55,56	0,955	10,602	0,097
	BASE	5	EY	0,21	1,44	9,66	3,947	0,840	0,056
	BASE	6	EX	4,34	0,27	55,36	0,860	12,889	0,097
	BASE	6	EY	0,34	1,10	6,13	3,320	1,017	0,056
	BASE	7	EX	4,45	0,36	44,00	1,089	13,036	0,097
	BASE	7	EY	0,33	1,06	12,84	3,279	0,983	0,056
	BASE	8	EX	6,82	144,48	487,00	115,489	43,508	9,164
	BASE	8	EY	0,69	484,81	2193,27	273,689	3,546	0,768
	BASE	9	EX	6,35	253,00	593,01	54,280	45,045	9,554
	BASE	9	EY	0,60	490,21	2215,83	275,700	4,063	0,881

OK

➤ Sens x-x

$$V_{\text{etabs}} = 2512.89 \text{ KN} > 0.8 \times 2472.85 = 1978.28 \text{ KN}$$

➤ Sens y-y

$$V_{\text{etabs}} = 2472.85 \text{ KN} > 0.8 \times 2215.83 = 1772.66 \text{ KN}$$

🚦 Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

2) Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal:

à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec :

- δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)
- **R** : Coefficient de comportement.
- **Le déplacement relatif** : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

X	H étage	R	DELTA X	1% ETAGE	Y	H ETAGE	R	DELTA Y	1 % ETAGE
(salle machine) 0.000432	3.06	5	0.0066	0.0306	0.000305	3.06	5	0.004	0.0306
6 ^{eme} etage 0.000855	3.06	5	0.013	0.0306	0.000264	3.06	5	0.0087	0.0306
5 ^{eme} etage 0.000863	3.06	5	0.013	0.0306	0.000261	3.06	5	0.0039	0.0306
4 ^{eme} etage 0.000846	3.06	5	0.012	0.0306	0.00025	3.06	5	0.0038	0.0306
3 ^{eme} etage 0.000789	3.06	5	0.012	0.0306	0.000227	3.06	5	0.0034	0.0306
2 ^{eme} etage 0.000678	3.06	5	0.01	0.0306	0.000191	3.06	5	0.0029	0.0306
1 ^{er} 0.000517	3.06	5	0.0079	0.0306	0.00014	3.06	5	0.0021	0.0306
RDC 0.000222	3.06	5	0.0033	0.0391	0.00006	3.91	5	0.0011	0.0391

Tableau IV-1: .Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Et :

$$1\%h_{\text{étage}}=0.01 \times 3.06=30.6\text{mm}$$

- $X \cdot h_{\text{étage}} \cdot R = \Delta X$
- $Y \cdot h_{\text{étage}} \cdot R = \Delta Y$

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage donc notre condition est vérifiée.

3) Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

- **f** : La flèche admissible.
- **H_t** : La hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sous l'action de Ex :**

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{22.27}{500} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sous l'action de Ey :**

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{22.27}{500} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

4) Nombre de modes à considérer: (Art 4.3.4 / RPA2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,703763	69,1538	0,3527	69,1538	0,3527	0,0734
2	0,332614	0,342	67,4998	69,4958	67,8525	0,0252
3	0,310252	0,0734	0,0196	69,5691	67,872	68,1863
4	0,148212	18,0663	0,0845	87,6354	67,9566	0,0171
5	0,114259	0,01	1,3597	87,6454	69,3163	0
6	0,113158	0,0001	0	87,6455	69,3163	0,3054
7	0,10845	2,2187	0,0189	89,8641	69,3351	0,0013
8	0,058446	5,405	3,4128	95,2692	72,7479	0,1101
9	0,057862	0,5919	16,9606	95,8611	89,7086	0,1713
10	0,057014	0,0119	0,0537	95,873	89,7623	20,8272
11	0,034045	2,3421	0,005	98,2151	89,7673	0,0003
12	0,023538	0,0797	6,3703	98,2948	96,1376	0,0477

conclusion :

➤ 1^{er} mode :

- $T_1 = 0.70$
- $U_x = 69.15$ (U_x et U_y sont presque nulle)
- $U_y = 0.35$
- $R_z = 0.073$

➤ 2^{eme} mode :

- $T_2 = 0.33$
- $U_x = 0.34$ (U_x et R_z sont presque nulle)
- $U_y = 67.49$
- $R_z = 0.025$

➤ 3^{eme} mode :

- $T_3 = 0.31$
- $U_x = 0.073$ (U_x et U_y sont presque nulle)
- $U_y = 0.019$
- $R_z = 68.18$

➤ La somme des masses modales dans le 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du Bâtiment dans le sens X (SumuX).

➤ La somme des masses modales dans le 12^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du Bâtiment dans le sens Y (SumuY).

Dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

5) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -

additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
►	STORY1	D1	237,9582	237,9582	6,363	6,195	237,9582	237,9582	6,363
	STORY2	D2	222,0769	222,0769	6,367	6,101	222,0769	222,0769	6,367
	STORY3	D3	219,7366	219,7366	6,368	6,104	219,7366	219,7366	6,368
	STORY4	D4	217,7444	217,7444	6,369	6,106	217,7444	217,7444	6,369
	STORY5	D5	217,7444	217,7444	6,369	6,106	217,7444	217,7444	6,369
	STORY6	D6	217,7444	217,7444	6,369	6,106	217,7444	217,7444	6,369
	STORY7	D7	188,7889	188,7889	6,387	6,161	188,7889	188,7889	6,387
	SALLE MACHINE	TERRASS	26,3520	26,3520	6,300	5,850	26,3520	26,3520	6,300

Suivant le sens x-x :Lx = 14.4m

Story	Diaphragm	XCM	XCR	CM-CR	5% Lx	verification
STORY1	D1	6,363	6,256	0,107	0,63 v	
STORY2	D2	6,367	6,242	0,125	0,63 v	
STORY3	D3	6,368	6,248	0,12	0,63 v	
STORY4	D4	6,369	6,254	0,115	0,63 v	
STORY5	D5	6,369	6,258	0,111	0,63 v	
STORY6	D6	6,369	6,261	0,108	0,63 v	
STORY7	D7	6,387	6,263	0,124	0,63 v	
SALLE MACH	TERRASS	6,3	6,297	0,003	0,63 v	

Tableau IV-2 :vérification de l'excentricité suivant le sens x-x

✚ Suivant le sens y-y :Ly= 13m

Story	Diaphragm	YCM	YCR	CM-CR	5% Ly	VERIFICATION
STORY1	D1	6,195	6,749	-0,554	0,58 v	
STORY2	D2	6,101	6,924	-0,823	0,58 v	
STORY3	D3	6,104	6,903	-0,799	0,58 v	
STORY4	D4	6,106	6,86	-0,754	0,58 v	
STORY5	D5	6,106	6,82	-0,714	0,58 v	
STORY6	D6	6,106	6,79	-0,684	0,58 v	
STORY7	D7	6,161	6,772	-0,611	0,58 v	
SALLE MACH	TERRASS	5,85	5,918			

Tableau IV-3 :vérification de l'excentricité suivant le sens y-y

6) Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure

$$\theta = \frac{P_k \times D_k}{V_k \times h_k} < 0.1 \text{ RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

V-ferraillage des poutres :

V-1) Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus Défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

V-2) Recommandation de l'RPA:

❖ Armatures longitudinales (Art 7 .5.2 RPA) :

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

➤ Poutre principales de (30x35) :

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

➤ Poutre secondaire de (30x35) :

$$A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales de (30x35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

➤ Poutres secondaires de (30x35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement)}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **40 ϕ** en zone **IIa**.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de Trois cadres par nœud.

❖ Armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_{tmax} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \text{ en zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement}$$

La valeur du diamètre(ϕ)des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre Utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le Plus petit des aciers comprimés.

- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V-3) Les étapes de calculs :

a) Armatures longitudinales :

- ❖ **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec:} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ **Situation courante**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Situation accidentelle**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pour } \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des moments réduit limite :**

$$\left. \begin{array}{l} f_e E 400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \mu_l = 0,392$$

On distingue deux cas :

A/Si :

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ section simplement armée **SSA**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

B/Si : $\mu > \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section doublement armée **SDA**

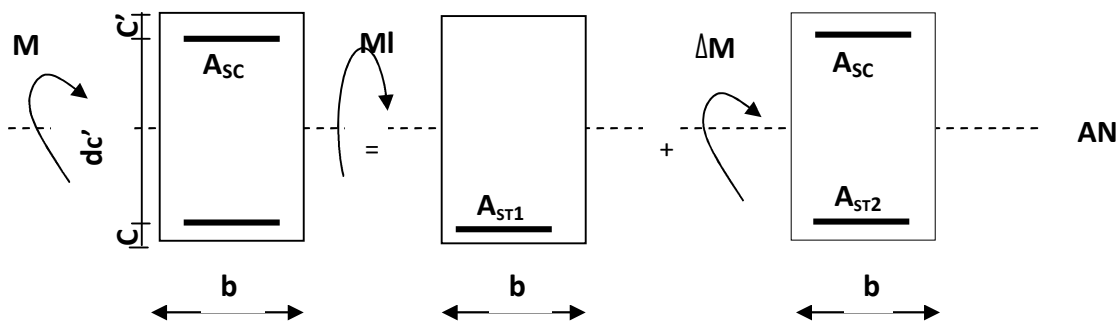


Figure VI-1-1 : ferrailage des poutres.

$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_l}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

A. Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux :

❖ Les poutres principales (30x35) cm²:

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	44.13	0.096	SSA	0.949	4.04	3HA14 + 2HA12 = 6.88
	Appuis	75.61	0.16		0.912	7.21	3HA14 + 3HA12 = 8.01
Zone II	Travée	52.18	0.11		0.942	4.82	3HA14 + 2HA12 = 6.88
	Appuis	88.67	0.19		0.923	8.36	3HA14 + 3HA12 = 8.01

❖ *Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales :*

$$M_u = 44.13 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{44.13 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.096$$

Avec : $f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$$d = 350 - 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.096 < \mu_1 = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.096 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.949 \quad (\text{Tableau des sections rectangulaires en flexion simple})$$

➤ Armatures principales:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{44.13 \times 10^6}{0.949 \times 330 \times 348} = 404.92 \text{ cm}^2 = 4.04 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$
- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ autre cas

$$\underline{A_u = 4.04 \text{ cm}^2}$$

❖ **Poutres secondaires (30x35) cm²:**

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	7.69	0.058	SSA	0.970	0.69	3HA14= 4.62
	Appuis	14.235	0.030		0.985	1.25	3HA14+2HA12=6.88
Zone II	Travée	11.689	0.026		0.987	1.03	3HA14=4.62
	Appuis	20.93	0.046		0.976	1.86	3HA14+2HA12=6.88

❖ ***Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres secondaires :***

$$M_u = 7.69 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment réduit

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \\ &= \frac{7.69 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.016 \end{aligned}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 350 - 20 = 330 \text{ mm}$$

$$\mu = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \longrightarrow \beta = 0.992 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ **Armatures principales :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.69 \times 10^6}{0.992 \times 330 \times 348} = 67.50 = 0.67 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ cas durable

$$\underline{A_u=0.69\text{cm}^2}$$

❖ Ferrailage des poutres de chainage (30x35) cm²:

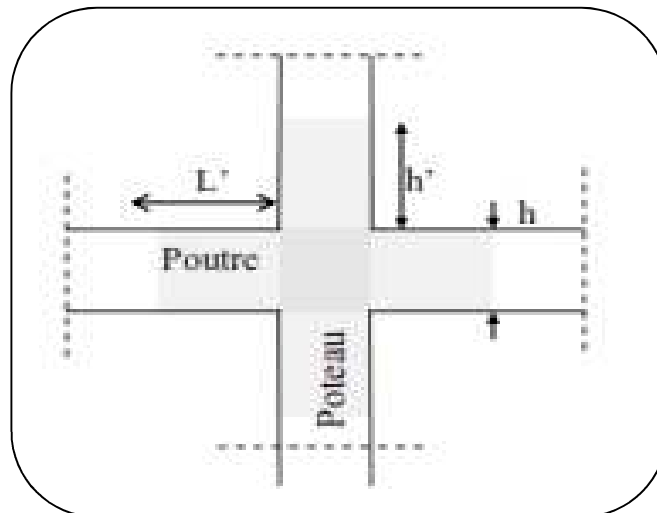
Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Observ	β	A _{cal} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Zone I	Travée	8.338	0.018	SSA	0.991	0.73	2HA10= 1.57
	Appuis	61.943	0.134		0.928	5.81	4HA14=6.15
Zone II	Travée	10.628	0.022		0.989	0.93	2HA12=2.26
	Appuis	44.081	0.096		0.949	4.04	4HA14=6.15

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

L'espace maximum		La quantité d'armatures transversales minimales A _t =0,003. S _t . b (cm ²)	
Poutre	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi ; 30)$	Zone de recouvrement $S'_t \leq \frac{h}{2}$	Zone nodale Zone de recouvrement
principales (30x35) cm ²	$S_t \leq \min (10 ; 14.4 ; 30)$ S_t=8cm	$S'_t \leq \frac{35}{2} = 20$ S'_t = 15cm	A _t =0,003x 8x30=0.72 Soit : A _t = 4HA8 = 2.01cm ² A _t =0,003x15x30=1.35 Soit: A _t = 4HA8 = 2.01cm ²
secondaires (30x35) cm ²	$S_t \leq \min (8.75 ; 14.4 ; 30)$ S_t=8cm	$S'_t \leq \frac{35}{2} = 17.5$ S'_t = 15cm	A _t =0,003x8x30=0.72 Soit: A _t = 4HA8 = 2.01cm ² A _t =0,003x15x30=1.35 Soit: A _t =4HA8= 2.01cm ²

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Délimitation de la zone nodale :**



Avec :

$$L' = 2h \text{ avec}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

• **Les poutres**

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm : poutres principale de (30 x 35)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm : poutres secondaire de (30 x 35)}$$

❖ **Disposition constructives:**

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales :

- à 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- à 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée
Jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

V-4) VERIFICATION A L'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :

La section des armatures longitudinales dans la partie tendue, doit vérifier la condition suivante :

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

- Poutres principales (30x40) cm²: $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires (30x35) cm²: $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principale (30x40) cm²: $T_u^{\max} = 125.24 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{125.24 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaire (30x35) cm²: $T_u^{\max} = 47.47 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{47.47 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art5.1.32) :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 d b f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principale (30x35) cm²: $T_u^{\max} = 125.24 \text{ KN}$

$$T_u = 107.39 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (30x35) cm²: $T_u^{\max} = 47.47 \text{ KN}$

$$T_u = 38.6 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (ArtA.5.1.32/BAEL 91 modifié 2003) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d})$

$$\text{D'où } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} (Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d})$$

Si $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) < 0 \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) = 125.24 - \frac{88.67}{0.9 \times 0.33} = -173.31 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0.9.d}) = 47.47 - \frac{20.93}{0.9 \times 0.33} = -23.001 \text{ KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

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

- 1) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ (Acier haute adhérence)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$$

2) La contrainte d'adhérence d'entraînement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
- T_u : effort tranchant
- $\sum U_i = n \times \emptyset \times \pi$

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
T_u (KN)	125.24	47.47
d (mm)	330	330
$\sum U_i$ (mm)	$(3 \times 12 + 3 \times 14) \times 3.14 = 244.92$	$(3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3.14 = 207.24$
τ_{se} (MPa)	1.28	0.67
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

2) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_s}$$

- la contrainte d'adhérence $\tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 19 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 16 \text{ cm}$

3) La longueur minimale de recouvrement est des 40Ø en zone IIa :

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

V-5) Vérification L'ELS :

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

1. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d}$

Puis on déduit les valeurs de

β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	37.84	6.88	0.69	0.879	26.32	189.60	7.20	15	vérifiée
	Appuis	64.76	8.01	0.809	0.871	23.76	281.28	11.83	15	vérifiée
Zone 2	Travée	44.28	6.88	0.69	0.879	26.32	221.87	8.42	15	vérifiée
	Appuis	75.88	8.01	0.809	0.878	23.76	326.95	13.75	15	vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	6.54	4.62	0.46	0.896	33.54	127.89	3.81	15	vérifiée
	Appuis	12.54	6.88	0.69	0.879	26.20	210.81	8.04	15	vérifiée
Zone 2	Travée	10.02	4.62	0.46	0.896	33.54	195.95	5.84	15	vérifiée
	Appuis	17.74	6.88	0.69	0.879	26.20	298.22	11.38	15	vérifiée

La section est vérifiée vis-à-vis de la compression

V-6) Etat limite de déformation:

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. D'après les règles BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$2. \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$3. \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

➤ **Sens principale :**

Avec : $h=35\text{cm}$; $L=450\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $A_u = 8.01 \text{ cm}^2$

$$M_0 = 64.76 \text{ KNm}; M_t = 12.54 \text{ KNm}$$

$$1. \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{450} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \quad \frac{A_u}{b \times d} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{45} = 0.77 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12.54}{10 \times 64.76} = 0.019 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens secondaire :**

Avec :

$h=35\text{cm}$; $L=360\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $A_u = 6.88 \text{ cm}^2$

$$M_0 = 6.54\text{KNm}; M_t = 12.54 \text{ KNm}$$

$$1. \quad \frac{h}{L} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \quad \frac{A_u}{b \times d} = \frac{6.88}{30 \times 33} = 0.0069 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{h}{L} = \frac{35}{360} = 0.097 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12.54}{10 \times 6.54} = 0.19 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$



Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

VI) ferrailages des poteaux :

VI -1) Introduction :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément à l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section d'une quantité :

$$e = \frac{M}{N}$$

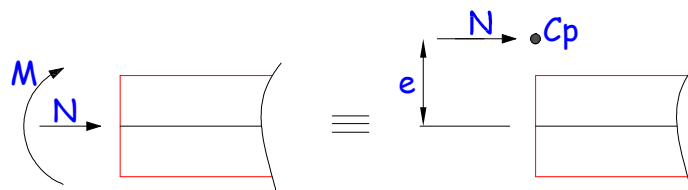


Figure VI-1-1 :L'application de l'effort normal.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

Une section soumise à la flexion composée peut être entièrement tendue, partiellement comprimée et entièrement comprimée.

- Les sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$

Combinaisons de charges :

Selon le BAEL 91

$$\begin{cases} ELU: 1,35 G + 1,5 Q \\ ELS: G + Q \end{cases}$$

Selon le RPA version 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

VI-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003

VI-2-1) Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

✚ Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0,8%bh**(en zone IIa) :

- Poteaux (40x40) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

✚ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6%bh**(en zone IIa) :

- Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

✚ Le pourcentage maximal en zone courante sera **4%bh** (en zone IIa) :

- Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale des recouvrements est de **40φ**(zonella).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm en zone IIa**.
- La zone nodale est définie par L' et h' .

$$L' = 2h$$

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$(h_1 ; b_1)$: section de poteau

h_e : hauteur d'étage

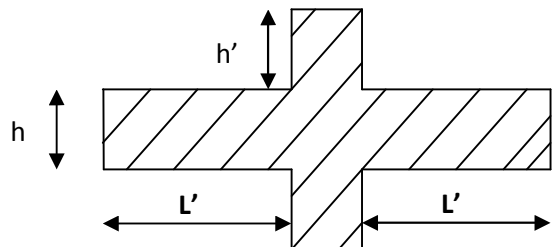


Figure VI-1-2 : Zone nodale des poteaux

Sections des poteaux	Pourcentage minimal	Pourcentage maximal	
	$A_{min} = 0,8\% \times b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$	Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$
(40 X 40)	12.8	96	64
(35X 35)	9.8	73.5	49

Tableau VI-1-1 : sections minimales et maximales dans les poteaux.

VI-2-2) Armatures transversales :

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

- Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

- T_u : Effort tranchant de calcul.
- h : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.
- $\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3.75$ Si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$
- A_t : armatures transversales.
- S_t : espacement des armatures transversales.
$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min(15\Phi_l^{\min}) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Où Φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- En zone nodale **$S_t = 10 \text{ cm}$** .
- En zone courante **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

❖ La quantité d'armatures transversales minimale ($\frac{A_t}{S_t \times b}$ en %) est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow A_{\min} = 0,3\% S_t b_1$
- Si $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow A_{\min} = 0,8\% S_t b_1$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: Par interpolation entre les valeurs limites précédentes

λ_g : L'élanement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

- **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 $\varnothing_t$** minimum ;

VI-2-3) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

 **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

❖ **1^{er} Cas section partiellement comprimée (S.P.C) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right);$$

M_f : Moment fictif.

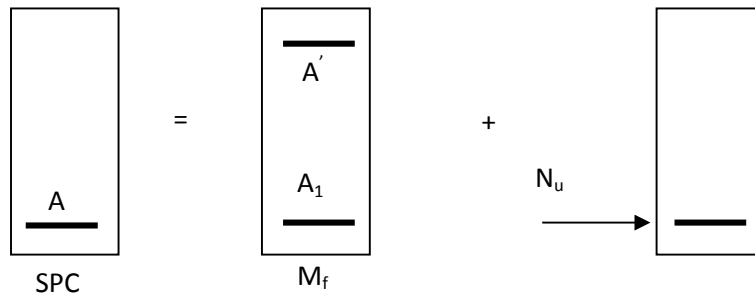


Figure VI-2 : Section d'un poteau à SPC

• Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\begin{cases} (-) \Rightarrow N : \text{Effort de compression} \\ (+) \Rightarrow N : \text{Effort de traction} \end{cases}$$

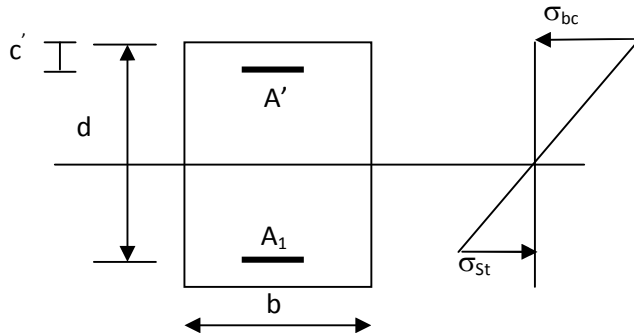
Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

et on calcul : $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$



Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

❖ **2^{ème} Cas Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

- La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

- Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

A/ Si : $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - \psi b h f_{bu}}{\sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\underline{B/Si} : N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0,5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

❖ Remarque :

Si: $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle $\Rightarrow$ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de

forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

Remarque :

Nous allons ferrailer par zone, car il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux :

- **Zone I** : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage .
- **Zone II** : 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage.

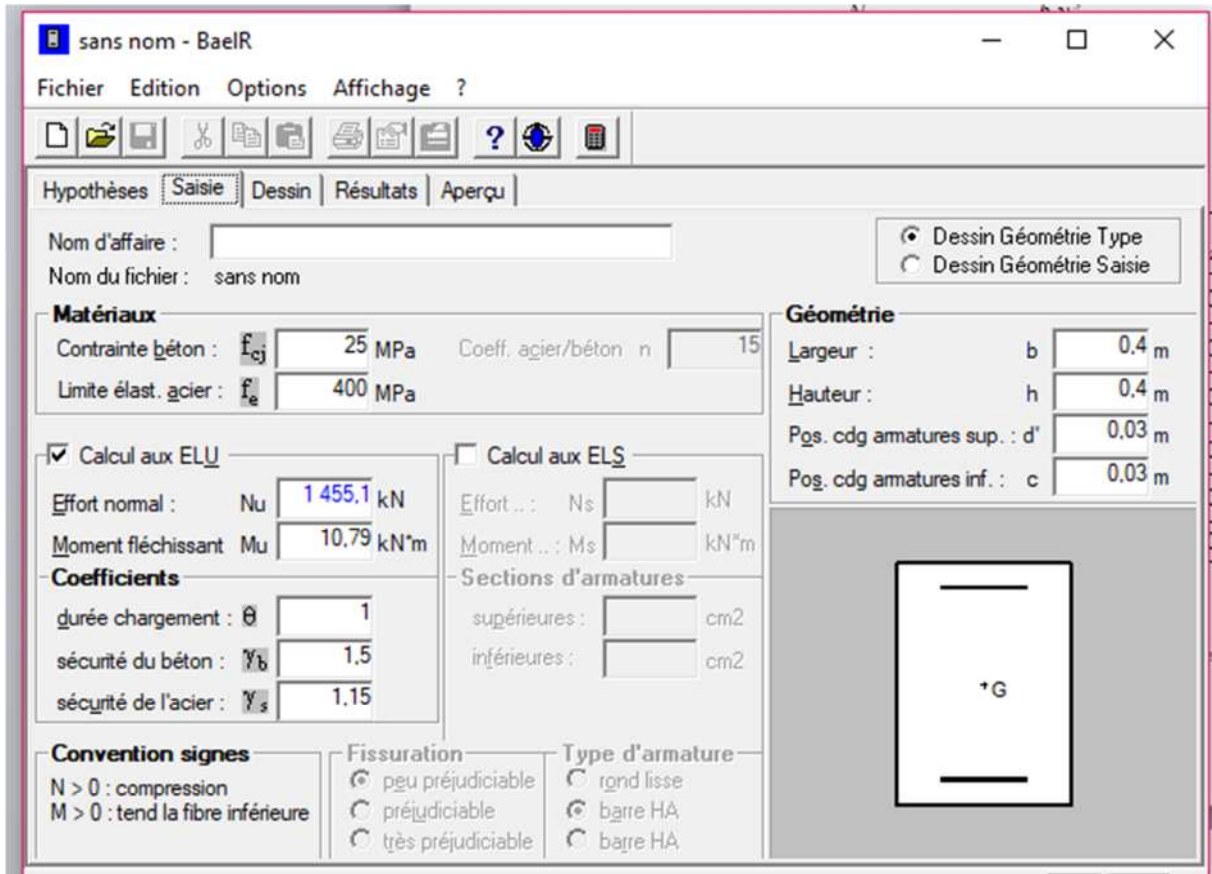
VI-3) Calcul du ferrailage des poteaux:

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Exemple de calcul avec SOCOTEC :

❖ Poteaux 40× 40

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses **Saisie** Dessin Résultats Aperçu

Nom d'affaire :

Nom du fichier : sans nom

Matériaux

Contrainte béton : f_{cd} MPa Coeff. acier/béton : n

Limite élast. acier : f_{ed} MPa

☒ Calcul aux ELU ☐ Calcul aux ELS

Effort normal : N_u kN

Moment fléchissant : M_u kN*m

Coefficients

durée chargement : θ

sécurité du béton : γ_b

sécurité de l'acier : γ_s

Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

Géométrie

Largeur : b m

Hauteur : h m

Pos. cdg armatures sup. : d' m

Pos. cdg armatures inf. : c m

Convention signes

☒ $N > 0$: compression

☐ $M > 0$: tend la fibre inférieure

Fissuration

☒ peu préjudiciable

☐ préjudiciable

☐ très préjudiciable

Type d'armature

☐ rond lisse

☒ barre HA

☐ barre HA

1G

La section d'acier donnée par SOCOTEC :

sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

Résultats aux ELU : Sections d'armatures

supérieures : cm²

inférieures : cm²

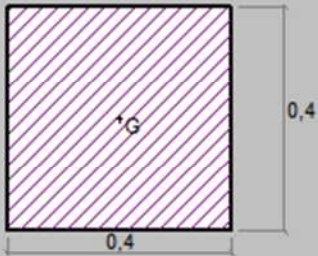
Section entièrement comprimée.

Résultats aux ELS : Contraintes

	calculées	limites
béton fibre supérieure :	MPa	MPa
armatures supérieures :	MPa	MPa
armatures inférieures :	MPa	MPa
béton fibre inférieure :	MPa	MPa

Pour l'aide, appuyez sur F1

NUM



On aura le tableau suivant pour deux zones :

zone1 : poteaux 40x40

zone2 : poteaux 35x35

Niv	sollicitations	Sections	N [KN]	M [KN.m]	Obs	A [cm ²]	A' [cm ²]	Amin RPA	Choix	A adoptée [cm ²]
II	Nmax-Mcorr	35x35	855.21	23.37	SEC	0,00	0,00	9,8	4HA14+4HA12	10,68
	Nmin-Mcorr		0.69	0.038	SEC	0,00	0,00			
	Mmax-Ncorr		119.3	59.83	SEC	0,00	0,00			
I	Nmax-Mcorr	40x40	1455.11	10.79	SEC	0,00	0,00	12,8	4HA16+4HA14	14,2
	Nmin-Mcorr		29.48	0.007	SEC	0,00	0,00			
	Mmax-Ncorr		819.48	53.74	SPC	0,00	4.15			

Tableau VI-1-2: ferrailage des poteaux

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

✚ Résumé de ferrailage :

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
(40 × 40)	12.8	14.2	4HA16+4HA14
(35 × 35)	9.8	10.68	4HA14+4HA12

Tableau VI-1-3.Choix des armatures longitudinales

VI-3-1) Vérification à l'ELU

✚ Armatures transversales :

1) Diamètres des aciers :

- Selon le BAEL91/V99 (Art A.8.1,3) :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3}$$

Avec :

ϕ_L : C'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t = \frac{\phi_L}{3} = \frac{16}{3} = 5.33(mm).$$

Soit : $\phi_t = 6(mm)$.

Avec : ϕ_t Diamètre maximum des armatures longitudinales.

On adopte pour $4\Phi 6 = 1.13(\text{cm}^2)$.

2) Espacement maximal des armatures transversales (Art.7.4.2.RPA2003) :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales comme suit :

 Zone nodale :

$$S_t \leq \min[10\phi_l^{\min}, 15(\text{cm})] \rightarrow S_t \leq \min[10 \times 1.2(\text{cm}), 15(\text{cm})] = 12 \text{ zone IIa}$$

On adopte : $S_t = 10[\text{cm}]$.

 Zone courante :

$$S_t \leq [15\phi_l^{\min}] = [15 \times 1.2] = 18 (\text{cm}). \text{ zone IIa}$$

On adopte : $S_t = 15[\text{cm}]$.

Avec : $\phi_l = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

3) Longueur de recouvrement :

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40\Phi$

- Pour les HA16 :

 $\Phi 20 \Rightarrow L_r = 40 \Phi_1 = 40 \times 2 = 80\text{cm}$ $L_r = 56\text{cm}$ $\longrightarrow$ CV

- Pour les HA16 :

 $\Phi 14 \Rightarrow L_r = 35 \Phi_1 = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ $L_r = 56\text{cm}$ $\longrightarrow$ CV

4) Vérification de la quantité d'armatures :

 Selon le RPA :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2RPA99/V2003})$$

L'élanement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

D'après l'RPA :

Si : $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

Calcul de λ_g et $A_t^{\min}$:

Poteau (40×40) cm²:

➤ **Pour RDC:** $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 391}{40} = 6,84 > 5$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1 = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 > 1,13 \text{ cm}^2$ CNV on adopte $\Rightarrow 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 > 1,13 \text{ cm}^2$ CNV on adopte $\Rightarrow$

4∅8=2.01 cm²

➤ **Pour 1^{er} et 2^{ème} étage :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35 > 5 \quad \Rightarrow \quad \text{CV}$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,12 \text{ cm}^2 > 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ CNV on adopte pour

4∅8=2.01 cm²

 Zone courante : $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 > 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ CNV on adopte pour

$$4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Poteau de (35×35) cm² :

- Pour 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2$ CV
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2$ CV ➔ on adopte pour

$$4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

4-Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2/RPA99) :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

❖ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\rho_b = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

l_f : longueur du flambement du poteau.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 \text{ (} l_0 : \text{longueur libre d'étage)}$$

$$h_e = 3.06 \text{ m} \Rightarrow l_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m} \Rightarrow l_f = 0.7 \times 2.71 = 1.897 \text{ m}$$

Poteaux	35x35	40x40
λ_g	5.42	4.75

✓ **Poteaux 40x40:**

Avec : $V_u = 10.87 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.87 \times 10^3}{400 \times 380} = 0.07 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.07 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

✓ **Poteaux 35x35:**

Avec $V_u = 11.4 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{11.4 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.098 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.098 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.87 \text{ MPa} \text{ La condition est vérifiée}$$

5) Longueur d'ancrage : (BAEL91/Art : A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} \text{ avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les HA16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

- Pour les HA 12 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_u} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

VI-3-2) Vérification à L'ELS :

1)-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	Comb	N _s (KN)	Ms (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Obs	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Obs	ferrailage
40x40	ELS	1062.78	7.84	0,007	0,066	SEC	4,52	12.80	cv	10HA14
		39.08	0.013	3.32	0,066	SPC	4,64		cv	
		598.59	39.59	0,066	0,066	SEC	4,51		cv	
35x35	ELS	625.29	16.44	0,026	0,075	SEC	4.51	16.20	cv	10HA16
		1.1	0.017	0,015	0,075	SEC	4,51		cv	
		87.46	43.78	0,50	0,075	SPC	4.53		cv	

Tableau VI-1-4 : vérification de la condition de non fragilité sous M2.

1. Vérification des contraintes à L'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

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

$$\text{Si : } es = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{section entièrement comprimée}$$

$$\text{Si : } es = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \longrightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

• Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

y₁ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y₂ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y₂ : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$.

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90 \cdot A_s' \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90 \cdot A_s \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule $\Delta : \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

$$\text{Si : } \Delta \geq 0 : t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q) ; \quad \Longrightarrow \quad u = \sqrt[3]{t} y_2 = u - \frac{p}{4 \cdot u}$$

Si : $\Delta < 0 \Longrightarrow$ l'équation admet trois racines.

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Vérification d'une section entièrement comprimée :

- Nous calculons l'aire de la section homogène totale :

$$S = bh + 15 \times (A_s + A_s')$$

- Nous déterminons la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_{Gau} dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_{G6} = 15 \times \frac{A_s'(0.5h - d') - A_s \times (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

- Nous calculons l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \times \left(A_s' \times (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5h + X_G)^2 \right)$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G) \times (h/2 - X_G)}{I}$$

Nous vérifions que : $\max(\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \sigma_{bc}$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Niv	sollicitations	Sections	Ns [KN]	Ms[KN.m]	Obs	σ_{b1}	σ_{b2}	Obs	σ_{s1}	σ_{s2}	obs
I	Nmax-Mcorr	40x40	1062.78	7.84	SEC	6.62	5.42	Vérifiée	97.9	82.6	Vérifiée
	Nmin-Mcorr		39.08	0.013	SPC	0.23	0.22	Vérifiée	3.38	3.36	Vérifiée
	Mmax-Ncorr		598.59	39.59	SEC	6.59	0.31	Vérifiée	91.7	11.8	Vérifiée
II	Nmax-Mcorr	35x35	625.29	16.44	SEC	4.91	2.3	Vérifiée	70.7	37.4	Vérifiée
	Nmin-Mcorr		1.1	0.017	SEC	0.01	0	Vérifiée	0.11	0.08	Vérifiée
	Mmax-Ncorr		87.46	43.78	SPC	6.15	0	Vérifiée	68.8	-196.6	Vérifiée

VII-ferrailage des voiles :

VII-1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour réduire le calcul on a décomposées la structure en deux (02) zones de calcul :

- Zone I : RDC
- Zone II : Niveaux 1et 2.
- Zone III :Niveaux 3 au 6 eme .

VII-2) Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

➤ Selon le BAEL 91 → ELU : $1.35G+1.5Q$
ELS : $G+Q$

➤ Selon le RPA 2003 → $G+Q+E$
 $0.8G \pm E$

VII-3) Ferrailage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VII-3-1) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{cases}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{6}; \frac{2}{3} l_c \right)$$

he: hauteur entre nus du plancher du voile considéré

Lc: la longueur de la zone comprimée : $l_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot l$

L t : longueur tendue = **L** - **Lc**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des Contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile.

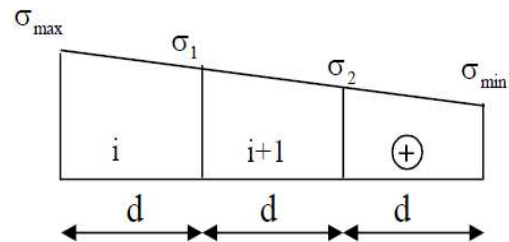


Fig. VIII-1 : Diagramme des contraintes sur les voiles

➤ **Section partiellement comprimée : (SPC)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

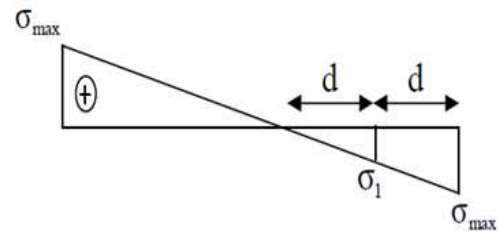


Fig.VIII-2 : Diagramme des contraintes (S.P.C)

➤ **Section entièrement tendue : (SET)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

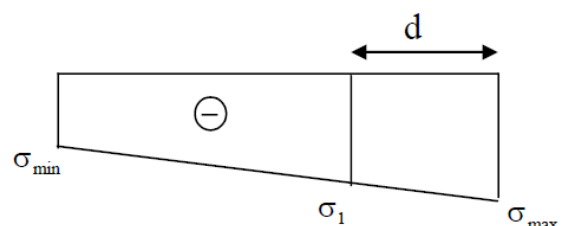


Fig. VIII-3 : Diagramme des contraintes (S.E.T)

a) Armatures verticales :

- Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile.

σ_s : Contrainte de l'acier.

- Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

- Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier.

b) Armatures minimales :

- Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- Pour une Section entièrement tendue:

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.15\% B \right\}$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0.002B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0.2 %** de la section horizontale du béton tendu.

c) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h = \frac{A_v}{4}$$

$$\begin{cases} A_h \geq 0.15\% B \text{ Globalement dans la section du voile.} \\ A_h \geq 0.10\% B \text{ En zone courante.} \end{cases}$$

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

d) Armatures de montages :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA 2003**. Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage (en cas de reprise de bétonnage), l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec: $T = 1.4 V_u$

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.

f-Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30\text{cm}\} \text{ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003).}$$

Avec :

e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile.

Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

❖ Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

❖ Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

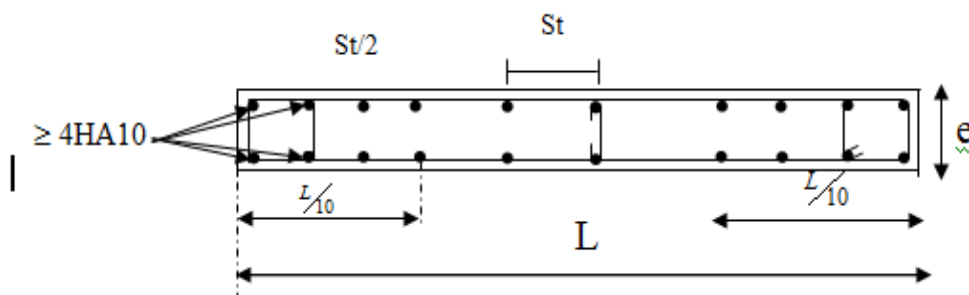


Fig. VIII-4: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII-4) Vérification :

a) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

Et :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \leq \bar{\sigma}_B$$

$$\bar{\sigma}_B = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4V_{u,calcul}$$

Avec :

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

VIII) Etude de l'infrastructure :

VIII-1) Introduction :

Une **fondation** se définit comme un élément architectural d'un bâtiment qui assure la transmission et la répartition des charges de cet ouvrage dans le sol (poids propre du bâtiment, forces climatiques et surcharges liées à son utilisation).

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de son architecture, car elles forment la partie structurale qui s'oppose au tassement et aux infiltrations. Selon la capacité portante, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur géométrie et leur fonctionnement.

En dernier recours, si le sol en place ne possède pas les qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, des techniques de renforcement des sols sont utilisables

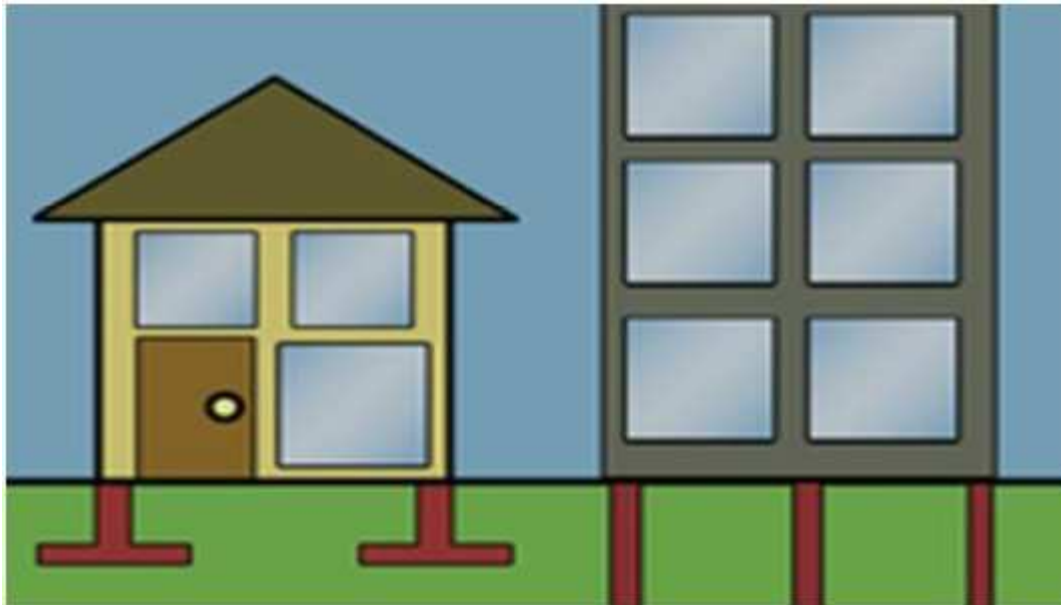


Fig. VIII-1 : Fondations superficielles (à gauche) et fondations profondes (à droite).

➤ Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- la nature de l'ouvrage à fonder et sa stabilité
- la nature du terrain et sa résistance
- la profondeur du bon sol
- le tassement du sol.
- la capacité portante du sol ;
- l'importance de la superstructure ;
- la facilité de l'exécution ;
- l'économie.

❖ Type de fondation :

• Fondations superficielles :

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles, isolées, filantes et les radiers.

• Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond ($> 2\text{m}$). Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

- [0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.
- [1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.
- > 5 m : fondations profondes sur pieux.

❖ Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 1.5 \text{ bars}$.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

VIII-2) Dimensionnement :

VIII-2-1) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{max} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 = B \quad \Rightarrow \quad \text{Poteau carré}$$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0.8\sigma_{sol}}}$ avec : $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

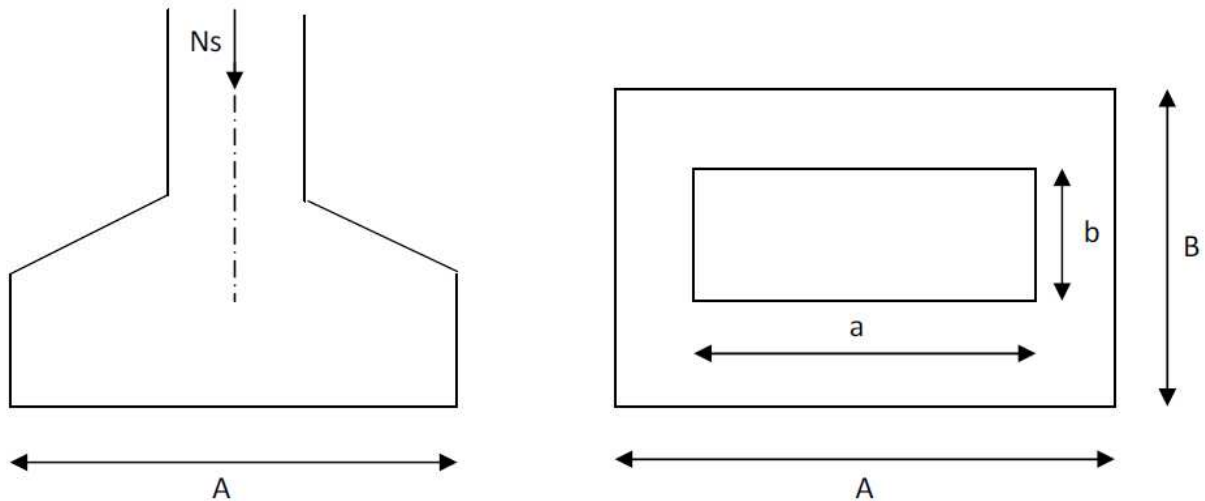


Fig VIII-2 : Schéma de la semelle isolée.

VIII-2-2) Exemple de calcul :

$$N_s = 1397.78 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1397.78}{0.8 \times 150}} \rightarrow A = B = 3.05 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut tenter l'alternative des semelles filantes.

VIII-2-3) Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

• **Tableau VIII-1 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)**

Voile sens longitudinal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m ²)
VL1	446,53	0,8	2,23	1,78
VL2	441,31	1.5	1,17	1,75
VL3	573,03	0,8	2,86	2,29
			total	5,82

Voile sens transversal				
voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L (m ²)
VT1	2444,15	3,6	2,71	9,75
VT2	2468,91	3,6	2,74	9,86
VT3	718,84	1,8	1,6	2,88
VT4	623,51	1,8	1,38	2,48
			total	25

• **Tableau VIII-2 semelles filantes sous voiles (sens transversal)**

$$S_v = \sum S_i = 30.82m^2$$

Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux :

❖ **Hypothèse de calcul :**

Les semelles sont infiniment rigides et engendrent une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

➤ Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

➤ Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

➤ Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

➤ Détermination de la largeur de la semelle $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

➤ Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec :

L : distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique longitudinal (2-2), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns=G+Q (KN)	Mi	ei(m)	N × ei (KN.m)
C2	895,12	3,347	5,85	5236,452
C6	1054,58	7,851	2,25	2372,805
C10	915,74	8,567	-2,25	-2060,415
C14	655,28	3,288	-5,85	-3833,38
	R=ΣNi=3520,72	ΣMi=23,053		Σ=1715,462

Tableau VIII-3 : Résultante des charges sous poteaux.

➤ **Exemple de calcul :**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 3520.72 \text{ KN}$$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,5m < \frac{L}{6} = \frac{11,7}{6} = 1,95m \quad \text{Répartition trapézoïdal}$$

- Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3520,72}{11,7} \times \left(1 + \frac{6 \times (1,95)}{11,7}\right) = 601,8 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3520,72}{11,7} \times \left(1 - \frac{6 \times (1,95)}{11,7}\right) = 0 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3520,72}{11,7} \times \left(1 + \frac{3 \times (1,95)}{11,7}\right) = 451,4 \text{ KN / ml}$$

- Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{451,4}{150} = 1,03m \quad \text{On prend } B=1,5m$$

D'où:

On aura donc,

$$S = B \times L = 1,5 \times 11,7 = 17.55m^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré. $S_p = 17.55 \times 4 = 70.2 m^2$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est: $S_t = S_p + S_v$

$S_t = 30.82 + 70.2 = 101.02 m^2$ Le rapport de la surface des semelles à la surface

du bâtiment est : $\frac{S_t}{S_{batimet}}$

La surface totale de la structure = $147.42 m^2$ $\frac{S_t}{S_{Bat}} = \frac{119.74}{187.2} \times 100 = 63.96\%$ La

surface totale des semelles représente 63.96 % de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

VIII-3) Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements

VIII-3-1) Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

a) La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4.80}{20}$$

$$h_d > 0.24m \rightarrow \text{on prend } h_d = 30cm$$

b) La nervure:

La nervure (poutre) du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4.80}{10} = 0.48m \rightarrow \text{on prend: } h_n = 90cm$$

c) La hauteur élastique: $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie: $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40MPa** pour un sol moyen

I: L'inertie de la section du radier (bande de 1m).

E: Module de déformation longitudinale déformée $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87MPa$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives

D'où:

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.8\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.90m \quad \text{soit } h = 90cm$$

D'où:

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 90 \leq b_n \leq 0.7 \times 90$$

$$36 \leq b_n \leq 63 \rightarrow b_n = 55cm$$

Conclusion:

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant pour le radier:

$$h_n = 90cm \dots \dots \dots \text{Nervure .}$$

$$h_d = 30cm \dots \dots \dots \text{hauteur de dalle.}$$

$$b_n = 55cm \dots \dots \dots \text{Largeur de la nervure.}$$

VIII-3-2) Détermination des efforts :

D'après le(BAEL91),on doit ajouter au radier un débord minimal de:

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ avec: } h = \text{la hauteur de la nervure}$$

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{90}{2}; 30\right) \rightarrow L_{deb} \geq 45\text{cm} \text{ On prend: } \mathbf{L_{deb} = 50cm}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb}$$

$$S_{rad} = 187.2 + (14.4 + 13) \times 2 \times 0,50 + 4 \times 0,50 \times 0,50 = 297.8\text{cm}^2$$

VIII-3-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

➤ **G1** : charges permanentes de la superstructure $G_1=16253.69 \text{ KN}$

➤ **G2** : charges permanentes de l'infrastructure (radier)

$$G_2 = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{TVO} + G_{dalle \text{ flottante}}$$

- **Poids de la dalle** : $G_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b \rightarrow 297.8 \times 0.3 \times 25 = \mathbf{2233.5KN}$
- **Poids des nervures** : $P_{nervur} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$
- $G_n = 0.50 \times (0.9 - 0.3) \times 14.4 \times 6 \times 25 + 0.50 \times (0.9 - 0.3) \times 13 \times 6 \times 25$

$$G_n = \mathbf{1233KN}$$

- **Poids de TVO** : $G_{TVO} = (S_{rad} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho$

$$S_{nervure} = (0.5 \times 13 \times 4) + (0.5 \times 14.4 \times 4) = \mathbf{54.8m^2}$$

$$G_{TVO} = (297.8 - 54.8) \times (0.9 - 0.3) \times 17 = \mathbf{2478.6KN}$$

- **Poids de la dalle flottante libre** : (ep=10cm)

$$P_{df} = 297.8 \times 0.1 \times 25 = \mathbf{744.5KN}.$$

$$G_{rad} = 2233.5 + 1233 + 2478.6 + 744.5 = \mathbf{6689.6KN}$$

Surcharges d'exploitations :

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 1612.57\text{KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } 4 \times 1612.57 = 6450.28\text{KN}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{bat} + G_{rad} = 16253.5 + 6689.6 = 22943.1 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 1612.57 + 6450.28 = \mathbf{8062.85 \text{ KN}}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

• **ELU:**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow 1.35 \times 22943.1 + 1.5 \times 8062.85$$

$$N_u = \mathbf{43067.46 \text{ KN}}$$

• **ELS:**

$$N_s = G + Q \rightarrow 22943.1 + 8062.85 = \mathbf{31005.95 \text{ KN}}.$$

Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

• **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_j = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 7.2 \text{ m}$$

$$Y_j = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6.5 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{13 \times 14.4^3}{12} = \mathbf{3234.8}$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{14.4 \times 13^3}{12} = 2636.4$$

VIII-3-4) Vérifications :

❖ **Vérification à la contrainte de cisaillement:: (BAEL91/Art A.5.1.211)** Il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b=100\text{cm}; d=0.9h_d=270\text{cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{l_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} = \frac{43067.46 \times 1}{297.8} \times \frac{4.8}{2} = \mathbf{347.08 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{347.08 \times 10^3}{1000 \times 270} = \mathbf{1.2 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_u = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la stabilité du radier

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

h : profondeur de l'infrastructure

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré

➤ On doit vérifier les conditions suivantes :

➤ **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}^{cal}$$

➤ **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}^{cal}$$

$$\sigma_{sol}^{cal} = \frac{R_p}{7} = 2 \text{ bars}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 43067.46 \text{ KN}$$

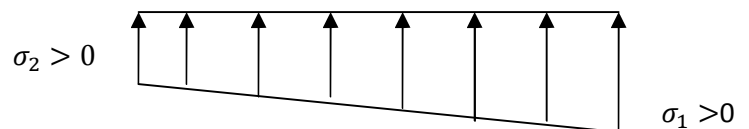
$$N_s = 31005.95 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 14880.075 \text{ KN.m}$$

$$T = 938.47 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 18465.254 \text{ KN.m}$$

$$T = 1191.84 \text{ KN}$$



Calcul des moments:

$$M_x = 14880.075 + (938.47 \times 1) \longrightarrow M_x = 15818.54 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 18465.25 + (1191.84 \times 1) \longrightarrow M_y = 19657.09 \text{ KN.m}$$

- **Sens longitudinal xx:**

A ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{43067.46}{297.8} + \frac{15818.54}{2636.4} \times 6 = 180.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{43067.46}{297.8} - \frac{15818.54}{2636.4} \times 6 = 108.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 180.6 + 108.61}{4} = 162.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 162.60 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A PELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31005.95}{297.8} + \frac{15818.54}{2636.4} \times 6 = 140.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{31005.95}{297.8} - \frac{15818.54}{2636.4} \times 6 = 68.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 140.11 + 68.22}{4} = 97.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 97.69 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversale yy:**A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{43067.46}{297.8} + \frac{18465.254}{3234.5} \times 7.2 = 185.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{43067.45}{297.8} - \frac{18465.254}{3234.5} \times 7.2 = 103.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 185.72 + 103.51}{4} = 165.17 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 165.17 \text{ KN} / \text{m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{31005.95}{297.8} + \frac{18465.254}{3234.5} \times 7.2 = 145.22 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{31005.95}{297.8} - \frac{18465.254}{2334.5} \times 7.2 = 63. \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 145.22 + 63.01}{4} = 124.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 124.66 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées

VIII-4) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a-) Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, afin de simplifier les calculs on considérera le panneau le plus sollicité, et on généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

On distingue deux cas :

- ♦ **1^{er} cas:** $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- ♦ **2^{ème} cas:** $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens

Dans le sens de la petite portée $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$

Dans le sens de la grande portée $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

$$l_y = 3.6m$$

$$l_x = 4.50m$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

-Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4.5} = 0.89$$

$0.4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max}

la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

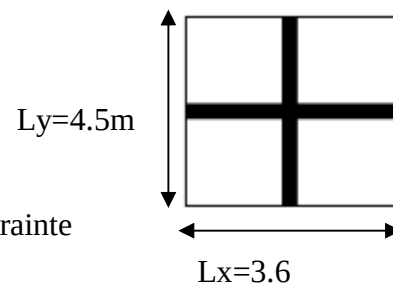


Figure : VIII-3 le panneau le plus sollicité

- La contrainte moyenne max à l'ELU : $\sigma_m = 165.17 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS : $\sigma_m = 124.66 \text{ KN/m}^2$

A ELU:

$$q_{um} = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[165.17 - \frac{6689.6}{297.8} \right] \times 1ml = 142.7 \text{ KN/ml}$$

A ELS:

$$q_{sm} = \left[\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} \right] \times 1ml = \left[124.66 - \frac{6689.6}{297.8} \right] \times 1ml = 102.2 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x , M_y :

$$\nu = 0; \rho = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0468 \\ \mu_y = 0.759 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0.0468 \times 142.7 \times 3.6^2 = \mathbf{86.55KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.759 \times 86.55 = \mathbf{65.7KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des Nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

- 0.75 : pour les moments en travées,
- 0.5 : pour les moments sur appuis.

❖ Moments sur appuis :

$$M_x = 0.5 \times 86.55 = 43.27 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.5 \times 65.7 = 32.85 \text{KN.m}$$

❖ Moments en travées :

$$M_x = 0.75 \times 86.55 = 64.9 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.75 \times 65.7 = 49.27 \text{KN.m}$$

-Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :

➤ Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{43.27 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.17} = 0.041 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.971$$

$$A_{ua} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{43.27 \times 10^6}{0.971 \times 270 \times 348 \times 100} = 4.74 \text{cm}^2$$

Soit **8HA10=6.28cm²** avec un espacement **e=12cm**

➤ En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64.9 \times 10^6}{1000 \times 14.17 \times 270^2} = 0.062 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.968$$

$$A_{ut} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{64.9 \times 10^6}{0.968 \times 270 \times 348 \times 100} = 7.13 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA12=9.05cm²** avec un espacement **e =12cm**

– **Ferrailage transversal suivant le sens y-y :**

➤ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{32.85 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.17} = 0.030 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.985$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{32.85 \times 10^6}{0.985 \times 270 \times 348 \times 100} = 3.55$$

Soit **8HA10=6.28hcm²** avec un espacement **e =12cm**

➤ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49.27 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.17} = 0.047 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\beta = 0.976$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{49.27 \times 10^6}{0.976 \times 270 \times 348 \times 100} = 5.37 \text{ cm}^2$$

Soit **8HA12=9.05cm²** avec un espacement **e =12cm**

c)Vérification à l'état limite ultime :

– **Vérification de la condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, **$\rho=0,8\%$ pour les HA FeE400**

• **Armatures parallèles à Lx:**

$$\text{En appuis : } A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 < 6.28 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 < 9.05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures parallèles à Ly:**

$$\text{En appuis : } A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 < 6.28 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée : $A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2.4cm^2 < 9.05cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

– Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42):

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous:

• **Armatures parallèles à L_x :**

$$S_t \leq \min\{3h; 33cm\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33cm\}$$

$$S_t = 12cm < 33cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Armatures parallèles à L_y :**

$$S_t \leq \min\{4h; 45cm\} \rightarrow S_t \leq \min\{120; 33cm\}$$

$$S_t = 12cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérifications à l'ELS :

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée

-Evaluation des moments M_x , M_y :

$$\nu = 0.2; \rho = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0539 \\ \mu_y = 0.832 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = 0.0539 \times 102.2 \times 3.6^2 = \mathbf{71.4KN.m}$$

$$M_y = 0.832 \times 93.03 = \mathbf{59.4KN.m}$$

❖ **Moments sur appuis :**

$$M_x = 0.5 \times 71.4 = 35.7KN.m$$

$$M_y = 0.5 \times 59.4 = 29.7KN.m$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 \times 71.4 = 53.55KN.m$$

$$M_y = 0.75 \times 59.5 = 44.62KN.m$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}};$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,32}{100 \times 27} = 0.4562 \rightarrow \beta = 0.898, \alpha_1 = 0.306; \kappa_1 = 34,02$$

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_1} = \frac{1}{34,02} = 0.0294$$

$$\sigma_{st} = \frac{53.55 \times 10^6}{0.898 \times 270 \times 1232} = 179.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \kappa \times \sigma_{st} = 0.0294 \times 179.27 = 5.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de la contrainte de compression dans les aciers

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

VIII-5-7: Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

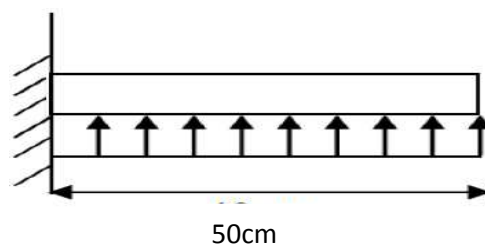


Fig VIII-4: Schéma statique d'un débord

1-Sollicitation de calcul :

$$\text{➤ l'ELU : } M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-142.7 \times 0,5^2}{2} = -17.84 \text{ KNm}$$

$$\text{➤ l'ELS : } M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-102.2 \times 0,5^2}{2} = -12.77 \text{ KNm}$$

2-Calcul des armatures :

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, donc Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VIII-5) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux

$h_n = 90\text{cm}$ *Nervure*

$h_d = 30\text{cm}$ *hauteur de dalle.*

$b_n = 55\text{cm}$ *Largeur de la nervure*

.Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

VIII-5-1) Détermination des sollicitations :

Sens x-x: ELU

trav	pann	Lx	Ly	ρ	Lm	Lt	Qum	ΣQum	Que	ΣQue
1-2	1	4.8	3.6	0.75	1.59	1.2	226.8	453.6	171.24	342.48
	2	4.8	4.5	0.94	1.59	1.2	226.8		171.24	
2-3	1	3	3.6	0.83	0.99	0.75	141.27	282.54	107.025	214.05
	2	3	4.5	0.66	0.99	0.75	141.7		107.025	
3-4	1	4.8	3.6	0.75	1.59	1.2	226.8	453.6	171.24	342.48
	2	4.8	4.5	0.94	1.59	1.2	226.8		171.24	

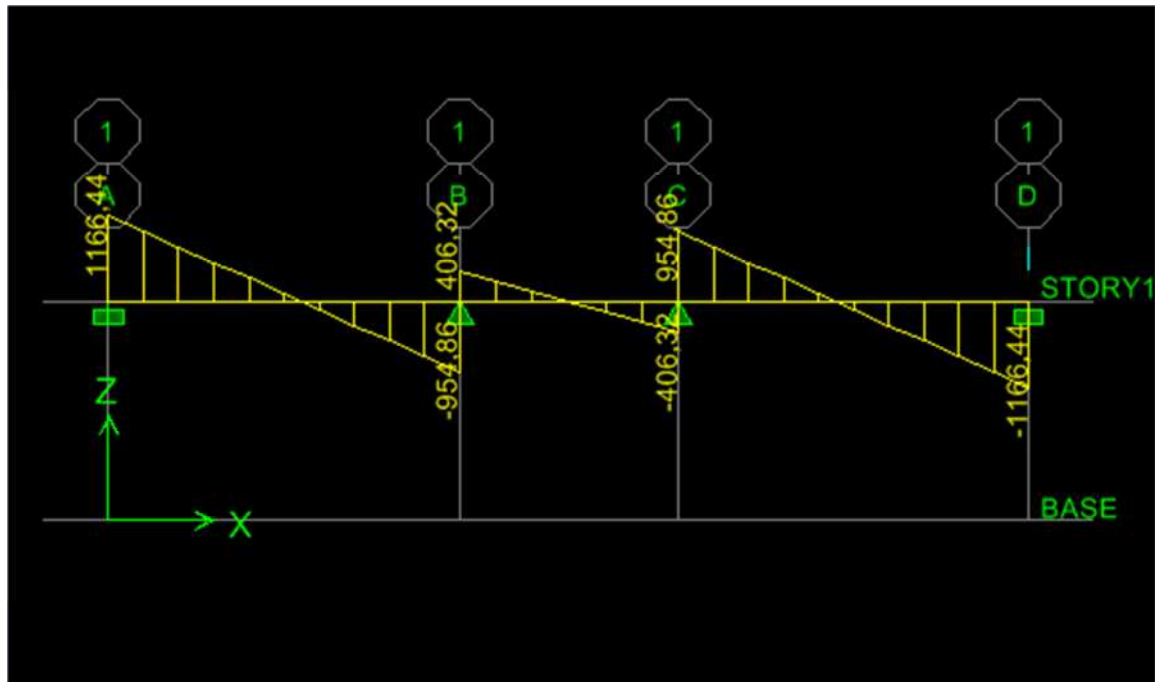


Figure VIII-3-a-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

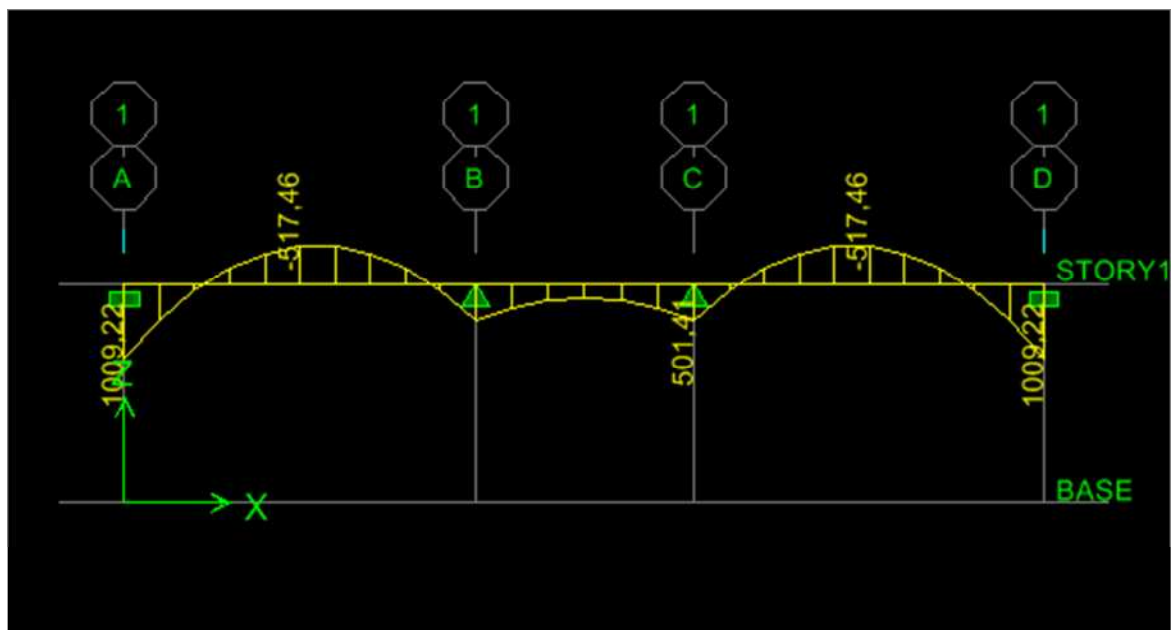


Figure VIII-3-a-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

ELS

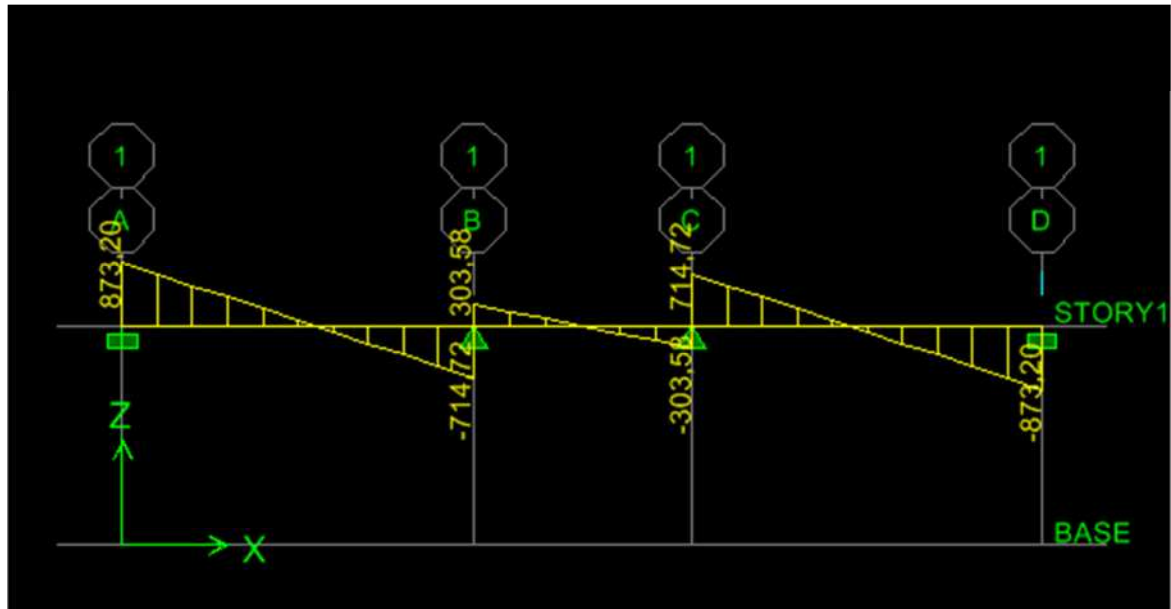


Figure VIII-3-a-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

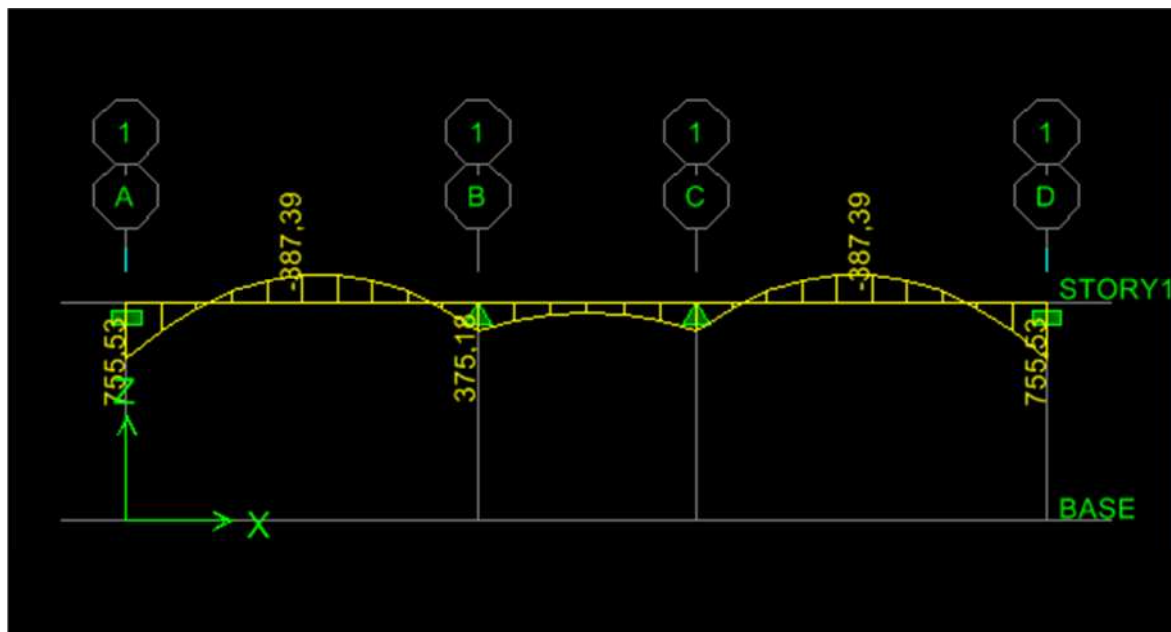


Figure VIII-3-a-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(KN.m)

Sens Y-Y

trav	pann	Lx	Ly	ρ	Lm	Lt	Qum	Σ Qum	Que	Σ Qus
1-2	1	3.6	3	0.83	1.19	0.9	169.81	393.62	128.43	256.86
	2	3.6	4.8	0.75	1.19	0.9	169.81		128.43	
2-3	1	4.5	3	0.66	1.49	1.125	212.62	425.62	160.53	321.06
	2	4.5	4.8	0.93	1.49	1.125	212.62		160.53	
3-4	1	3.6	3	0.83	1.19	0.9	169.81	393.62	128.43	256.86
	2	3.6	4.8	0.75	1.19	0.9	169.81		128.43	

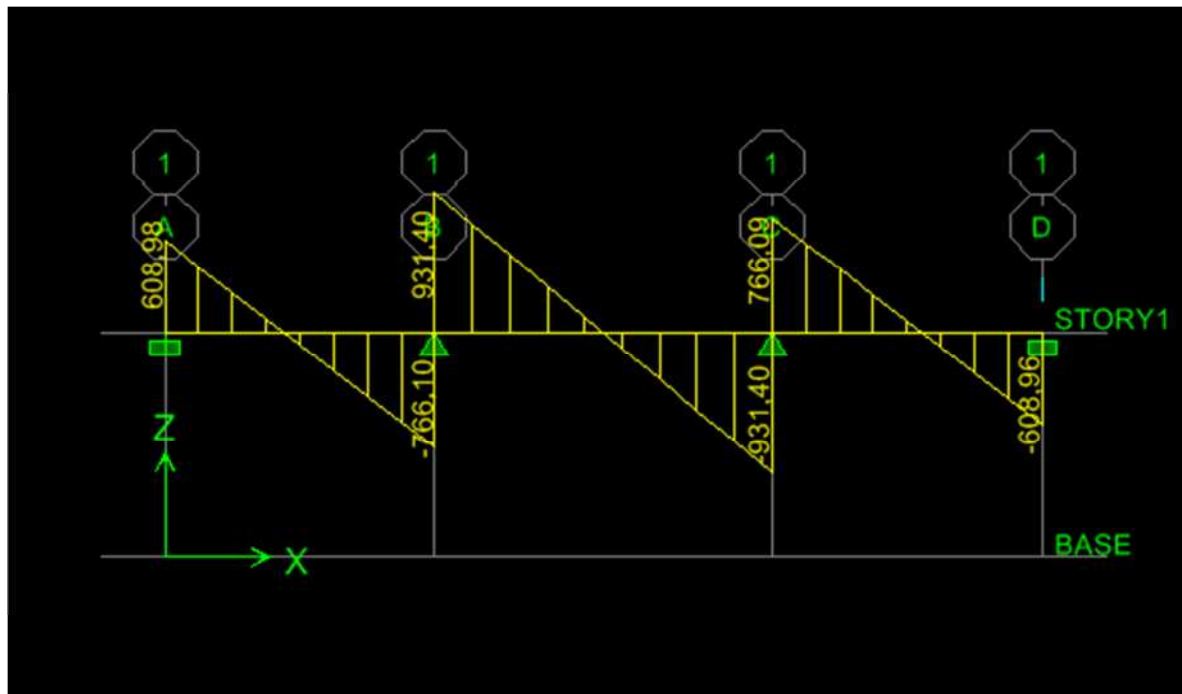
ELU

Figure VIII-3-a-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN)

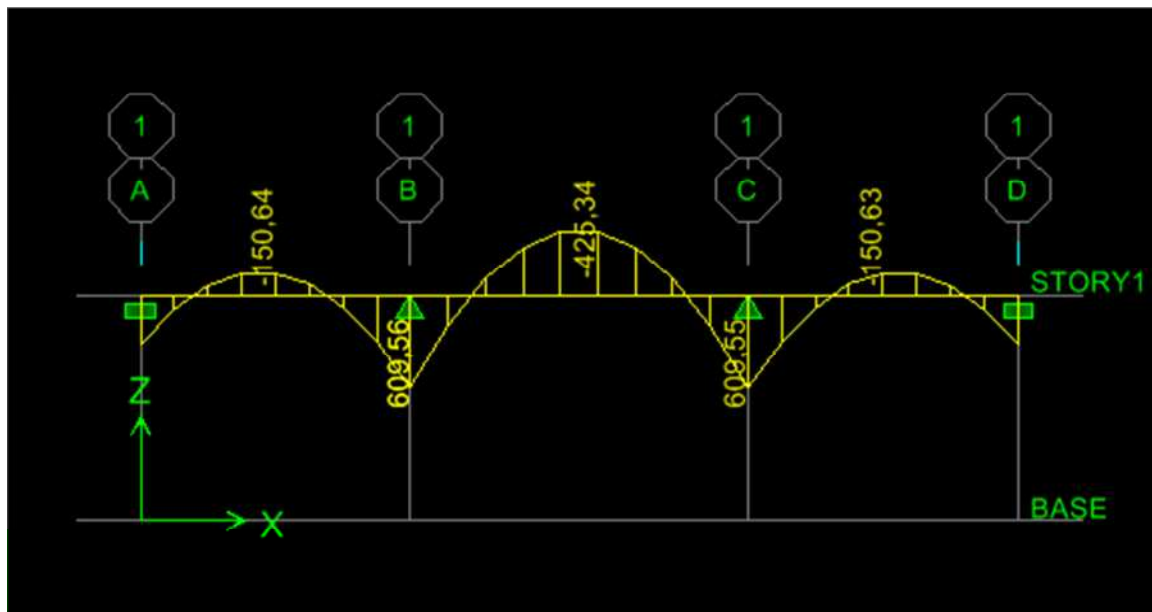


Figure VIII-3-a-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

ELS

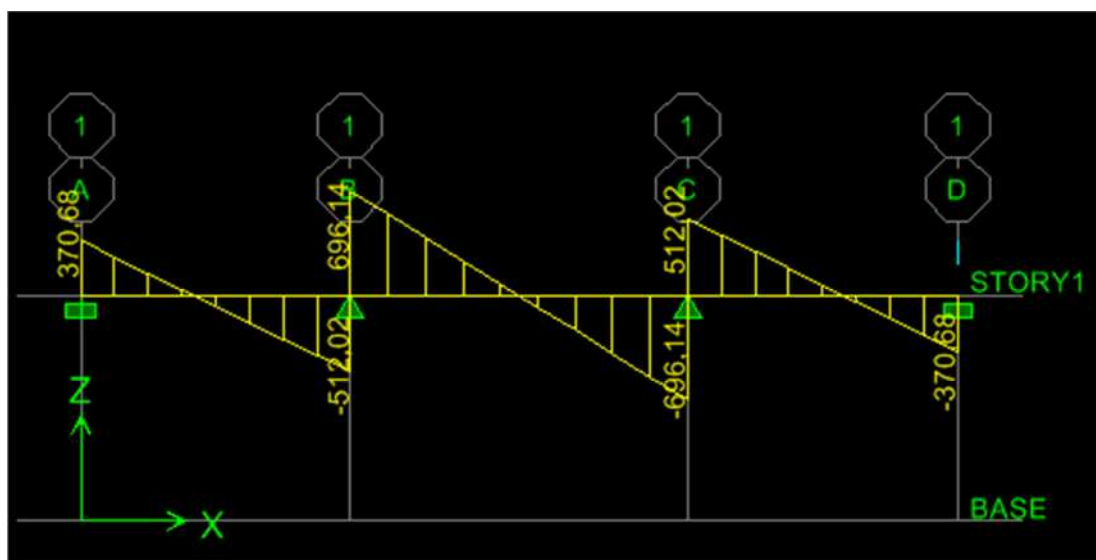


Figure VIII-3-a-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (KN)

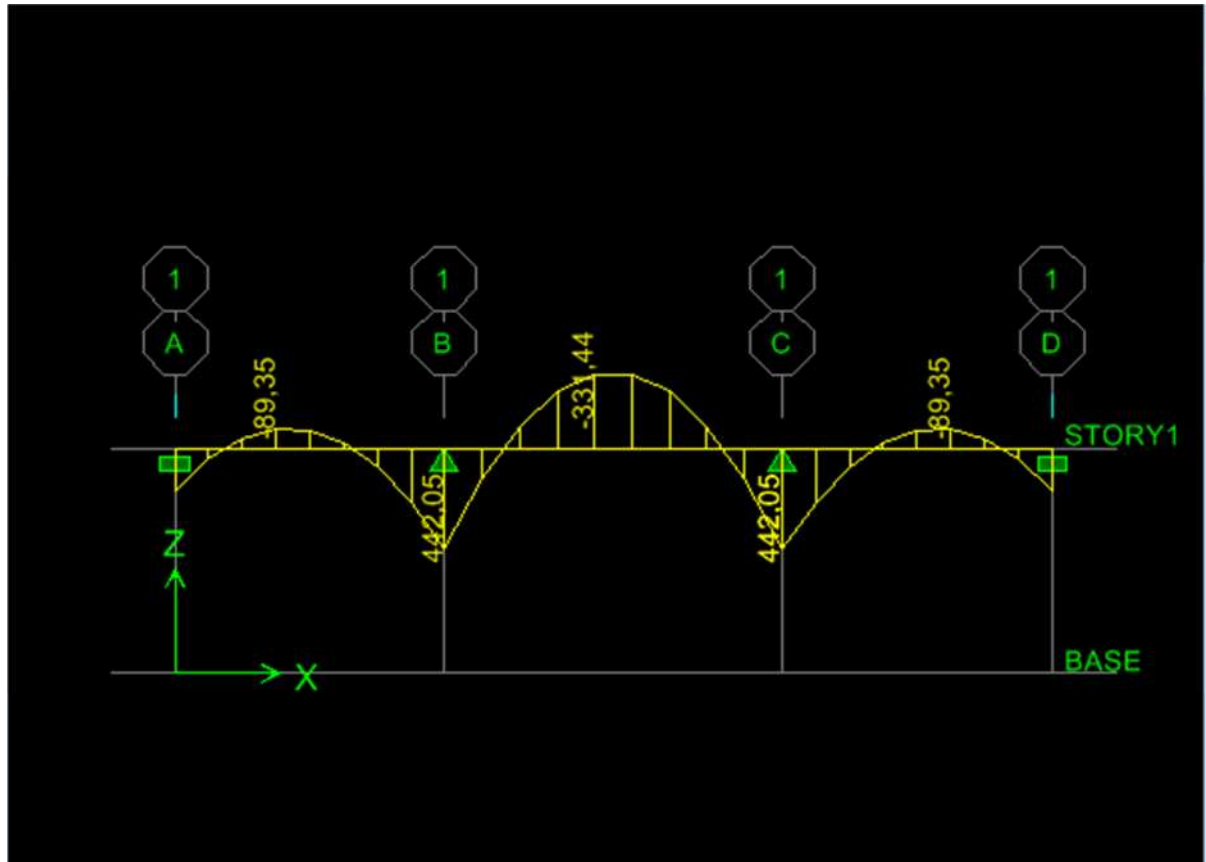


Figure VIII-3-a-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS(KN.m)

Les maximales :

✓ Sens longitudinal :

$$M_{tmax}^u = 517.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^u = 1009.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax}^s = 387.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^s = 755.53 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^u = 1166.44 \text{ KN}$$

$$T_{max}^s = 873.20 \text{ KN}$$

✓ Sens transversal :

$$M_{tmax}^u = 609.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^u = 150.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax}^s = 442.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{amax}^s = 89.35 \text{ KN.m}$$

$$T_{max}^u = 931.40 \text{ KN}$$

$$T_{max}^s = 370.68 \text{ KN}$$

VIII-5-2) Calcul du ferrailage des nervures :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal aux appuis et en travées :

$$\text{ELU : } \begin{cases} \text{(X-X)} : M_t = 517.46 \text{ KN.m} & M_a = 1009.22 \text{ KN.m} \\ \text{(Y-Y)} : M_t = 609.55 \text{ KN.m} & M_a = 722.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 90 \text{ cm} ; d = 85 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Exemple de calcul :

➤ **Sens x-x :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1009.22 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14.17} = 0.16$$

$$\mu = 0.16 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{1009.22 \times 10^6}{0.992 \times (850) \times 348 \times 100} = 33.60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{517.46 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14.17} = 0.091$$

$$\mu = 0.091 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_v = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{517.46 \times 10^6}{0.990 \times (850) \times 348 \times 100} = 17.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens y-y :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{722.2 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14.17} = 0.12$$

$$\mu = 0.12 \rightarrow \beta = 0.936$$

$$A = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{609.55 \times 10^6}{0.936 \times (850) \times 348 \times 100} = 22.01 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{609.55 \times 10^6}{550 \times (850^2) \times 14.17} = 0.108$$

$$\mu = 0.108 \rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_v = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = \frac{609.55 \times 10^6}{0.943 \times (850) \times 348 \times 100} = 21.85 \text{ cm}^2$$

		M _u (KN.m)	μ _b	Obs	A _{cal} (cm ²)	choix	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
Sens x-x	Appui	1009.22	0,18	SSA	33.60	10HA16fil+5HA16chap	47.12	15
	Travée	517.46	0.091	SSA	17.67	10HA14fil+5HA12chap	21.04	15
Sens y-y	Appui	722.2	0.12	SSA	22.01	10HA16fil+5HA12chap	25.75	15
	Travée	609.55	0.108	SSA	21.05	10HA16fil	20.10	15

Tableau VIII-4 ferrailage de la nervure aux appuis et en travées dans les deux sens

VIII-5-3) Vérification à l'ELU :**a-Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 550 \times 850 \times 2.1}{400 \times 100} = 5.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adopté} = 33.60 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 17.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 22.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{adopté} = 21.85 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5.64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b-Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99) :**➤ Sens x-x :**

$$T_u^{max} = 1009.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{1009.22 \times 10^3}{550 \times 850} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.15 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens y-y :

$$T_u^{max} = 722.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{722.2 \times 10^3}{550 \times 850} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.54 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c-Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{722.2 \times 10^3}{550 \times 850} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.54 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d-Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8mm$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8mm$

Condition à l'ELU :

➤ Sens x-x :

$$\frac{A_t}{bs_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k.f'_{tj}}{0.8f_e((\sin\alpha + \cos\alpha))}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{cj} = 2.1MPa; 3.3MPa) = 2.1MPa$$

$$\sin\alpha + \cos\alpha = 1 \quad (\text{Cadre droit } \alpha=90^\circ).$$

k=1 : pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u = 2.15MPa$$

$$S_{tx} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 f_e}{b (\tau_u - 0.3k.f'_{tj})}$$

$$S_{tx} \leq \frac{6.78 \times 0.8 \times 400}{55 \times (2.15 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_{tx} = 25.95cm$$

➤ Sens y-y :

$$\frac{A_t}{bs_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3k.f'_{tj}}{0.8f_e((\sin\alpha + \cos\alpha))}$$

$$f'_{tj} = \min(f_{cj} = 2.1MPa; 3.3MPa) = 2.1MPa$$

$$\sin\alpha + \cos\alpha = 1 \quad (\text{Cadre droit } \alpha=90^\circ).$$

k=1 : pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u = 1.54MPa$$

$$S_{ty} \leq \frac{A_t \cdot 0.8 f_e}{b (\tau_u - 0.3k.f'_{tj})}$$

$$S_{ty} \leq \frac{6.78 \times 0.8 \times 400}{55 \times (1.54 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_{ty} = 25.12cm$$

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_l\right\} = \min\{22.5; 24\} = 22.5cm$$

Soit $S_t=15cm$.(on prend $S_{tmin}=15cm$)

-En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$. (on prend $S_{t_{\min}} = 20 \text{ cm}$)

e-Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Soit **At=5HA10** = 3.92 cm^2

VIII-5-4) Vérification à l'ELS :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Sens x-x :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1009.2}{755.53} = 1.43 ; \mu = 0.040 \rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0.0510 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{517.46}{387.39} = 1.33 ; \mu = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{609.55}{442.05} = 1.07 ; \mu = 0.032 \rightarrow \alpha = 0.0406$$

$$\alpha = 0.0406 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.275 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

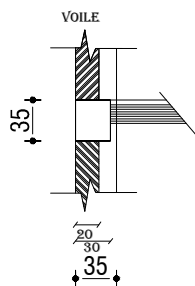
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{150}{89.35} = 1.31 ; \mu = 0.023 \rightarrow \alpha = 0.0279$$

$$\alpha = 0.0279 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.405 \dots \text{condition vérifiée.}$$

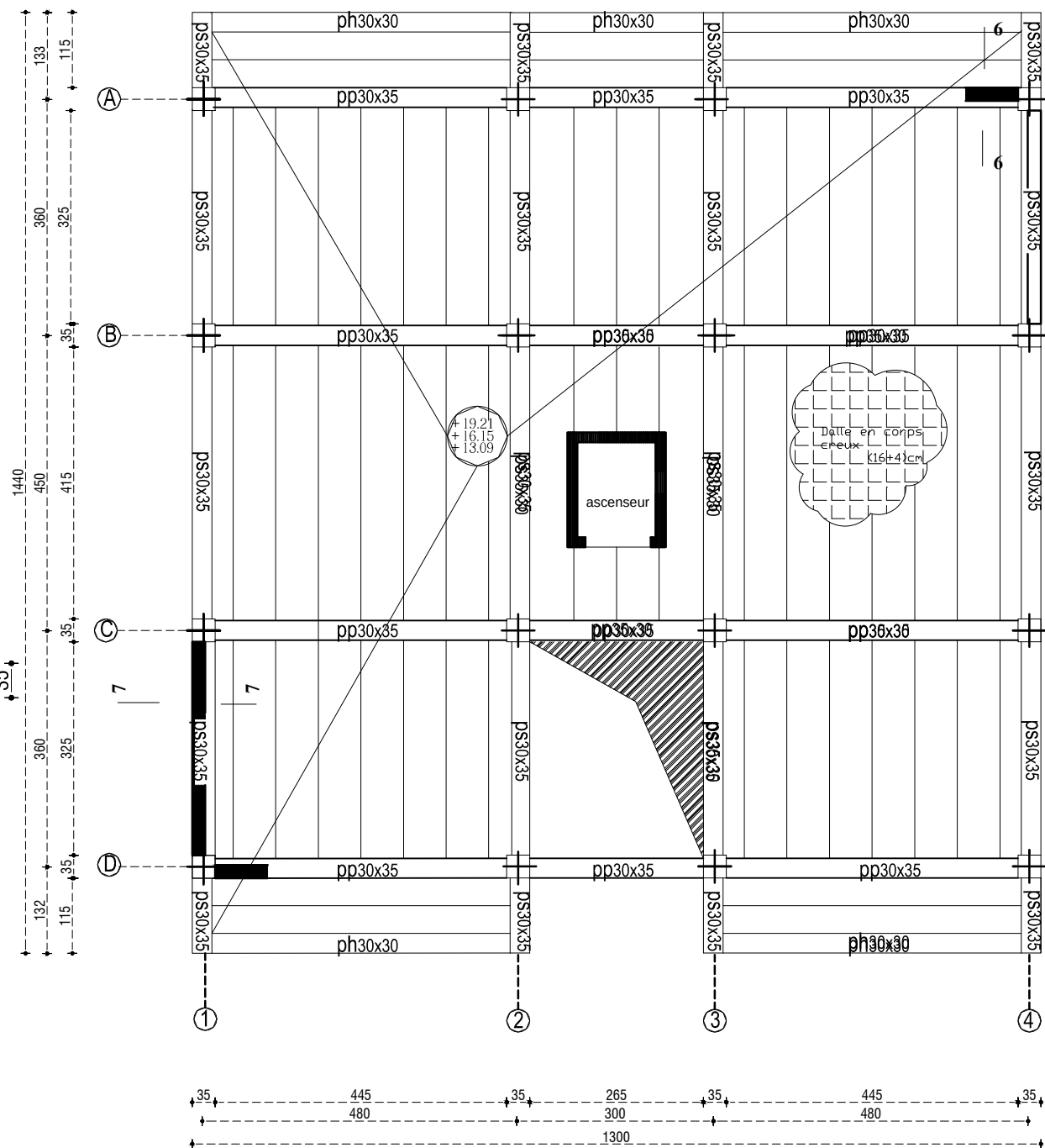
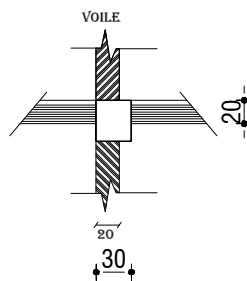
 Remarque :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

COUPE 7-7

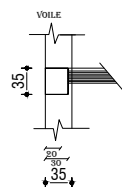


COUPE 6-6

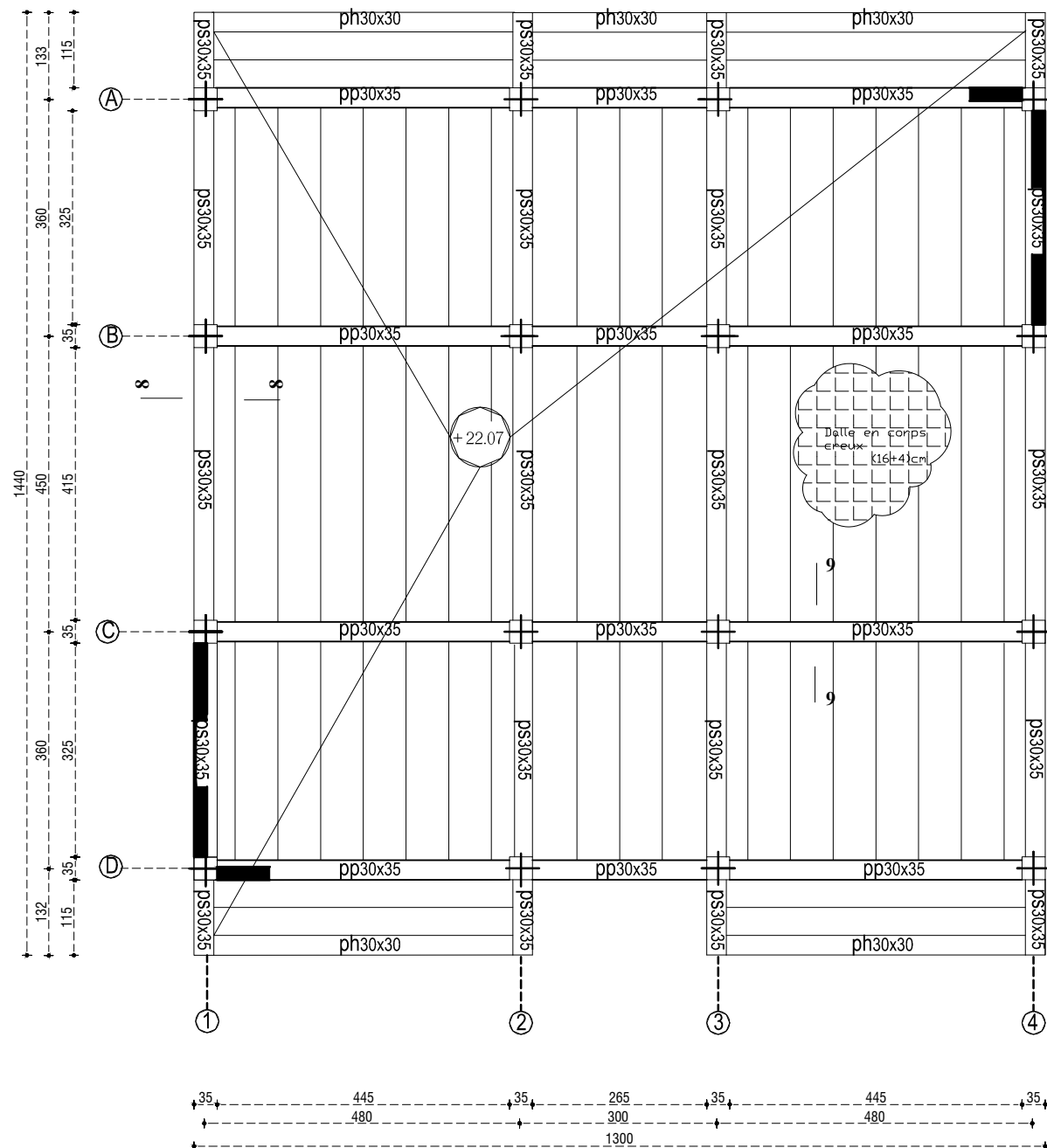
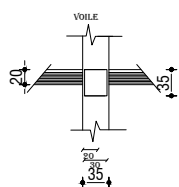


COFFRAGE PLANCHER NIV +13.09,+ 16.15,+19,21

COUPE 8-8

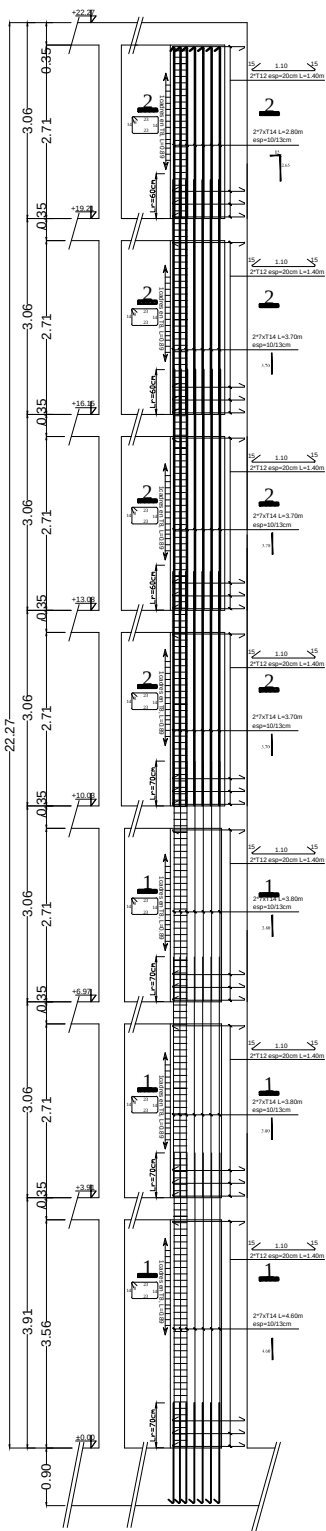


COUPE 9-9

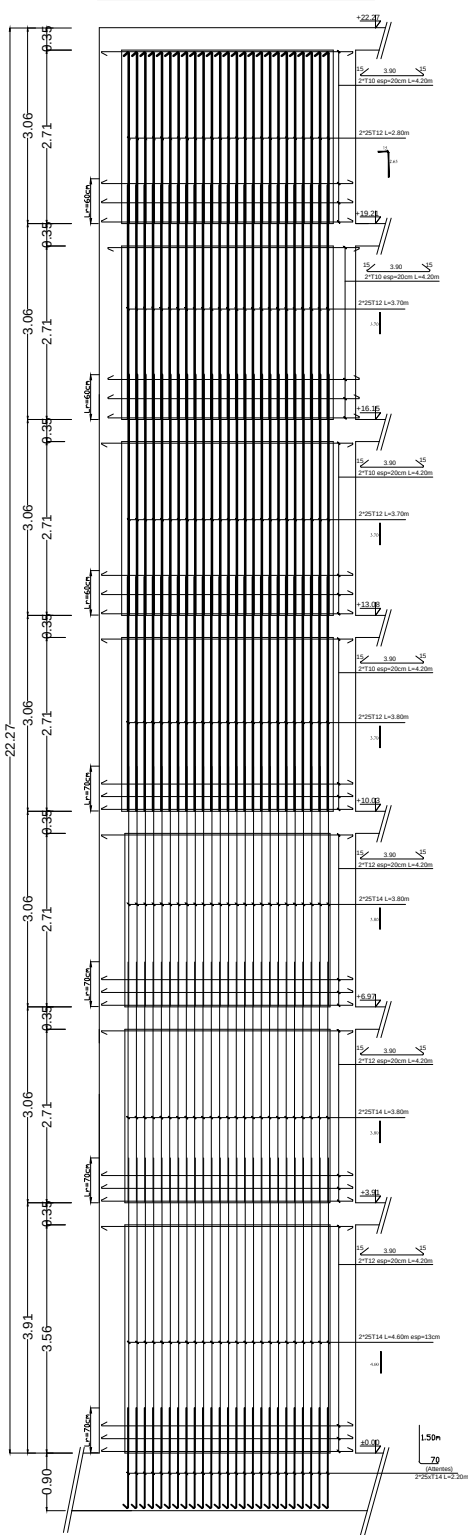


COFFRAGE PLANCHER NIV +22.07

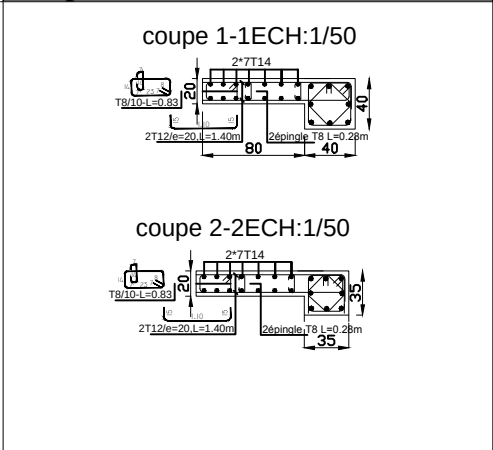
Ferraillage du voile VL1 , L=0.80m



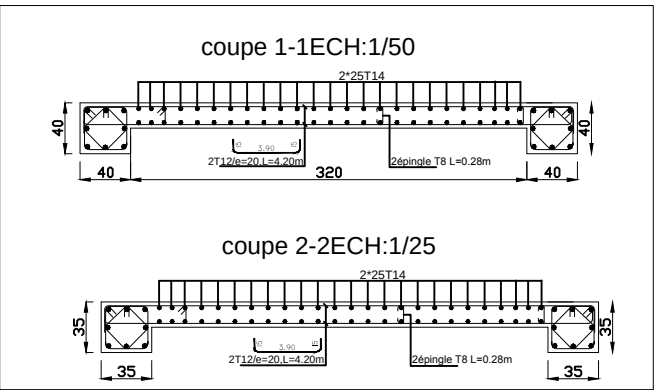
Ferraillage du voile VT1 , L=3.20m

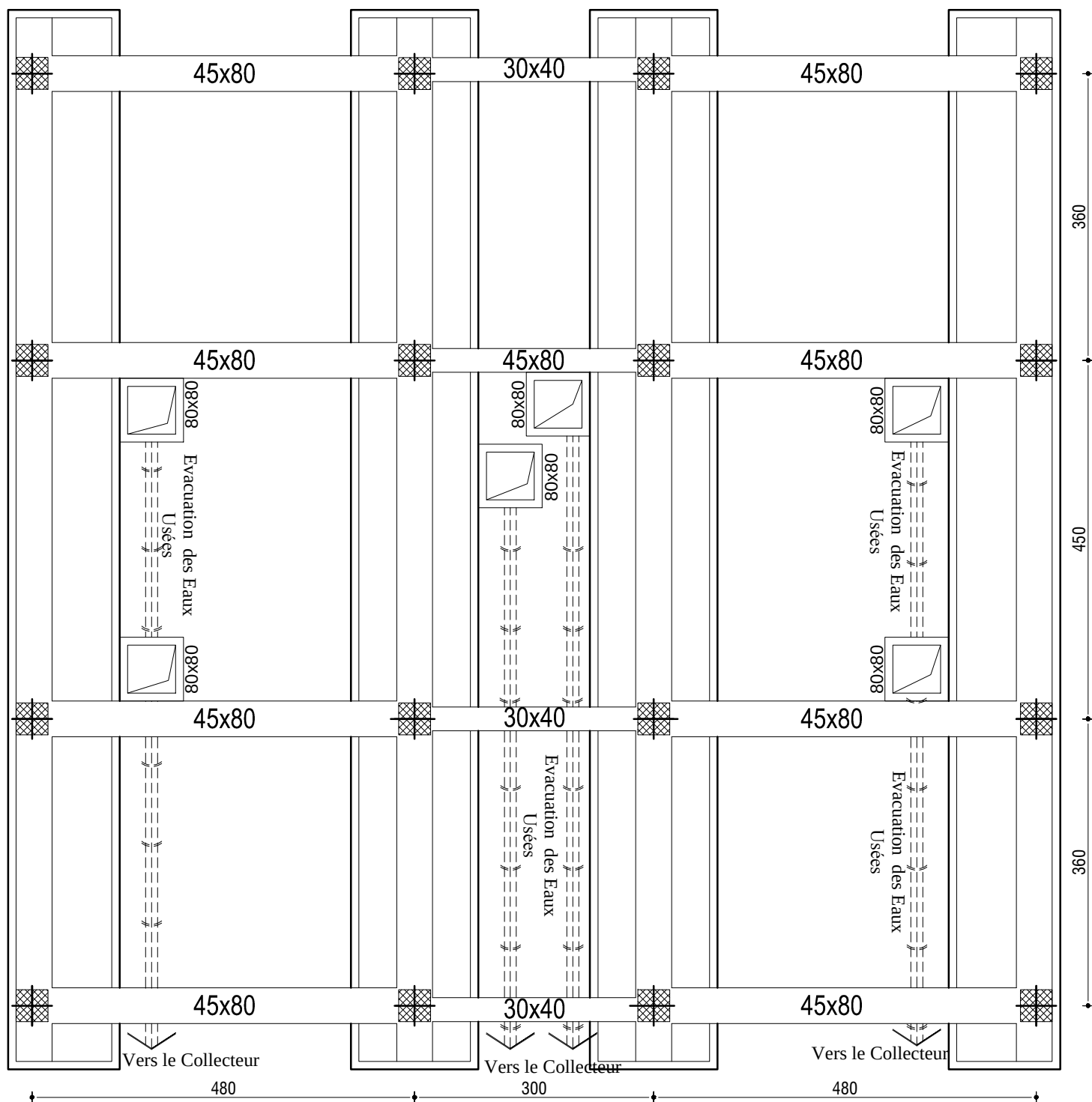


Coupe sur voile VL1 , L=0.80m

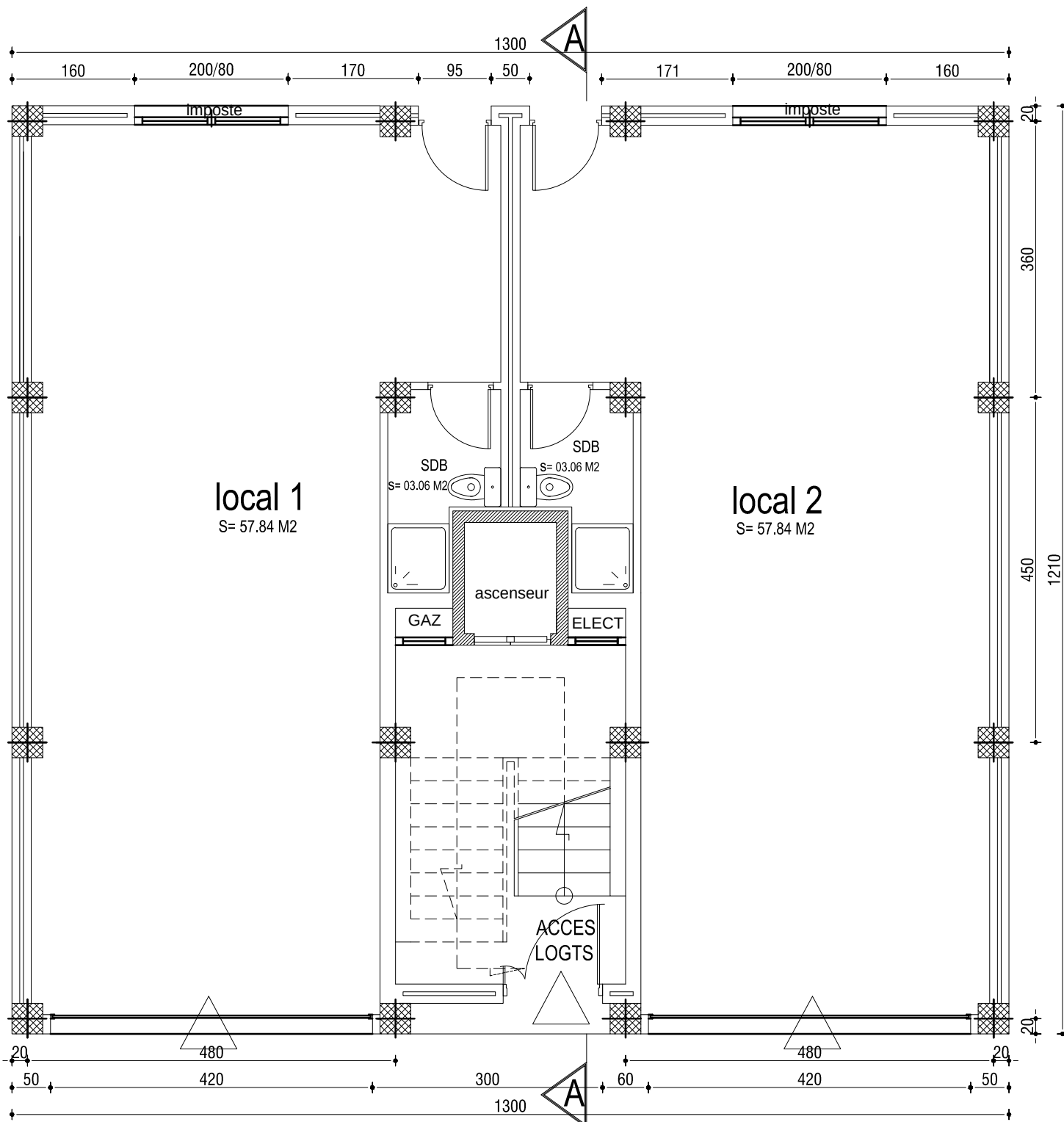


Coupe sur voile VT1 , L=3.20m

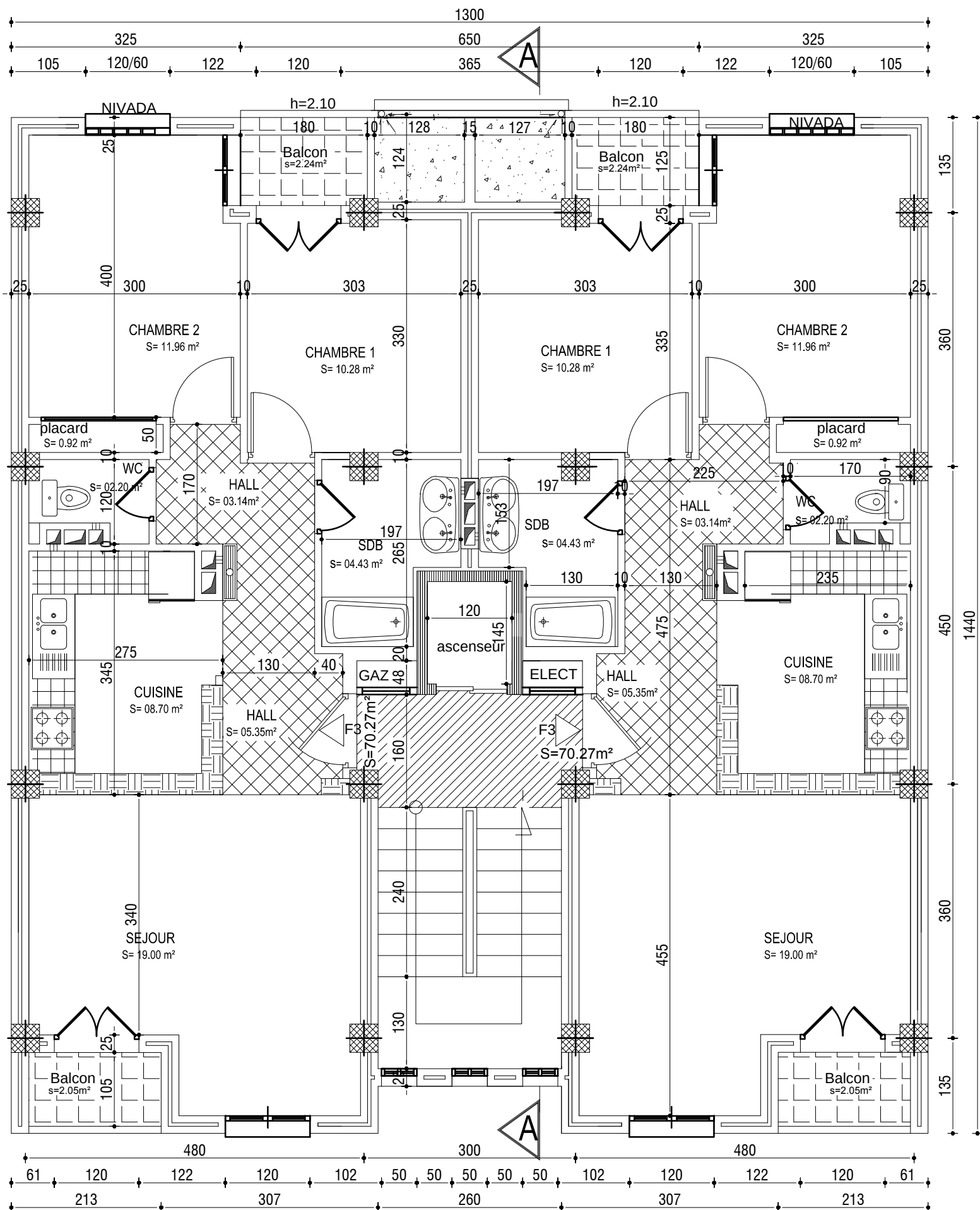




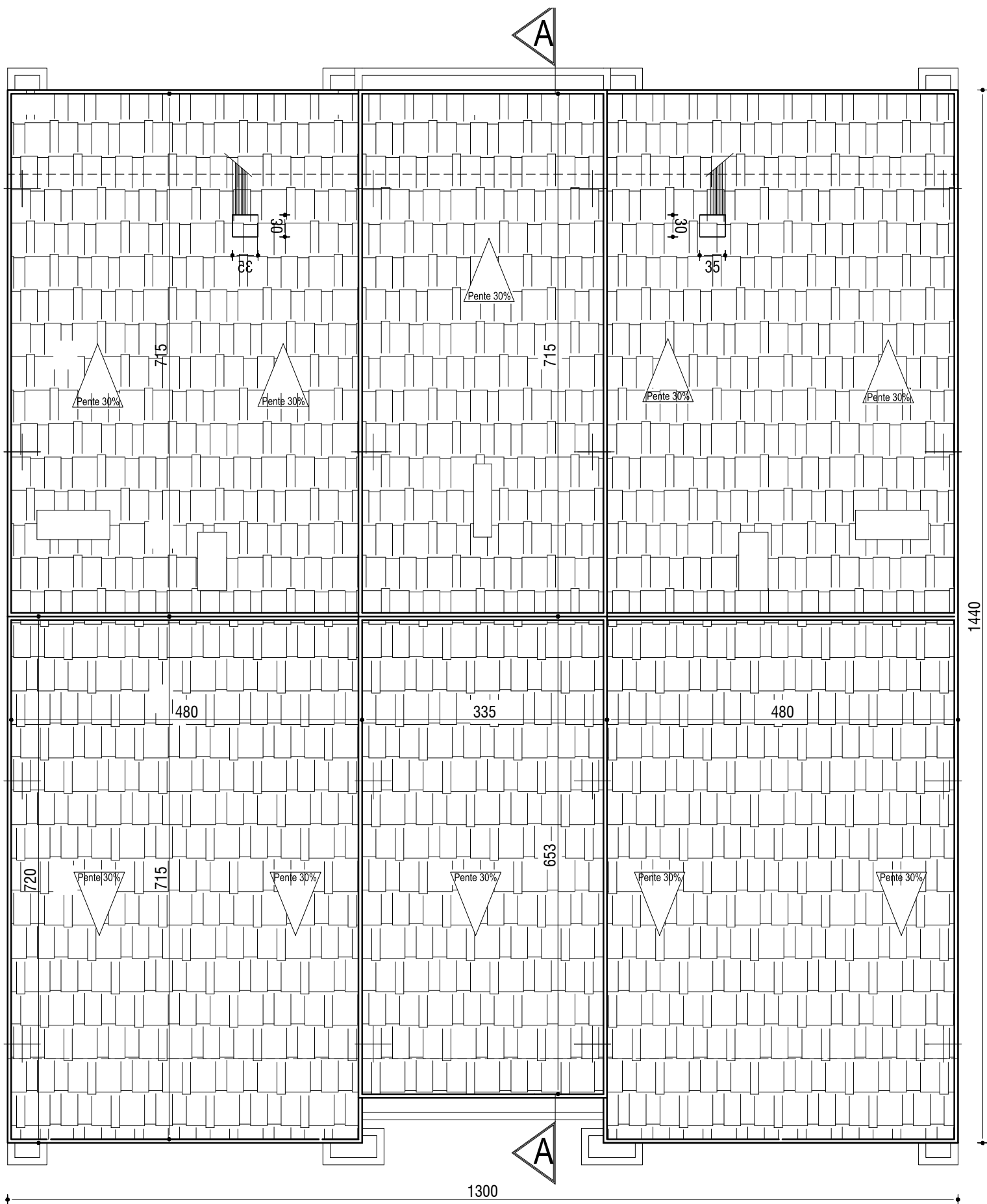
PLAN DE FONDATIONS Ech 1/50



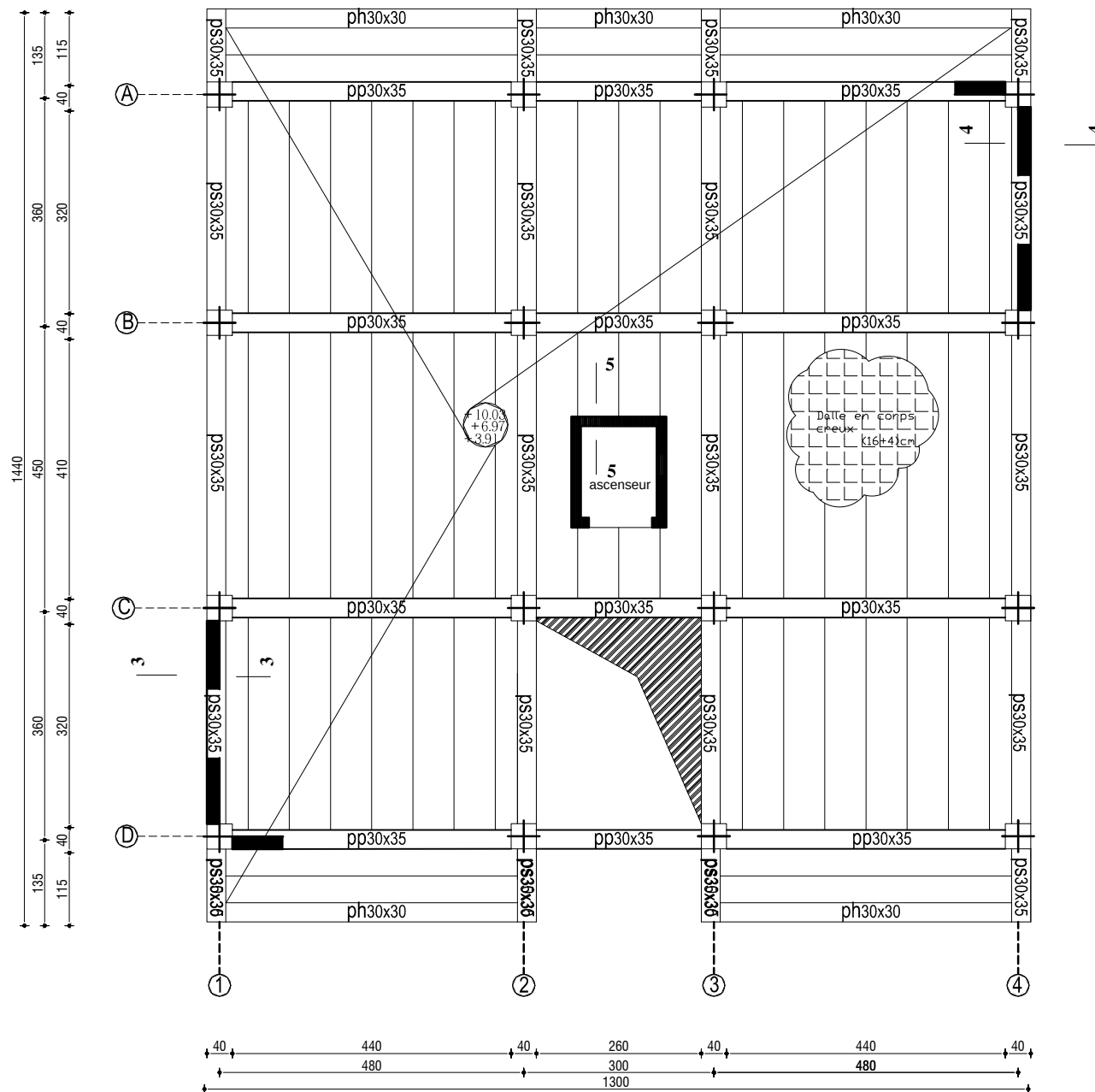
PLAN - REZ DE CHAUSSEE Ech 1/50



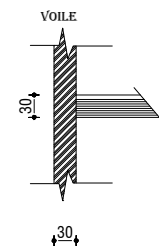
PLAN ETAGE COURANT Ech 1/50



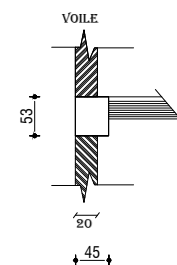
PLAN TOITURE Ech 1/50



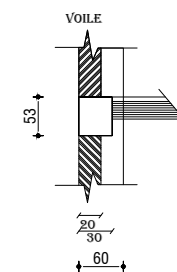
COUPE 5-5



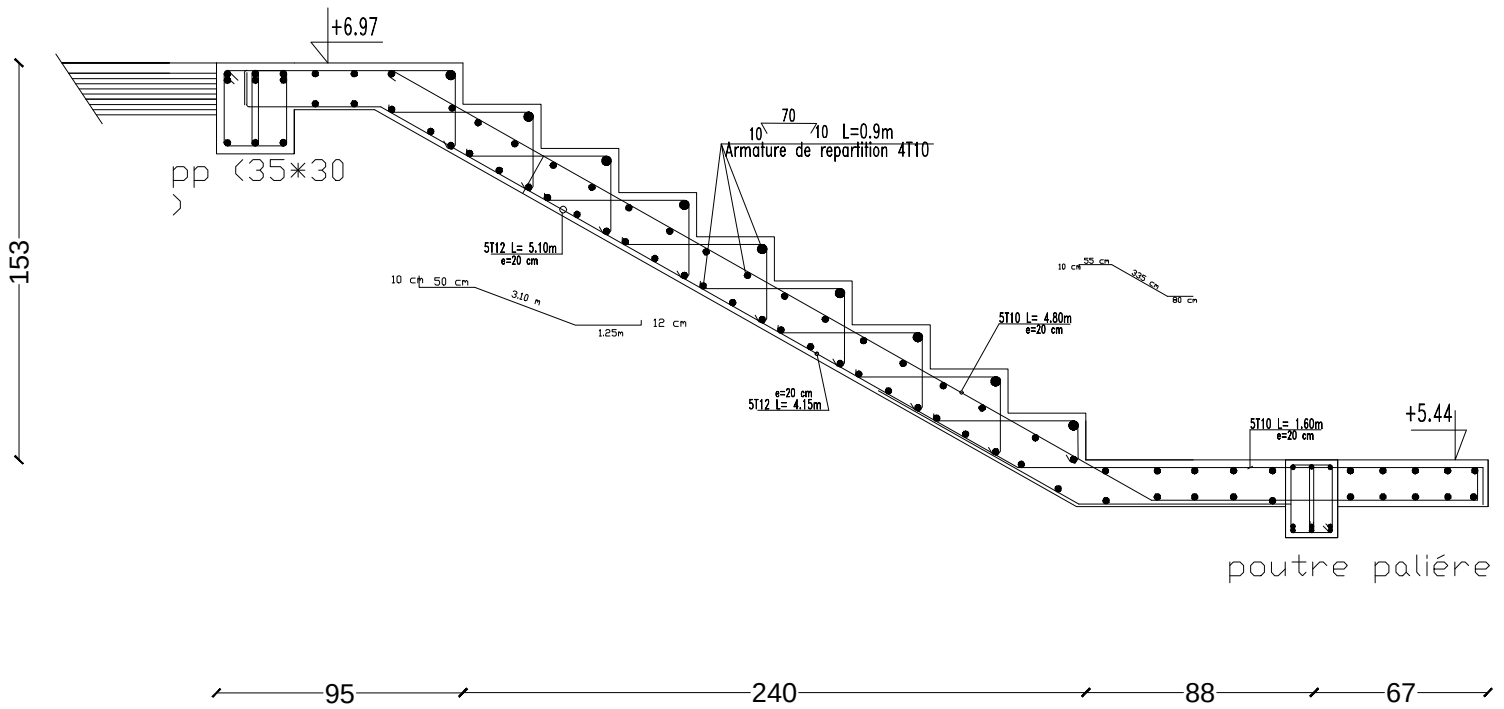
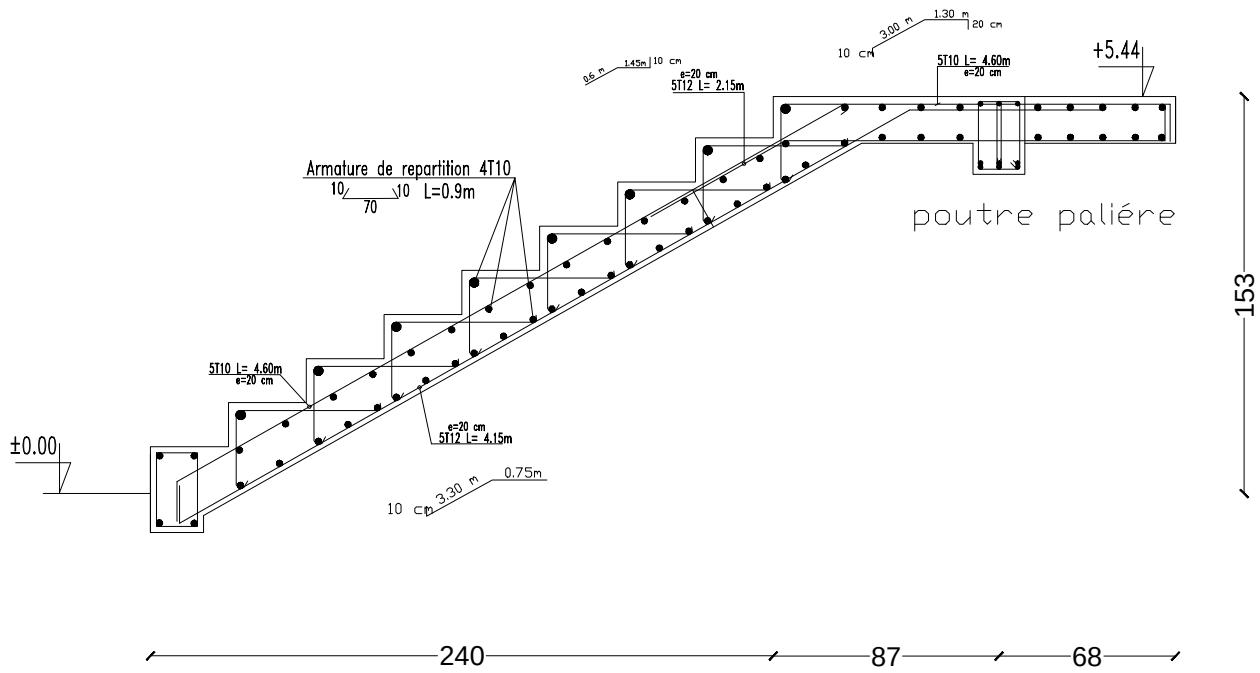
COUPE 3-3



COUPE 4-4

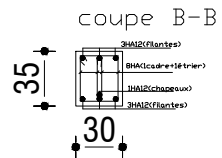
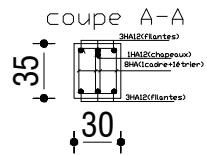
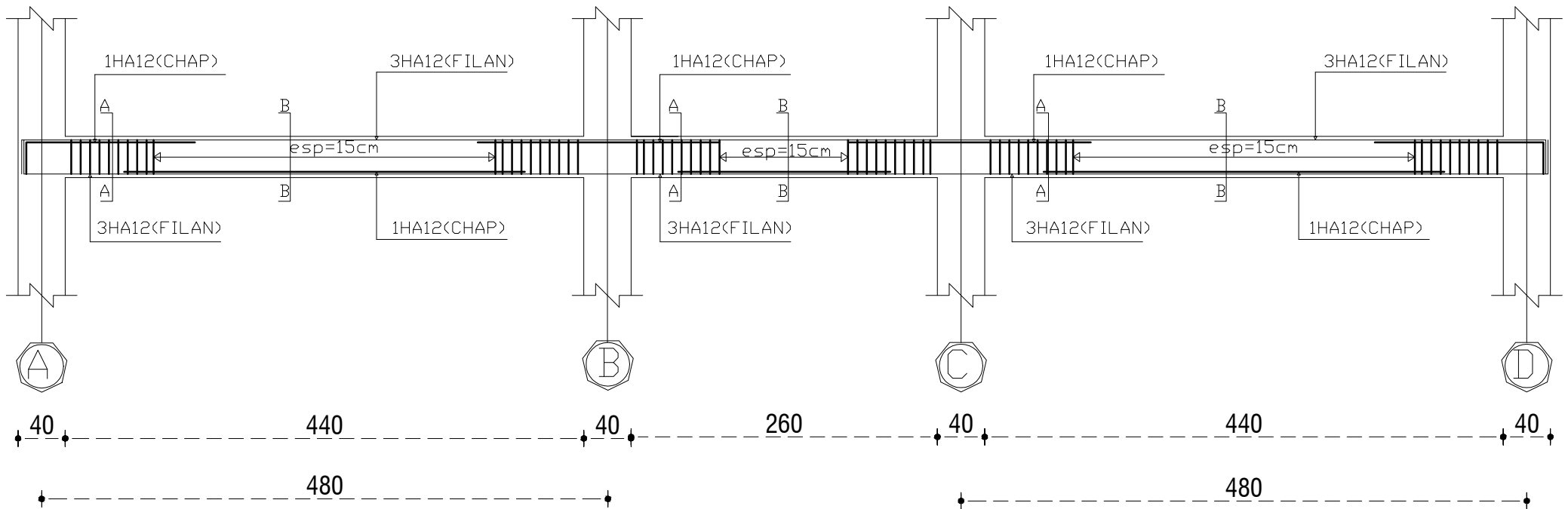


COFFRAGE PLANCHER NIV +3.91,+ 6.97,+10,03

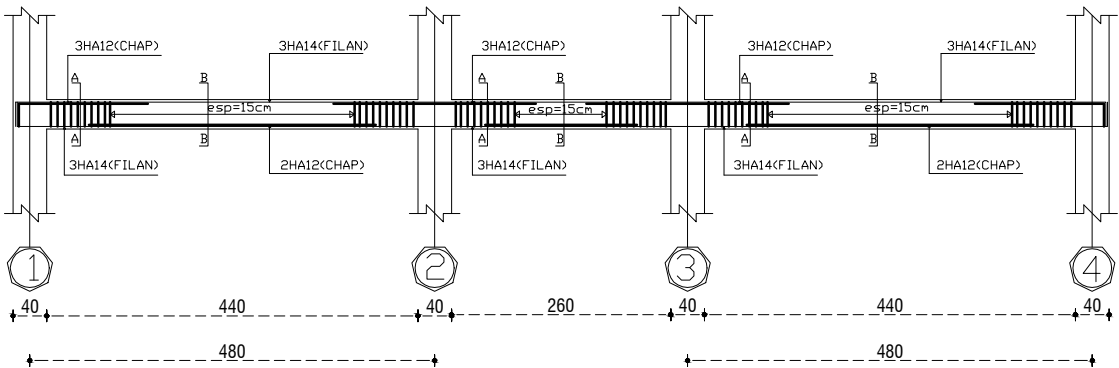


FERRAILLAGE D'ESCALIER

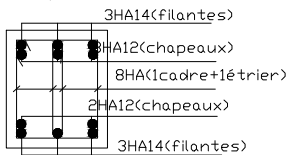
ferrailage des poutres chinage



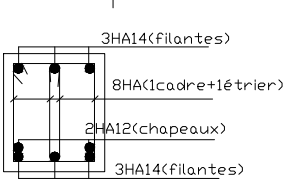
ferrailage de la poutre principale (30x35) AXE A,B,C,D



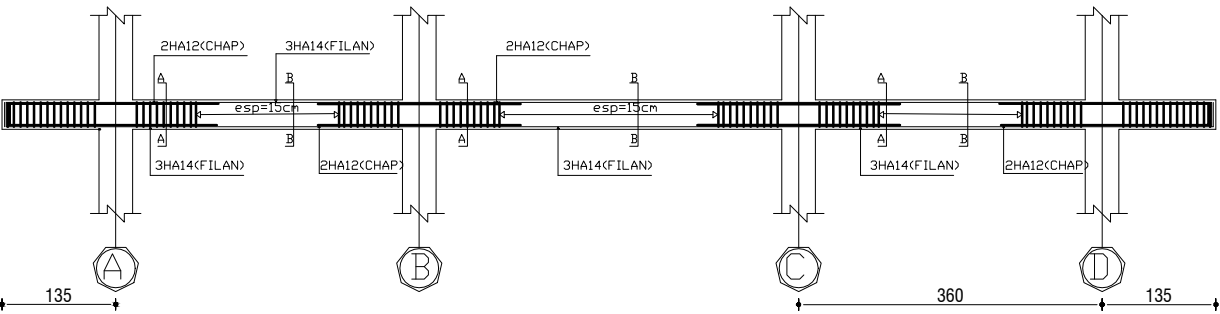
coupe A-A



coupe B-B



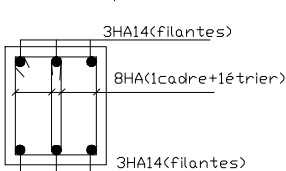
ferrailage de la poutre secondaire (30x35) AXE 1,2,3,4



coupe A-A



coupe B-B



[illegible][illegible][illegible]

coupe 1-1ECH:1/50

2*12T14

T8/T10-L=0.83

20.1m

160

2épingle T8 L=0.28m

coupe 2-2ECH:1/50

2*12T12

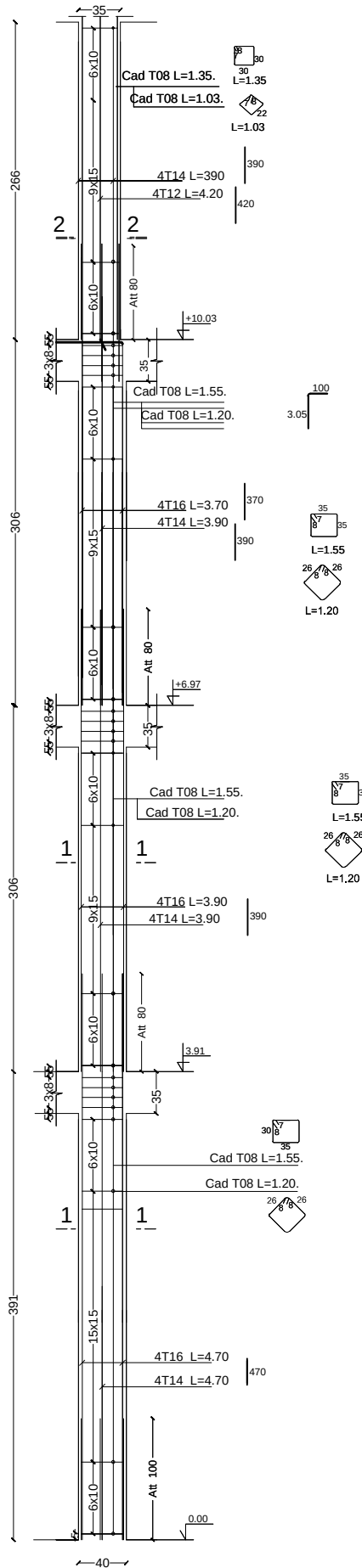
T8/T10-L=0.83

20.1m

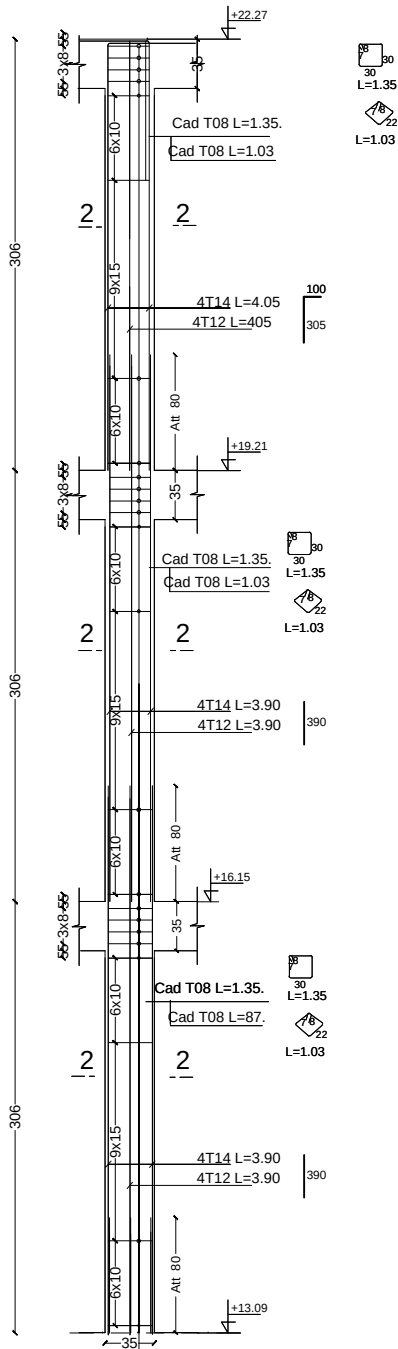
160

T8 L=0.28m

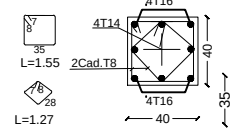
POTEAUX (40x40) (35x35)



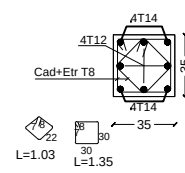
POTEAUX (35x35)



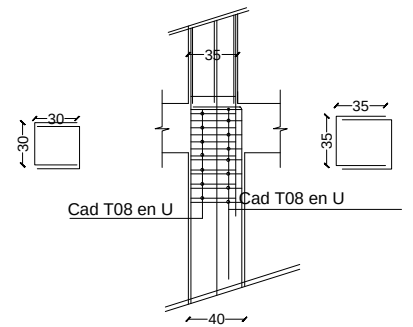
1--1
ECH:1/20
4T16



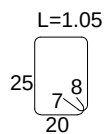
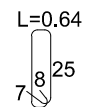
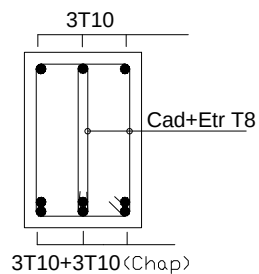
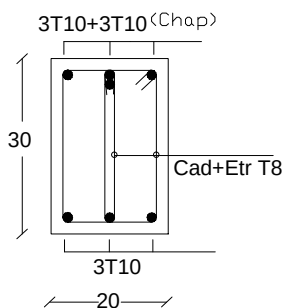
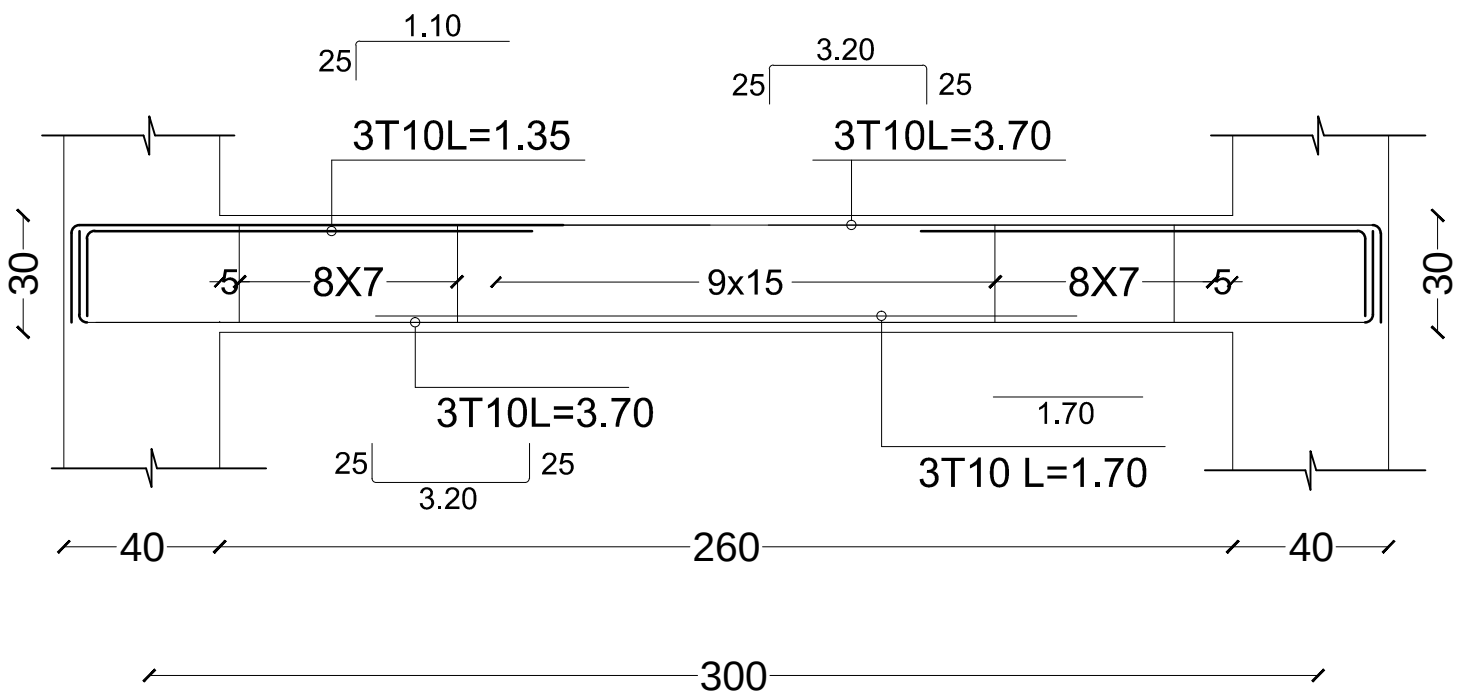
2--2



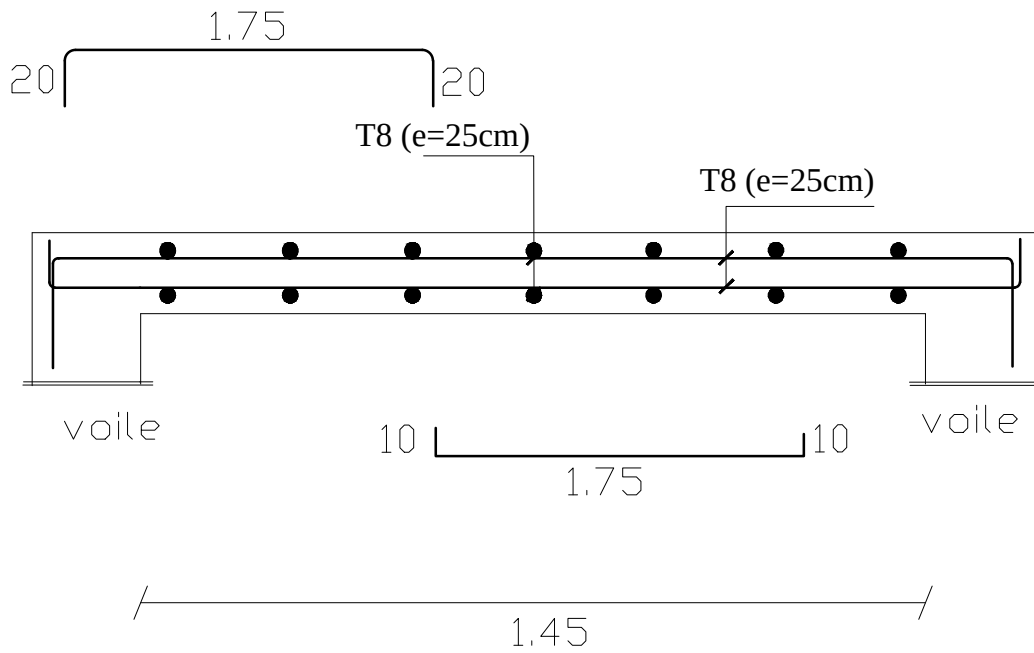
DETAIL



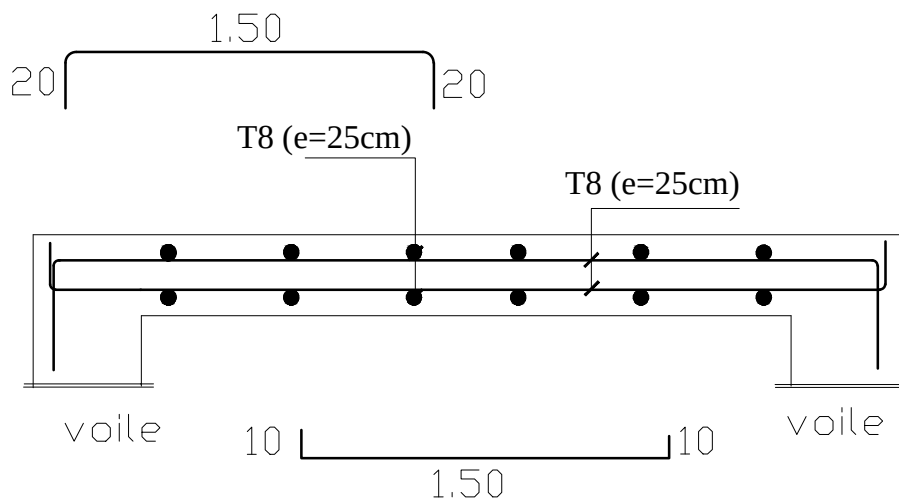
Poutres Palière (20x30)



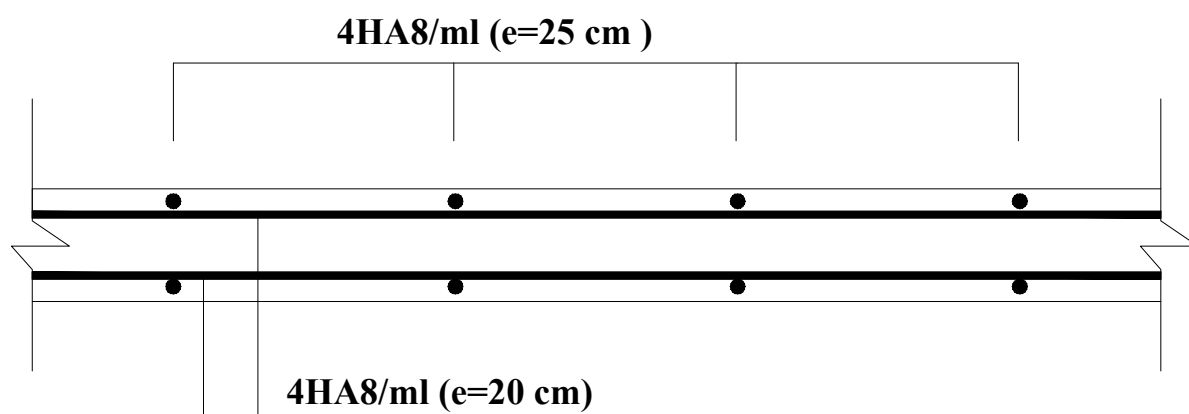
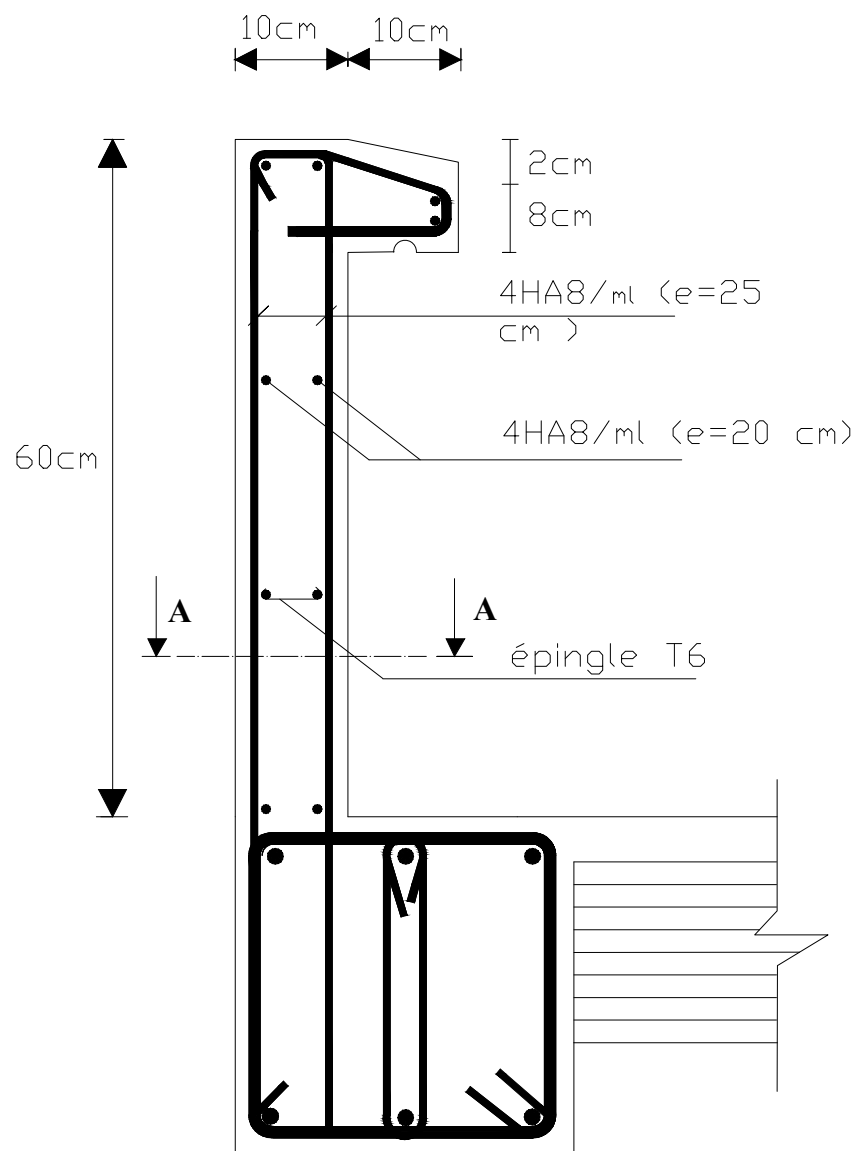
Sens x-x



Sens y-y



Ferrailage dalle salle machine



Coupe A-A

Plan de Ferrailage
de l'acrotère