

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème:

Etude d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation
Contreventé par voiles mixte

Dérogé par:

M^r MERAKEB Seddik

Présenté par :

M^{lle} BOUMBAR Lilya
M^{lle} FERHATI Kenza

Année universitaire: 2020/2021

Remerciements

Nous aurions pas commencé la présentation de ce projet de fin d'études sans remercier tous ceux qui ont consacré leur précieux temps à nous encadrer pour le bon déroulement de celui-ci

Nos vifs remerciements à Mr. MERAKEB pour avoir accepté de diriger ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour venir en aide.

Nos remerciements à nos familles et tous les amis (es)

Enfin, nous tenons à remercier également les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à

A mes chers parents Mr. **BOUMBAR Idris** et **LARBI Ouïza** qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, **MERCI** Infiniment.

A ma chère sœur **Thiziri** et à son fils **Elias** dite **Aksel** pour leurs encouragements permanents, et leurs soutiens moral.

A mes chers frères, pour leurs appuis et leurs encouragements.

A toute la famille **BOUMBAR**.

A mon fiancé **SEBKI Makhlouf** pour son aide et son soutien pendant toute la durée de ce travail.

A ma chère binôme **FERHATI Kenza**.

A toute la promotion **CCI 2020/2021**.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Lilya



Dédicace

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

Mes très chers parents

Pour leurs encouragements, leurs soutiens, leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

Je pris, dieu le tout puissant de vos protéger et de vos procurer santé, bonheur et longue vie.

Ma très chère Grand-mère : Ouardia

Que dieux vous protège et vous donne une longue vie

Mon cher frère : juba

Que dieux vous apporte bonheur et vous aide à réaliser tous vos vœux

Mes très chères sœurs : Thenina et Mélina

Qui mon toujours entourer et me redonner du courage et de confiance.

A toute ma famille sans exception

Mon chéri Ghiles et a toutes Sa famille

Ma très chère binôme Lilya boumbar

Qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail et à toute sa famille.

A toute la promotion génie civil 2020/2021

kenza

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Plans d'architectures

Introduction Générale

CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction	1
I.2	Présentation de l'ouvrage	1
I.3	Réglementation	1
I.4	Caractéristique géométrique de l'hôtel	1
I.5	Ossature et système constructif adopté	2
I.6	Etude géotechnique du sol	5
I.7	Caractéristique mécaniques des matériaux.....	5

CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments

II.1	Introduction	14
II.2	Pré dimensionnement des éléments	14
II.3	Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2).....	16

CHAPITRE III Calcul des éléments

III.1	INTRODUCTION.....	29
III.2	Calcul des planchers.....	29
III.3	L'acrotère	41
III.4	Balcon	48
III.5	Escalier.....	54
III.6	Etude d'une poutre palière.....	69

CHAPITRE IV Etude de contreventement

IV.1	Introduction	77
IV.2	Rigidité des refends.....	77

CHAPITRE V Modélisation et vérification des exigences RPA

V.1 Présentation du logiciel Robot structurale Analysis Professional 2018.**Erreur ! Signet non défini.**

V.2 Vérifications et interprétation des résultats :**Erreur !**

Signet non défini.

CHAPITRE VI Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des poutres :	117
VI.2 Ferrailage des poteaux.....	126
VI.3 Ferrailage des voiles.....	142

CHAPITRE VII L'étude de l'infrastructure1

VII.1 Introduction.....	151
VII.2 Type de fondations.....	151
VII.3 Etude géotechnique du sol	152
VII.4 Choix du type de fondations	152
VII.5 Conclusion	167

Conclusion générale

Liste des tableaux

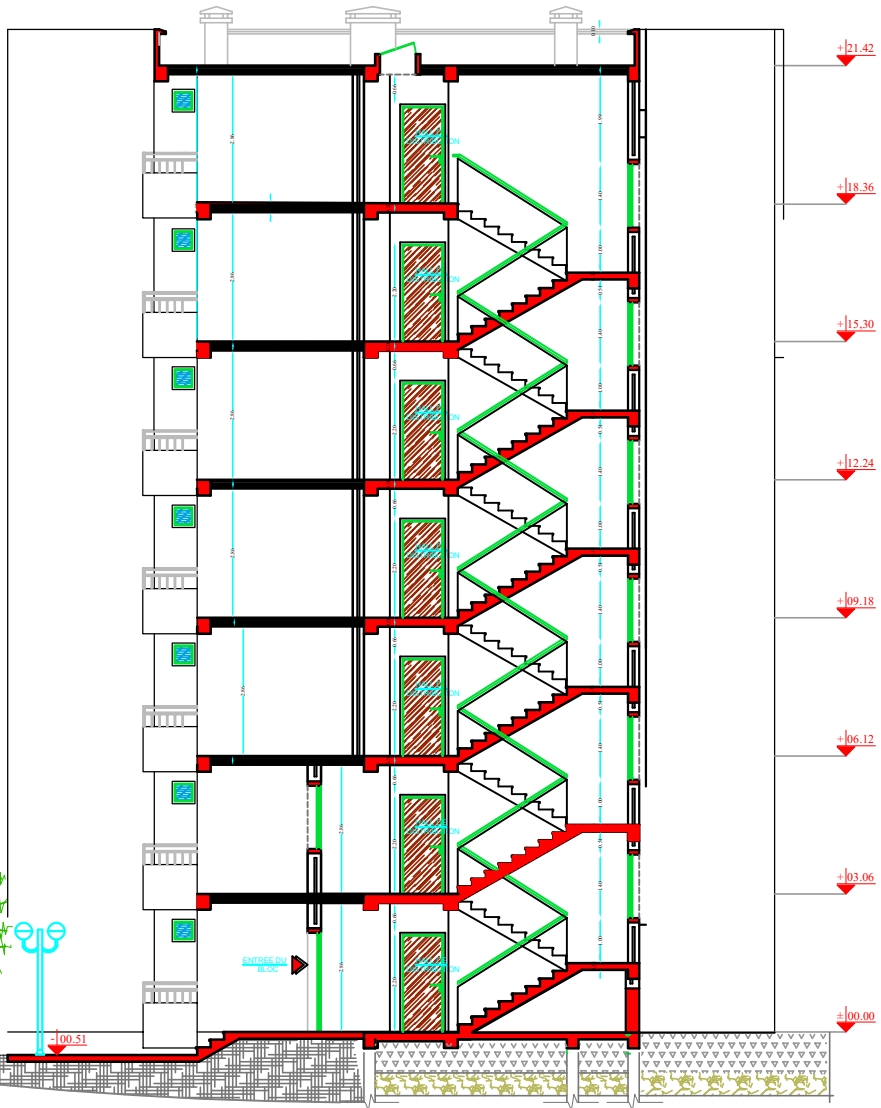
Tableau I-1 Résistance à la compression.	8
Tableau I-2 différent types d'aciers et ses limites élastiques	12
Tableau II-1 Charge permanente de terrasse inaccessible.	17
Tableau II-2 charge permanent de l'étage courant.....	18
Tableau II-3 surcharge des planchers de l'ouvrage.	18
Tableau II-4 dimensionnement des dalles pleines.	19
Tableau II-5 charge et surcharge de balcon.	19
Tableau II-6 poids des différents éléments le mur extérieur.....	20
Tableau II-7 poids des différents éléments constituant le mur intérieur.....	20
Tableau II-8 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.	24
Tableau II-9 pré dimensionnement des poteaux	26
Tableau II-10 Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99	27
Tableau II-11 Vérification des poteaux aux flambements.	28
Tableau III-1 Calcul des armatures perpendiculaires et parallèles aux poutrelles.....	31
Tableau III-2 Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression.	33
Tableau III-3 Charge et surcharge revenant à la poutrelle.....	35
Tableau III-4 Ferrailage des poutrelles en travée.	36
Tableau III-5 Ferrailage des poutrelles en appuis.....	36
Tableau III-6 Ferrailage transversales des poutrelles.	37
Tableau III-7 ferrailage de l'ELU.....	37
Tableau III-8 Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU.	37
Tableau III-9 Vérification des contraintes de l'acier a l'ELU.	39
Tableau III-10 charge permanente de la volée.....	57
Tableau III-11 charge permanente du palier de repos.	57
Tableau III-12 récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.....	59
Tableau III-13 récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.....	65
Tableau IV-1 Les inerties des refends dans le sens transversal	78
Tableau IV-2 Valeurs des flèches des refends à chaque niveau	78
Tableau IV-3 Déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau	79
Tableau IV-4 Pourcentage du système de contreventement	80
Tableau V-1 Paramètres de l'analyse modale.	99
Tableau V-2 Paramètres du RPA.	100
Tableau V-3 Pourcentage de la masse participante.....	104
Tableau V-4 Valeurs du coefficient CT	105
Tableau V-5 Période fondamentale.....	106

Tableau V-6 Coefficient d'accélération de zone "A"	107
Tableau V-7 Périodes caractéristiques.	108
Tableau V-8 Tableau récapitulatif des différents paramètres.	108
Tableau V-9 Extraction des valeurs de V à partir de Robot.	109
Tableau V-10 déplacements relatifs selon x.	110
Tableau V-11 déplacements relatifs selon y.	110
Tableau V-12 Vérification de l'effet P- Δ	111
Tableau V-13 tableaux des efforts qui revient a Chaque élément.....	112
Tableau V-14 tableaux des efforts qui revient a Chaque élément.....	112
Tableau VI-1 Section d'armature longitudinale.	116
Tableau VI-2 Résultats de ferrailage des poutres à ELU.....	119
Tableau VI-3 Vérification des contraintes à ELS.	123
Tableau VI-4 la recommandation du RPA.....	125
Tableau VI-5 les efforts interne des poteaux.	128
Tableau VI-6 Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.....	131
Tableau VI-7 Détermination des armatures transversales.	134
Tableau VI-8 Détermination des zones nodales.	135
Tableau VI-9 Vérification au cisaillement dans les poteaux.	135
Tableau VI-10 Vérification de la condition de non fragilités et les contraintes à ELS.	138
Tableau VII-1 résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.....	153
Tableau VII-2 Surface de la semelle filante sous voiles (sens longitudinal).....	154
Tableau VII-3 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale).....	154
Tableau VII-4 Les efforts transmirent par les poteaux à la fondation à l'ELU.....	156
Tableau VII-5 Ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis.	157
Tableau VII-6 Ferrailages de la poutre de rigidité en travée.	157
Tableau VII-7 Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS	161
Tableau VII-8 Vérification de la contrainte aux appuis	162
Tableau VII-9 Vérification de la contrainte en travée	163

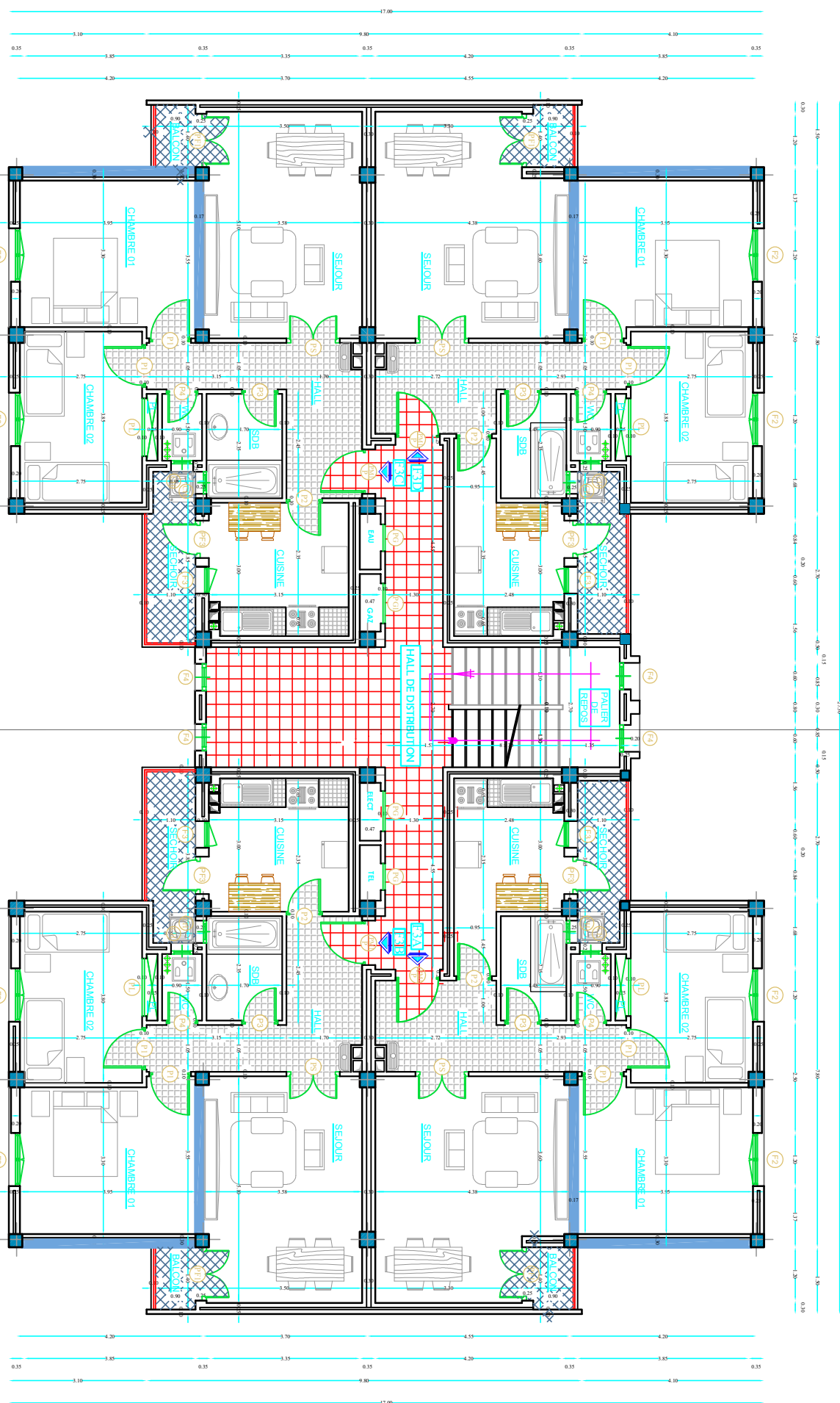
Liste des figures

Figure I-1 Dalle pleine	4
Figure I-2 Résistance à la compression.....	7
Figure I-3 diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.....	9
Figure I-4 diagramme de déformation des contraintes à l'ELS	10
Figure I-5 diagramme contrainte déformation de l'acier	14
Figure II-1 planché corps creux.	16
Figure II-2 dimensions de la nervure.	16
Figure II-3 dimensions de poutrelle.	17
Figure III-1 schéma statique du treillis soudé.....	31
Figure III-2 Diagramme des efforts internes à ELU.....	36
Figure III-3 Diagramme de moment fléchissant à ELS.....	39
Figure III-4 Diagramme des efforts internes.	42
Figure III-5 Coupe vertical d'un escalier.....	54
Figure IV-1 Refend longitudinal et transversal.....	75
Figure V-1 Page d'accueil du logiciel ROBOT 2018.	83
Figure V-2 choix du modèle de la structure.	84
Figure V-3 Désactivation de Grille.	84
Figure V-4 lignes de construction.	87
Figure V-5 choix des profilés des barres.....	87
Figure V-6 Modélisation des éléments barre.	88
Figure V-7 Définition d'un plancher à corps creux.....	88
Figure V-9 Définition d'une dalle pleine.	89
Figure V-8 Affectation d'un élément surfacique (Plancher).....	89
Figure V-11 Définition des paliers et les volées.	90
Figure V-10 Affectation d'un élément surfacique (DP).....	90
Figure V-13 Définition des voiles.	91
Figure V-12 Modélisation des escaliers.	91
Figure V-14 Modélisation des voiles.	92
Figure V-15 Définition de l'encastrement.....	93
Figure V-16 Définition des charges.	93
Figure V-17 Affectation des charges surfaciques.	94
Figure V-18 Définition de la masse sismique.	94

Figure V-19 Paramètres de l'analyse modale.....	95
Figure V-20 Paramètres de l'analyse sismique.	95
Figure V-21 Définition des combinaisons d'actions.....	96
Figure V-22 liaisons rigides.	97
Figure V-23 Application de la liaison rigide.....	98
Figure V-24 Définition des étages.....	98
Figure V-25 Lancement du calcul.	99
Figure VI-1 délimitation de la zone nodale.....	120
Figure VII-1 Schéma de la semelle isolée	151
Figure VII-2 semelle filante sous poteaux	152
Figure VII-3 Diagrammes des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.....	157
Figure VII-4 Diagrammes des efforts tranches de la poutre de rigidité à l'ELU.....	158
Figure VII-5 Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS.....	162

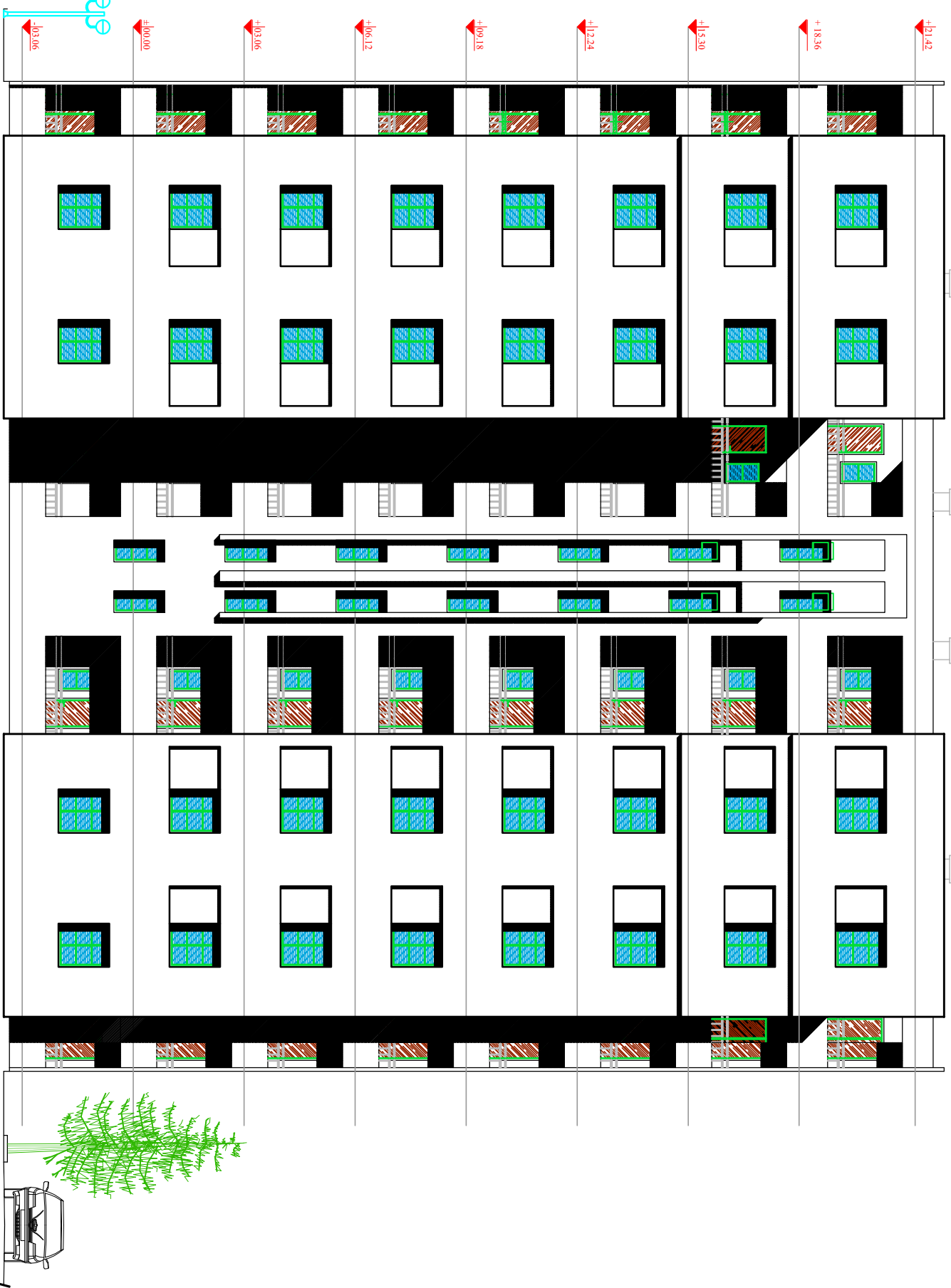


Coupe -AA-

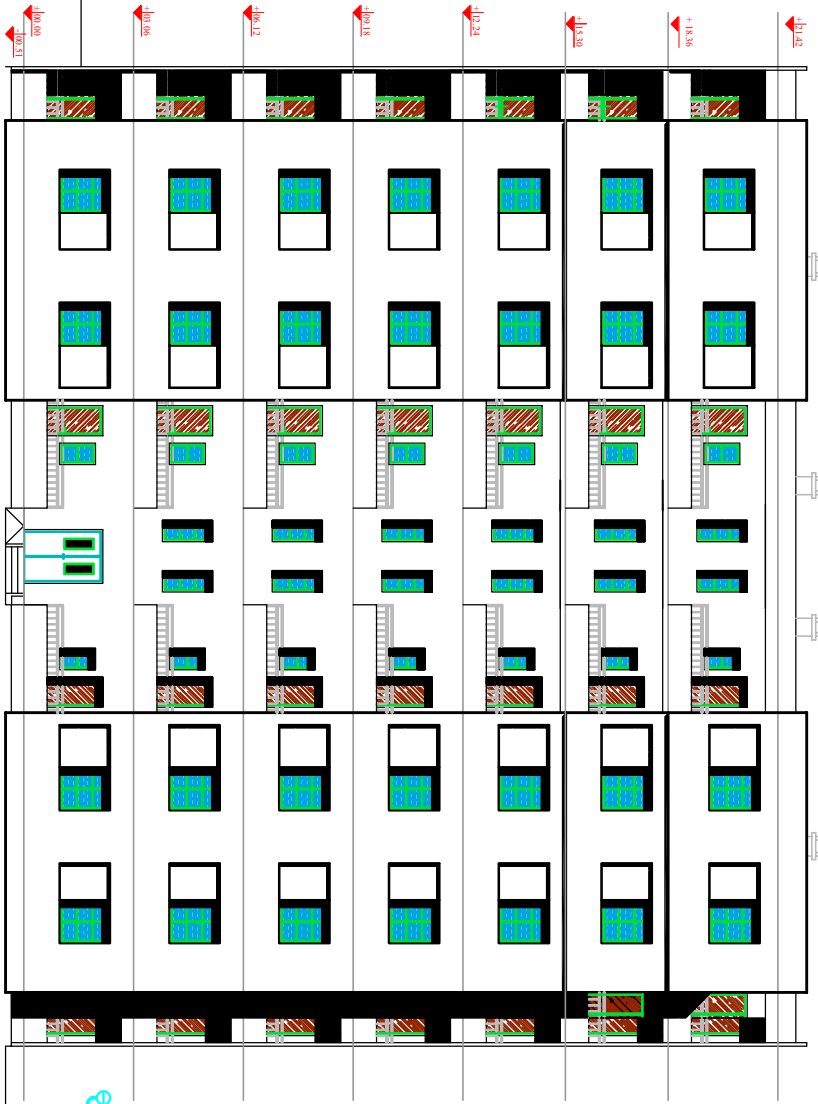


Plan Etage courant

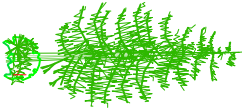


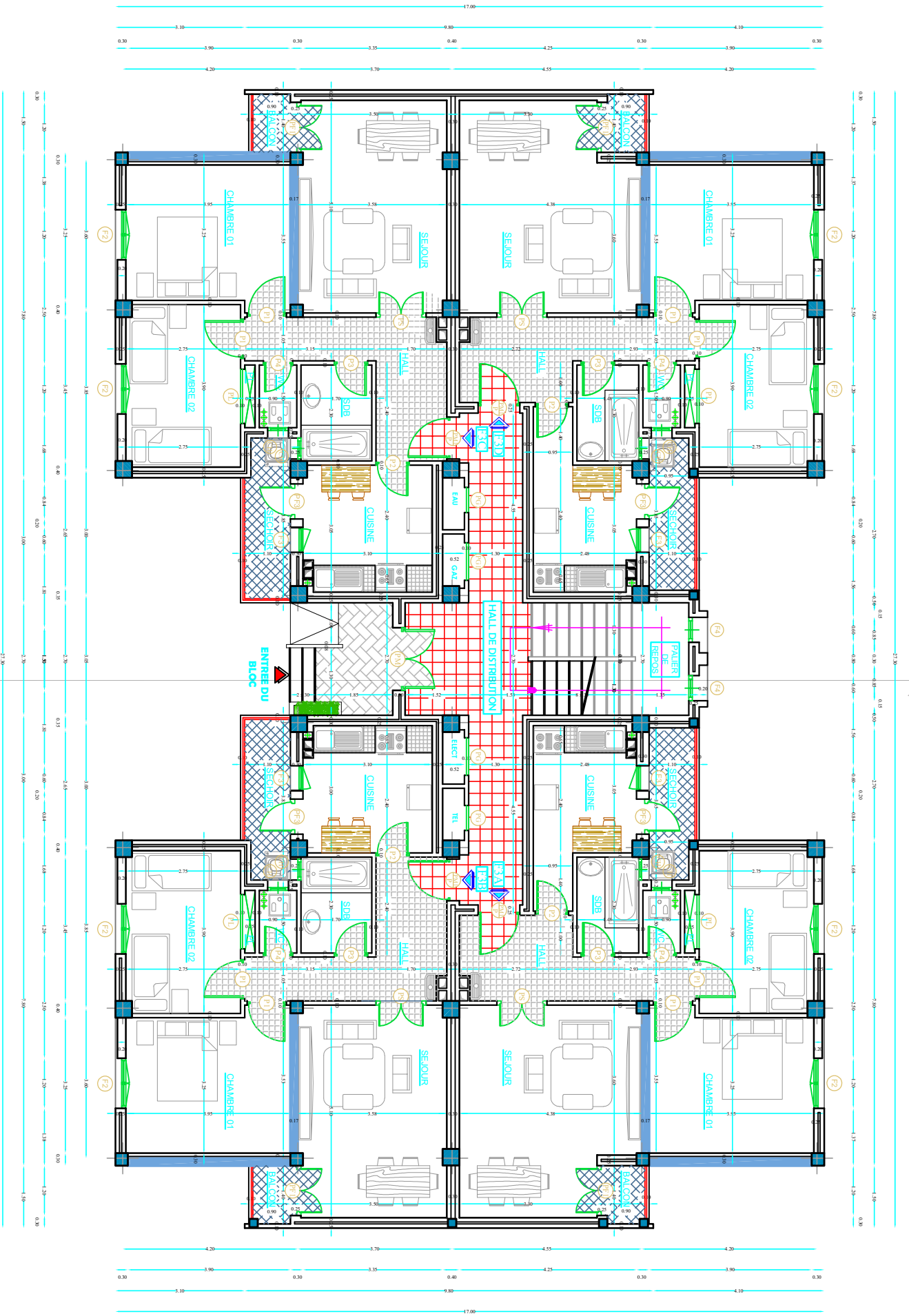


Façade Postérieure

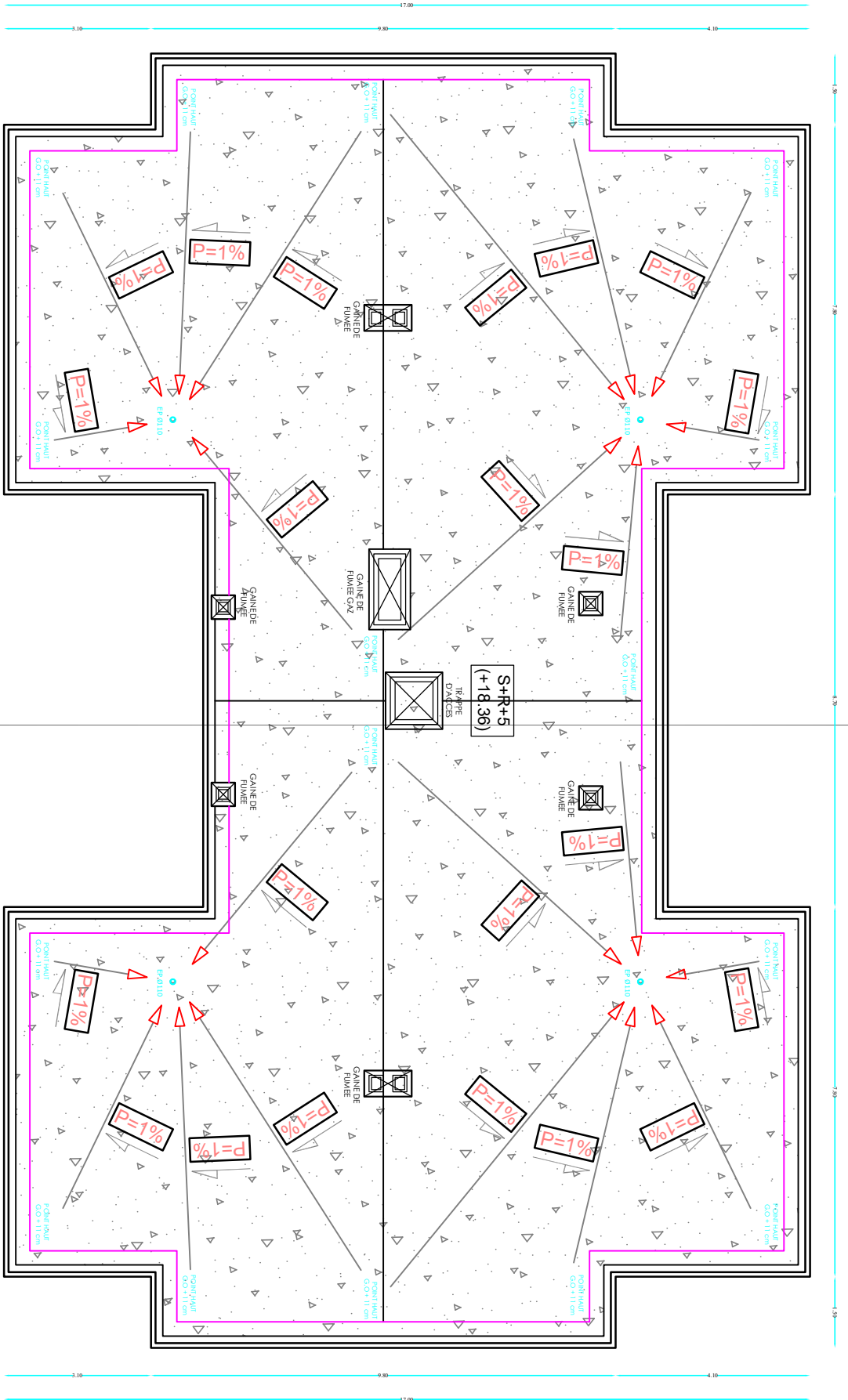


Facade Principale





Plan de Rez- de Chaussée



Plan de Terrasse



Introduction générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes dues à l'activité humaine (explosion, incendie...etc) des catastrophes naturelles notamment les séismes qui causant parfois par leurs importances d'énormes pertes tant humaines que matérielles et d'importants dégâts sur les constructions et les infrastructures urbaines (fissuration, rupture, déformation, effondrement...etc).

Notre pays n'été pas et n'est pas à l'abri de ces catastrophes qui peuvent se révélés dévastatrices puisqu'il a été durant des années victime de nombreux séisme dévastateurs notamment celui du 21 mai 2003 qui a secoué la région du centre (Alger, Tizi-Ouzou, boumerdes). Celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et un non-respect des réglementations dans le domaine du bâtiment.

Toutes ces expériences nous ont amenés a placé le facteur sécurité au-devant de nombreux autres paramètres, et toutes les normes de sécurité sont devenue de plus en plus strictes, sans oublier le facteur économique qui dépend de capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et optimisé l'usage des matériaux de construction et implanter judicieusement ca structure.

Le principal objectif de ce mémoire est avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cette structure à étudier. Ensuite, il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles catastrophes.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation prendre en compte, ainsi que leurs combinaisons. De même il doit être tenu compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée ; cette structure doit être transmettre d'une manière optimale au sol les charges engendrées par celle-ci. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifiée 99 et le RPA 99 version 2003 et DTR algérien. Elle portera sur l'étude d'une structure à usage d'habitation (R+6) en portique et voile de contreventement

CHAPITRE I Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Dans le but de faire valoir et d'actualiser nos connaissances théoriques obtenues tout au long des études faites durant notre formation dans le domaine du Génie Civil, ce projet consiste à étudier une structure (R+6) en béton armé, implanté à Tizi-Ouzou, classer selon le règlement parasismique Algérien RPA99/ version 2003 comme zone de sismicité moyenne (ZONE IIa). Et de groupe 2. C'est L'ouvrage d'importance moyenne.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Un rez de chaussez usage d'habitation,

Etages courant usage d'habitation,

Une cage d'escalier,

Cage d'ascenseurs.

I.3 Réglementation

Afin d'assurer la stabilité globale de notre structure, nos calculs seront conformément aux lois et Règlement en vigueur en Algérie à savoir :

Règles de calcul du béton armé à l'état limite (BAEL 91 Révisée 99).

Règlement parasismique Algérien (RPA 99/ version 2003).

Document technique réglementaire Algérien (DTR).

I.4 Caractéristique géométrique

En plan :

Longueur : 27,30m

Largeur : 17,00m

En élévation :

Hauteur total : 18,36m

Hauteur de RDC : 3,06m

Hauteur d'étage courant : 3,06m

I.5 Ossature et système constructif adopté

I.5.1 Ossature en béton armé

On appelle ossature l'association d'éléments verticaux et d'éléments horizontaux, l'ossature a la fonction de résister à des efforts verticaux engendrés par les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et à des efforts horizontaux dus aux vents et aux séismes.

➤ Portiques (poteaux poutres)

Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges est surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.

➤ Voiles

Ils sont en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation)

I.5.2 Planchers

I.5.2.1. Définition :

Les planchers sont des aires planes horizontales délimitant les différents étages successifs dans une construction et recueillant les charges et surcharges de fonctionnement du bâtiment. Un plancher est constitué de plusieurs parties distinctes formant un bloc unique travaillant d'une manière monolithique. Ils jouent un rôle mécanique, mais assurent d'autres fonctions telles que la protection contre les incendies, le confort thermique et acoustique. Les planchers les plus utilisés dans les constructions en béton armé sont en corps creux ou en dalles pleines.

I.5.2.2. Les rôles essentiels:

Les planchers jouent le rôle :

- De plate-forme porteuse pour l'étage considéré.
- De tout forme pour l'étage sous adjacent.

- D'élément de stabilité.

I.5.2.3. Types de planchers :

On distingue plusieurs types de planchers et pour notre cas il y a deux catégories :

➤ Planches corps creux :

Composé d'une dalle très mince, des nervures parallèles avec remplissage intermédiaire en corps creux. On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage ; Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

➤ Dalle pleine :

Un élément horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à ses dimensions en longueur et en largeur.

La dalle de compression doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles en doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

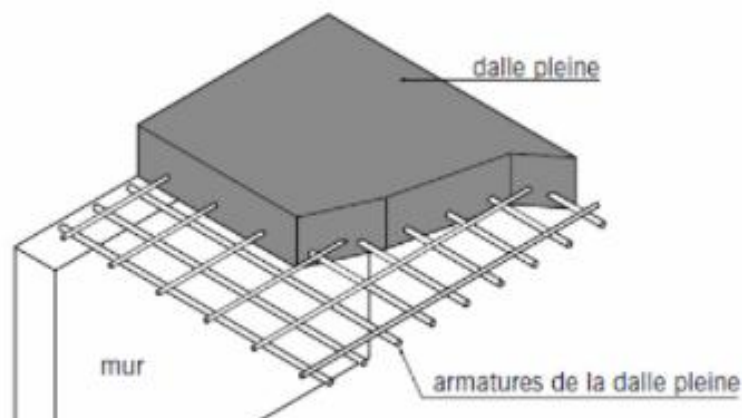


Figure I-1 Dalle pleine

I.5.3 Les escaliers

Bâtiment muni d'une cage d'escalier à changement de direction avec palier intermédiaires.

I.5.4 Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur (60 cm).

I.5.5 Maçonnerie

Mur extérieur : constitué d'une double cloison de 30 cm en brique creuse de 10 cm à 15 cm séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Mur intérieur : réalisés en simple cloison de brique creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.5.6 Revêtement

Élément de nature diverse (brique, carrelage, ciment, enduit, plâtre, peinture, etc) dont on recouvre les murs ou les parois d'une construction à l'extérieur ou à l'intérieur pour consolider ou pour protéger.

I.5.7 Fondation

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges verticales supportées par cet ouvrage.

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles s'assurent ainsi la transmission des charges de la superstructure à ce dernier. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Le type et l'importance de la structure.
- Les caractéristiques du sol.
- La facilité de réalisation

Les différents types de fondation:

- Les fondations superficielles (Semelles isolées, filantes, radiers): lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur
- Les fondations profondes (les pieux) : lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur.
- Profondes (les puits)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

Avec une contrainte admissible du sol d'assise égal à 3bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles du type :

- Semelles filantes.
- Radier général.

Facteurs de choix de fondation :

- **Nature de l'ouvrage à fonder** : pont ; bâtiment d'habitation.
- **Nature de terrain** : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

Le site : urbain ; montagnes ; bord de mer...

Mise en œuvre de fondation : terrain sec ; présence d'eau...

Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

I.6 Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire de géotechnique ont évalué la contrainte admissible de σ_{sol} à 2 bars située à une profondeur de 2 m.

En absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S3 (site meuble).

I.7 Caractéristique mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : Béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismique algérien (RPA99 version 2003) ainsi les règles de béton armé aux états limite (BAEL 91 modifiée 99).

I.7.1 Béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sables, gravillons) et d'eau de gâchage, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La préparation du béton sera faite mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une Centrale à béton.

I.7.1.1. Caractéristique physique et mécanique du béton

- Masse volumique : pour les bétons courant, elle est comprise entre 2300 à 2400 kg/m³ pour le béton ordinaire et 2500 kg/m³ pour le béton courant (armé).
- Coefficient de dilatation : la valeur du coefficient est généralement prise égale à 10.
- Retrait : Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent, se qui justifie la création de joints dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.
- Fluage : sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Les déformations d'un élément en béton soumis à la déformation différée du au fluage, et de déformation dite instantanée :

$$E_v = E = 3 \times E_i$$

❖ Résistance caractéristique à la compression : (art A.2.1.11 BAEL91 modifiée 99)

Dans le cas courant, un béton est définie par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise notée f_{c28} et s'exprime en MPa.

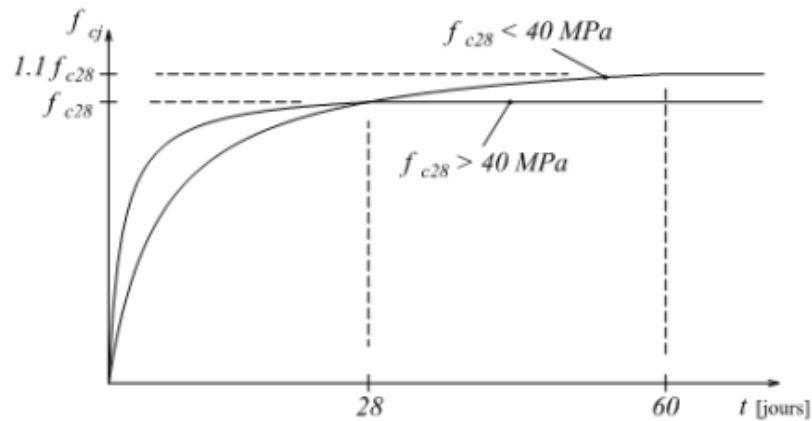


Figure I-2 Résistance à la compression

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge <28 jours sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$
$J = 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance
$J \geq 60$	$f_{c28} < 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ pour les calculs de déformation

Tableau I-1 Résistance à la compression.

❖ **Résistance caractéristique à la traction (ART A.2.1.12 BAEL91 modifiée 99)**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate, on a recours à deux modes opératoires différents :

Flexion d'éprouvette prismatique non armées.

Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} \text{ si } f_{c28} \geq 60\text{MPa}$$

Pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

❖ Etat limites des contraintes du béton

➤ Etat limite ultime du béton (ELU) (ART A.4.3.41 BAEL 91 modifiée 99)

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{cb} = \left(\frac{0,85}{\theta\gamma_b}\right)f_{cj}$$

γ_b : Coefficient de sécurité partielle

$\gamma_b 1,15$ Situation accidentelle

$\gamma_b 1,5$ Situation courante

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta=0.85$ $t < 1$ heure (accidentelle)

$\theta=0.9$ $1\text{h} < t < 25$ heures (accidentelle)

$\theta=0.1$ $t > 25$ heures (durable) Tapez une équation ici.

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'état limite ultime

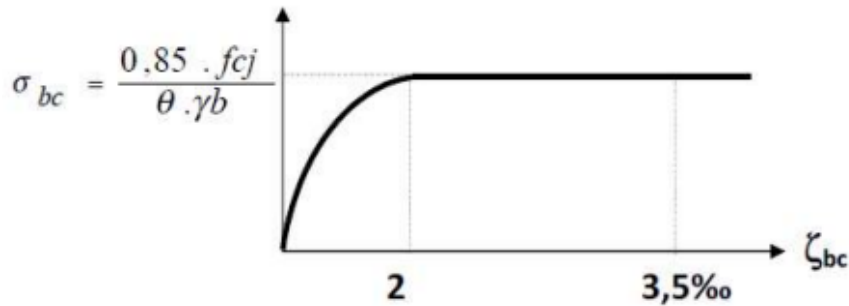


Figure I-3 diagramme de déformation des contraintes à l'ELU

➤ **Etat limite de service (ELS) (ART 4.5.2 BAEL91 modifiée 99)**

✓ **La contrainte de compression du béton notée σ_{bc} est limitée à**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

σ_{bc} : Contrainte admissible à l'ELS.

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

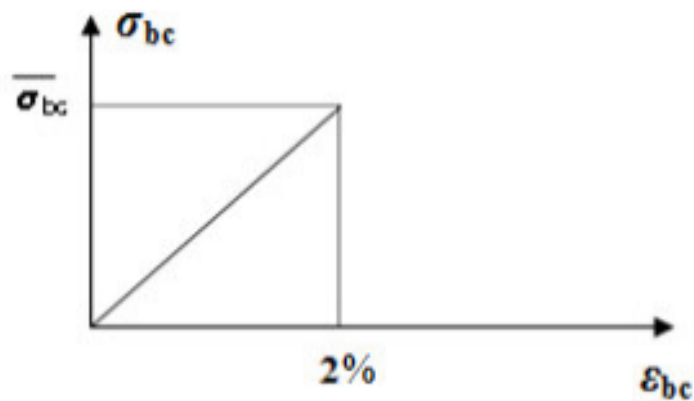


Figure I-4 diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

✓ **Contrainte limite de cisaillement (Art A – 5.1.21 BAEL91)**

La contrainte de cisaillement ultime notée τ

$$\tau = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa pour la fissuration peu nuisible.})$$

$\tau = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{ MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

✓ **Module de déformation longitudinale du béton**

On désigne deux modules de déformation longitudinale du béton : le module de Young instantanée E_{ij} et différé E_{vj} .

Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

Le instantanée est utilisé pour les calculs sous chargement vertical (contrainte normal) de durée inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on a : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différé du béton (ART A 2.1.22 BAEL modifiée 99)**

Pour les chargements de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égale à

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$E_{ij} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

✓ **Module de déformation transversale**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

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

Avec :

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

ν : Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson (ART A.2.1.3 BAEL91 modifiée 99) :

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = (\text{déformation transversale}) / (\text{déformation longitudinale}) = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Il sera prise égale à :

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

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

I.7.2 L'acier

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 0,67%. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression. Leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas repris par le béton.

Ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

Type d'acier et ses limites élastiques :

Aciers	Désignation	Limite d'élasticité Fe (MPa)	utilisation
Haute adhérence	Fe E400	400	Tous travaux B.A
	Fe E500	500	
Ronds lisse	Fe E215	215	
	Fe E235	235	
Treillis soudés	T.S.L (lisses)	500	Planchers Dalle
	T.S.L.H.A haute adhérence	500	

Tableau I-2 différent types d'aciers et ses limites élastiques

✓ **Module d'élasticité longitudinal : (ART A.2.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur.

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

- **Contraintes limites d'élasticité de l'acier**
 - **Etat limite ultime (ELU) (ART A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99)**

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

Avec : γ_s : coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation courante

- **Etat limite de service (ELS) : (ART A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99)**

Les formes et dimensions de chaque élément, ainsi que les dispositions des armatures, sont conçues de manière à limiter la probabilité d'apparition de fissures d'une largeur supérieure à celle qui serait tolérable en raison du rôle et de la situation de l'ouvrage.

Fissuration peu préjudiciable : (ART A.4.5.32 BAEL91 modifiée 99)

Pour éviter les fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées. Il convient à défaut de règles consacrées par l'expérience de concevoir des éléments non fragiles.

Fissuration préjudiciable : (ART A.4.5.33 BAEL91 modifiée 99)

Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation à l'intérieur nativement noyé et émergé en eau douce.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \left\{ \max(0,5; 110 \sqrt{(\eta \times f_{tj})}) \right\}\right)$$

Fissuration très préjudiciable : (ART A.4.5.34 BAEL91 modifiée 99)

Cas des éléments devant assurer à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} f_e; \left\{ \max(0,5; 110 \sqrt{(\eta \times f_{tj})}) \right\}\right)$$

Avec : η :coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés

$\eta = 1,3$ pour les aciers haute adhérence $\varnothing < 6 \text{ mm}$

$\eta = 1,6$ pour les aciers moyenne adhérence $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$

✓ Diagramme contrainte-Déformation

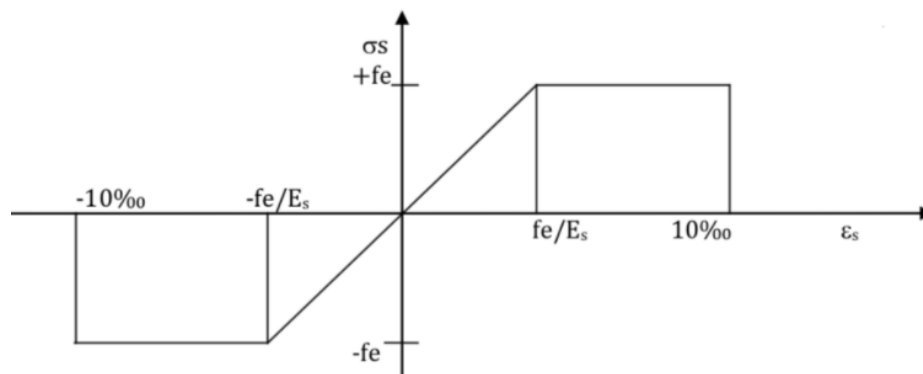


Figure I-5 diagramme contrainte déformation de l'acier

I.7.3 Protection des armatures

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisantes qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (ART A.7.1 BAEL91 modifiée 99) :

5 cm : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

3 cm : pour les parois coffrées ou non qui sont soumises à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

1 cm : pour les parois qui seraient situées dans les locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux conditions aux condensations.

CHAPITRE II Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le BAEL 91 et le RPA 99/ version 2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu’à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d’un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Empêcher l’apparition des fissures dans la maçonnerie.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

II.2.1.1. Planchers en corps creux

Il est constitué de corps creux et d’une dalle de compression armée 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’exploitation, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

II.2.1.1.1 Pré dimensionnement

- **Corps creux et dalle de compression :**

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Remarque : dans un premier temps on prend d'abord une section minimale de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$ exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d'un poteau en zone a , pour le calcul de L .

$$\text{On a : } L = 385 - 25 = 360 \text{ cm} \quad \text{alors : } \frac{1}{22,5} = \frac{360}{22,5} = 19,11 \text{ cm.}$$

Conclusion : On prend $h_t = 20 \text{ cm}$. Pour les planchers en corps creux.

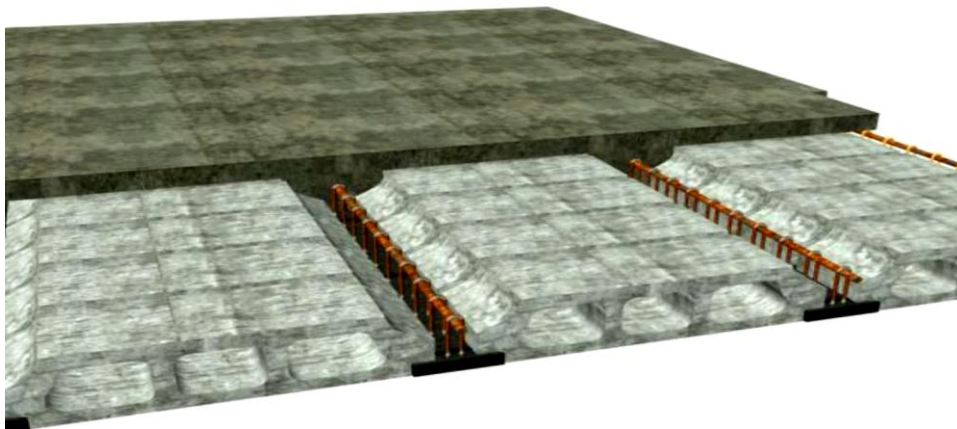


Figure II-1 planché corps creux.

➤ **Nervure :**

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té », elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

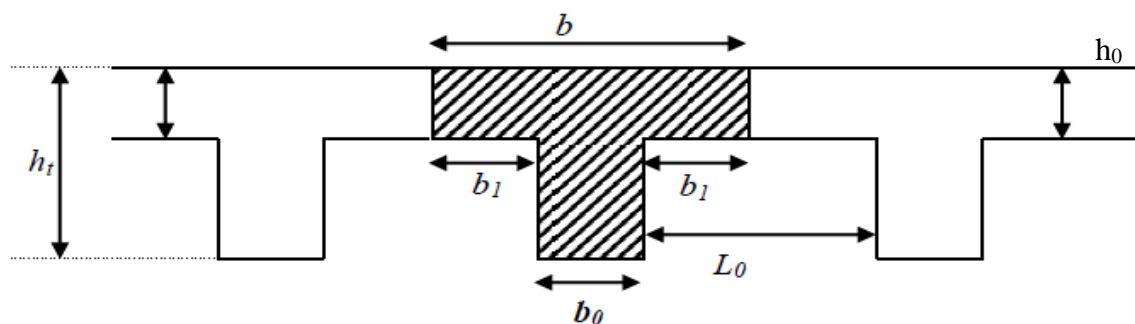


Figure II-2 dimensions de la nervure.

b: la largeur de la table de compression est égale à: $b=b_0+2b_1$.

On a : $b_1 = \min (l_0 / 2, l/10)$; $L = 3,85\text{m}$ (portée max dans le sens de disposition des poutrelles).

$b_0 = 12\text{cm}$ d'où : $l_0 = 65 - 12 = 53$

$b_1 = \min (\frac{l_0}{2}, \frac{l}{10}) = \min (53/2 ; 385/10)$.

$b_1 = \min (26,5; 38,5) = 26,5\text{cm}$.

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

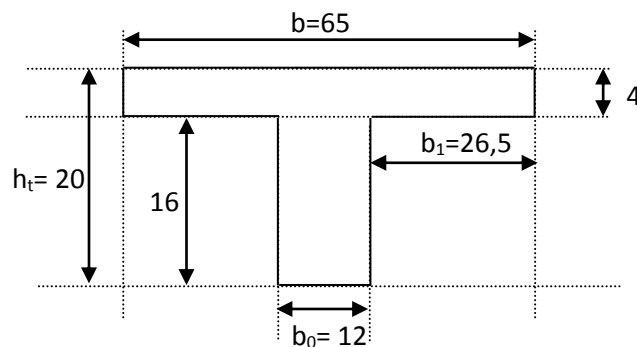


Figure II-3 dimensions de poutrelle.

II.3 Détermination des charges et surcharges (DTR)

II.3.1 Charge permanent

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0,85
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54
4) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2
La charge permanente: G (KN/m ²)=			5,68

Tableau II-1 Charge permanente de terrasse inaccessible.

➤ **Plancher étage courant :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m3)	G (KN/m2)
1) Carrelage.	0,02	20	0,40
2) Mortier de pose.	0,02	20	0,4
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36
4) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2
6) Cloisons intérieurs.	0,1	10	1
La charge permanent : G (KN/m2)=			5,16

Tableau II-2 charge permanent de l'étage courant.**II.3.2 Surcharge d'exploitation**

<u>Plancher</u>	<u>La charge d'exploitation (KN/m²)</u>
Plancher étage courant (habitation).	1,5
Plancher terrasse inaccessible.	1

Tableau II-3 surcharge des planchers de l'ouvrage.

II.3.3 Dalle Pleine

Un élément horizontal qui a une épaisseur relativement faible par rapport à ses dimensions en longueur et en largeur.

II.3.3.1. Pré-dimensionnement

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs. L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

Eléments	Conditions	e _{calculé}	e _{adoptée}
panneaux en dalle pleine	➤ Condition de sécurité contre l'incendie : <ul style="list-style-type: none"> • $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu. • $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. 	11cm	e=15cm
	➤ Condition d'isolation acoustique : Selon BAEL 91 modifiée 99, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.	15cm	
	➤ Résistance à la flexion : $Lx / 50 \leq e \leq Lx / 40$. Avec : $Lx = 1,40 \text{ m}$. Ceci engendre : $140 / 50 \leq e \leq 140 / 40$ $\Leftrightarrow 2.8\text{cm} \leq e \leq 3.5\text{cm}$	3cm	
Balcon	➤ Résistance à la flexion : $e \geq L / 10$. Avec : $l = 140 \text{ cm}$, d'où : $e \geq 14\text{cm}$.	15cm	15cm

Tableau II-4 dimensionnement des dalles pleines.

II.3.3.2. Détermination des charges et surcharges (DTR)

II.3.3.2.1 Balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m ³)	G (KN/m ²)
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
La charge permanent G (KN/m²) =			5,27
La surcharge d'exploitation Q (KN/m²) =			3,5

Tableau II-5 charge et surcharge de balcon.

II.3.3.2.2 Les murs

➤ Détermination des charges et surcharges

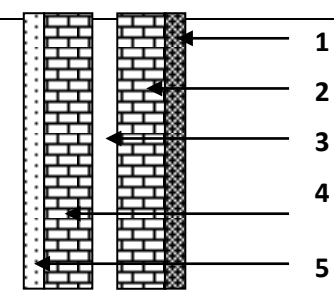
Eléments	Epaisseur	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,20	09	1,8	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,20	09	1,80	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			4,16	

Tableau II-6 poids des différents éléments le mur extérieur.

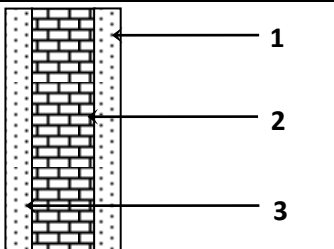
Eléments	Epaisseur	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
2) Briques creuses	0,20m	09	1,8	
3) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
Charge permanente totale G_t			2,2	

Tableau II-7 poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

II.3.4 Poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

Les poutres sont armées par des aciers principaux longitudinaux, coulés sur place, destinés à reprendre les efforts de traction dus à la flexion, et des aciers transversaux, cadres et épingles (ou étriers), destinés à reprendre l'effort tranchant.

Les espaces entre cadres varient en fonction de l'effort tranchant, resserrés quand l'effort tranchant est important, en général près des appuis, et plus espacés quand l'effort tranchant est faible, en général vers le milieu des poutres.

II.3.4.1. Pré-dimensionnement

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**). Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

Selon les règles BAEL 91 :(Art.4.14)	Selon le RPA 2003 :(Art7.5.1)
<p>✓ La hauteur h de la poutre doit être :</p> $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ <p>✓ La largeur b de la poutre doit être :</p> $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <p>Avec : L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre</p>	<ul style="list-style-type: none"> • La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30cm$. • La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20cm$ • Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

II.3.4.2. Vérification aux exigences du RPA 99 Modifié 2003

D'après les conditions du RPA modifié 2003 (article 7.5.1) relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

	L max	Dimension	Condition BAEL	Résultat	Condition RPA
P. secondaire	385cm	Hauteur : h	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$25,66 \leq \square t \leq 38,5$ $\square t = 35cm$	$\square t = 35cm \geq 30$ condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4h \leq b \leq 0,7h_t$	$14 \leq b \leq 24,5$ $b = 25cm.$	$b = 25cm \geq 20$ condition vérifiée
p. principale	455cm	Hauteur : h	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	$30,33 \leq \square t \leq 45,5$ $\square t = 35cm$	$\square t = 40cm \geq 30$ condition vérifiée
		Largeur : b	$0,4\square \leq b \leq 0,7\square t$	$14 \leq b \leq 24,5$ $b = 25cm.$	$b = 25cm \geq 20$ condition vérifiée

Conclusion :

On optera pour les dimensions suivantes :

- **(25 × 35) cm² pour les poutres secondaires.**
- **(25 × 35) cm² pour les poutres principales.**

II.3.5 Poteaux

Ce sont les éléments verticaux qui composent le squelette d'un bâtiment, destiné à stabiliser la structure et transmettre les charges verticales et horizontales subies par l'édifice aux fondations. Les poteaux sont armés par des aciers longitudinaux destinés à limiter le flambement.

Les aciers transversaux sont espacés régulièrement et resserrés dans les zones de recouvrement avec les aciers en attente.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $NS=G+Q$.

II.3.5.1. Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité cette section transversale est donnée par la relation suivante : $S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

N : Effort de compression repris par les poteaux.

S : Section transversale du poteau.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d'exploitation.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 14,2 \text{ MPa}$$

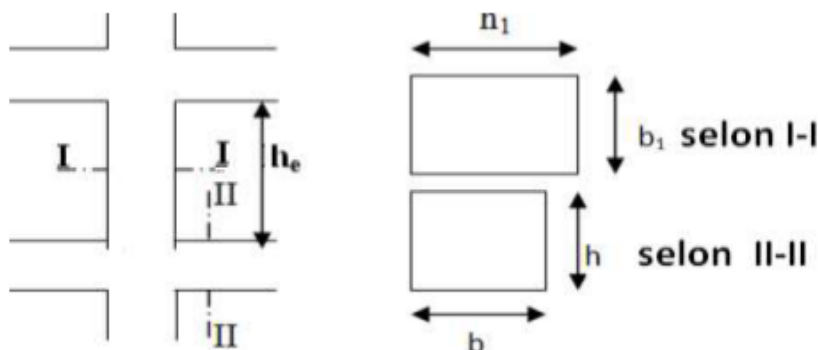
Selon le (RPA 99, A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

Min (b_1 ; h_1) 25cm en zone I et IIa.

Min (b_1 ; h_1) 30 cm en zone III et IIb

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

Avec h_e : hauteur libre des étages.



II.3.5.2. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité

$$St = (1,8 \times 2,1) + (2,275 \times 2,1) + (2,275 \times 1,925) + (1,8 \times 1,925) = 16,39m$$

II.3.5.2.1 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

Elements	dimensions	Poids propre	Résultats	$Q_i = S_t \times Q_i$
Poutre principale	25 × 35	$G_{pp} = (0,25 \times 0,35)(4,125) \times 25$	9,57KN	/
Poutre Secondaire	25 × 35	$G_{ps} = (0,25 \times 0,35) \times 25 \times (3,5)$	8,15KN	/
Poteau E-courant	$H = 3,06m$	$G_{p\ etage} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25$	4,781KN	/
Plancher Terrasse	$St = 16,39m^2$	$G_{pt} = 16,39 \times 5,68$	93,095KN	16,39
Plancher habitation	$St = 16,39m^2$	$G_{p\ \square} = 16,39 \times 5,16$	84,57KN	24,585

Tableau II-8 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.

II.3.5.2.2 Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3)

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme étant indépendante, les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression. les charges sur ces planchers sont prise sous abattement.

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_0 + \frac{(3+n)}{2n \times \sum Q_i} \quad (\mathbf{D. T .R}).$$

$$\frac{(3+n)}{2n \times \sum Q_i} \text{ Coefficient valable pour } n \geq 05$$

$$\frac{3+n}{2n} \text{ Coefficient valable pour } n \geq 05.$$

❖ **Coefficient de dégression de charges**

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

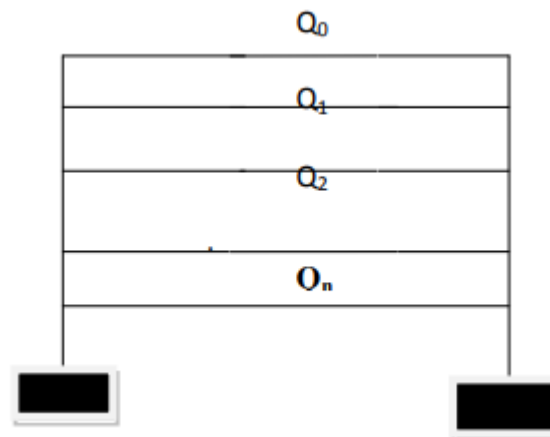
$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$$

$$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$$

$$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$$



Niveau	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			N _s (KN)	A (cm ²)	Choix (cm ²)
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	G _{cumulee}	Q(KN)	Coefficient de dégression	Q _{cumulee}			
terrasse	0	17,72	93,095	110,815	110,815	16,39	1	16,39	127,205	84,80333333	/
6	4,781	17,72	84,57	107,071	217,886	24,585	1	40,975	258,861	172,574	30×30
5	4,781	17,72	84,57	107,071	324,957	24,585	0,95	63,1015	388,0585	258,7056667	30×30
4	4,781	17,72	84,57	107,071	432,028	24,585	0,9	82,7695	514,7975	343,1983333	30×30
3	4,781	17,72	84,57	107,071	539,099	24,585	0,85	99,979	639,078	426,052	35×35
2	4,781	17,72	84,57	107,071	646,17	24,585	0,8	114,73	760,9	507,2666667	35×35
1	4,781	17,72	84,57	107,071	753,241	24,585	0,75	127,0225	880,2635	586,8423333	40×40
RDC	4,781	17,72	84,57	107,071	860,312	24,585	0,714	139,26583	999,57783	666,38522	40×40

Tableau II-9 pré dimensionnement des poteaux

II.3.6 Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)

Selon *Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003* : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone *IIa* doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition** : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- **Deuxième condition** : $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- **Troisième condition** : $1/4 \leq \text{Min}(b_1, \square_1) \leq 4$.

Remarque :

Afin d'éviter le risque de l'éclatement du béton sous l'effort de la densité d'armature, et pour une meilleur répartition, On opte pour une section de :

Conditions du RPA	Poteaux	Valeur calculée	observation
première condition: $\text{Min}(b_1, \square_1) \geq 25\text{cm}$	30 × 30	$\text{Min}(b_1, h_1)$ = 30	Condition vérifiée
	35 × 35	$\text{Min}(b_1, h_1)$ = 35	
	40 × 40	$\text{Min}(b_1, h_1)$ = 40	
Deuxième condition : $\text{Min}(b_1, \square_1) \geq \square_e / 20$	RDC : $h = 3,06\text{m}$	$40 \geq 306/20$ = 15,3	Condition vérifiée
	Etage courant : $h = 3,06\text{m}$	$35 \geq 306/20$ = 15,3	
Troisième condition : $1/4 \leq b/\square \leq 4$	$b = h$	$0,25 \leq b/h = 1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau II-10 Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99

II.3.7 Vérification des poteaux au flambement

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

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.

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

Les structures élancées doivent être vérifiées en tenant compte de l'amplification des déformations dues à l'effort normal dans les pièces comprimées.

A fin d'éviter le risque de flambement des poteaux, l'élancement λ de ceux ci devra satisfaire l'inéquation suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0,7l_0$

i : Rayon de giration $i = \sqrt{I/S}$

I : Moment d'inertie du poteau

B : Section transversale du poteau

L_0 : Langueur libre du poteau.

	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm ⁴)	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau
	L ₀	S(cm ²)				
Poteaux	L ₀	S(cm ²)	L _f =0,7l ₀	I _{min} =h.b ³ /12	$i = \sqrt{I/S}$	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
40 × 40	306	1600	214,2	213333,3333	11,5470053	18,5502641
35 × 35	306	1225	214,2	125052,0833	10,1036297	21,2003018
30 × 30	306	900	214,2	67500	8,66025403	24,7336855

Tableau II-11 Vérification des poteaux aux flambements.

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis de RPA99/version 2003 et la condition de flambement.

Conclusion :

On a procédé au dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivants :

Dalle en corps creux : $16+4=20$ cm

Poutres principales : $(25 \times 35)cm^2$

Poutres secondaires : $(25 \times 35)cm^2$

Voiles de contreventement : $ep = 15$ cm

Poteau niveau RDC et 1^{er} étage : $(40 \times 40)cm^2$

Poteau niveau 2 et 3 : $(35 \times 35)cm^2$

Poteau niveau 4,5 et 6 : $(30 \times 30)cm^2$

CHAPITRE III Calcul des éléments

III.1 INTRODUCTION

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- Planchers
- acrotère
- Balcons
- escalier

III.2 Calcul des planchers

III.2.1 Introduction

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

Les planchers en corps creux sont constitués de :

Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.

- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés)
- Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression

III.2.2 Etude de la dalle de compression (Art B .6.8.423/BAEL99)

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (**TL 520; $\varnothing \leq 6 \text{ mm}$**)

Avec $f_e = 520 \text{ MPa}$ et une épaisseur courante de 4 cm environ.

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un Quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser (Art B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99).

- ❖ **20 cm** : pour les armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp} .
- ❖ **30 cm** : pour les armatures parallèles aux nervures A_{\parallel} .

III.2.3 Calcul des armatures

	Section de calcul	Choix	Espacement
Armatures perpendiculaires aux nervures A_{\perp}	$50 \leq l' = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$ Donc : $A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e} = 4 \times \frac{65}{520} = 0,5$	$5\emptyset 6$ $= 1,41\text{ cm}^2$	$S = 20 \leq S_{max}$ $= 20\text{ cm}$ Condition vérifiée.
Armatures parallèles aux nervures A_{\parallel}	$A_{\parallel} = A_{\perp}/2$ $A_{\parallel} = \frac{1,41}{2} = 0,705\text{cm}^2$	$5\emptyset 6 =$ $1,41\text{ cm}^2$	$S = 20 \leq S_{max}$ $= 33\text{ cm}$ Condition vérifiée.

Tableau III-1 Calcul des armatures perpendiculaires et parallèles aux poutrelles.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL 520) de dimension(5 × 5 × 200 × 200).

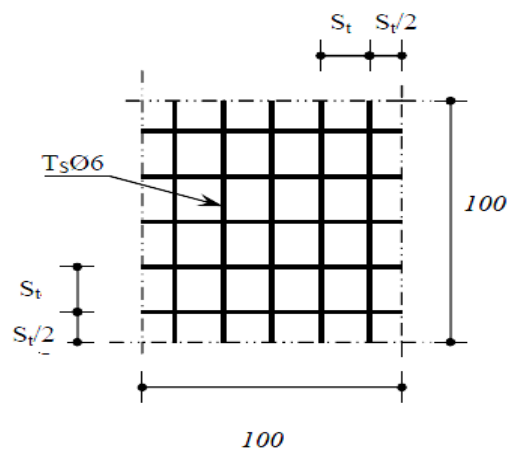


Figure III-1 schéma statique du treillis soudé.

III.2.4 Etude de la poutrelle

III.2.4.1. Dimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2}\right)$$

b_0 : largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.

b : Distance entre axes des poutrelles.

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

L_1 : Longueur de la plus grande travée $L_1 = 4 \text{ m}$.

h_0 : Épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.

h : Hauteur totale de plancher.

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{L_1}{10} = \frac{385}{10} = 38,5 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = 128,33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{on prend } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 0,12 = 65 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.2.4.2. Calcul de la poutrelle

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes:

III.2.4.2.1 Etape 1 : Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

L'objectif c'est déterminer si la poutrelle isostatique ou peut se suffire à elle-même ou bien il faudra prévoir des étais (pied droit) intermédiaire. et l'essentielle de calcul se résume dans le tableau suivant :

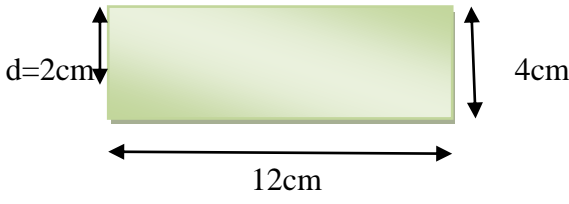
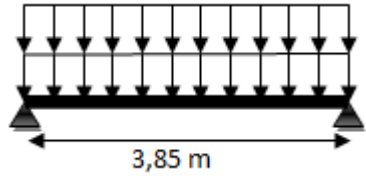
Dimension de la poutrelle	Schéma statique (la plus défavorable)
	
Charges et surcharges	
Poids propre : $G = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{KN/ml}$. Poids d'hourdis : $G = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{KN/ml}$. Le poids de l'ouvrier : $Q = 1 \text{KN/ml}$	
Combinaison de charge à ELU	$qu = 1,35G + 1,5Q = 2,5 \text{KN/ml}$.
Diagramme des moments	$M = qu \cdot l^2 / 8 = 4,632 \text{KN.m}$
Ferraillage (flexion simple)	$\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = 0,6795 \geq \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A ; AC} \neq 0$
Conclusion	
La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaire pour aider la poutrelle a supporté la charge avant de la coulée.	

Tableau III-2 Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression.

Les étais se sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu \leq \mu_l = 0,392 \text{ S.S.A}$$

$$\text{C.-à-d. } \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} \leq \mu_l \quad \text{avec : } M_U = q l^2 / 8$$

$$\text{D'où : } L \leq \left(8 \times \mu_l \times b \times d^2 \times \frac{f_{bu}}{q_U} \right) \times \frac{1}{2}$$

$$L \leq 1 \text{m. On prend : } L = 1,00 \text{m}$$

III.2.4.2.2 Etape 2 : Calcul après coulage de la dalle de compression

Dans ce cas, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et encastree partiellement à ses 02 extrémités. Elle supporte en plus de son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression, ainsi que des charges et surcharges revenant au plancher.

Les règles BAEL91 (Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b) préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{cases}$$

Avec :

- la hauteur de la poutrelle est de $h_t = 20\text{cm}$
- la hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- la longueur libre entre axes des poutrelles $l_1 = 65 - 12 = 53\text{ cm}$
- la longueur libre entre nœuds d'appuis $l = 385\text{ cm}$

Donc on à des poutrelles de : $\begin{cases} h_1 = 20\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{cases}$

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des 3 moments.

III.2.4.2.2.1 Choix de la méthode (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

NB :

La poutrelle qui sera étudiée est celle de la file, c'est le cas le plus défavorable car les longueurs des travées sont plus importantes.

- **Condition d'application de forfaitaire**
- ✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)**

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

$Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$ On a: $Q_{max} = 3,5KN/m^2 \leq \min(2G = 2 \times 5,68; 5) = 5KN/m^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inerties constants	Condition vérifiée
Le rapport successif $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$	Condition non vérifiée

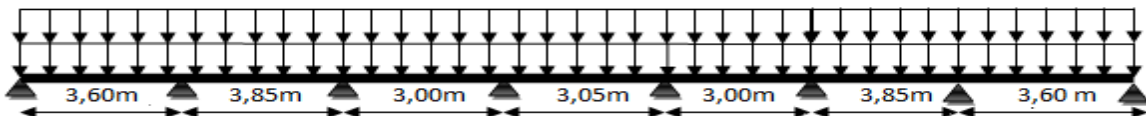
Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable.

➤ **Méthode des 3 moments :**

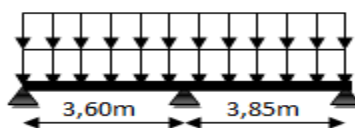
C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire.

✓ **Différents type des poutrelles :**

Type I: niveau: +3,06;; +21,42 m.



Type II: Niveau: +3,06; ...; +21,42m.



✓ **Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :**

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

ELS : $q_s = G + Q$

$P_u = q_u \times b$

$P_s = q_s \times b$ avec : $b = l' = 0,65m$.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m)	P _U (KN/m)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m)
Terrasse	5,68	1	9,168	5,9592	6,68	4,342
Etage courant	5,16	1,5	9,216	5,9904	6,66	4,329

Tableau III-3 Charge et surcharge revenant à la poutrelle.

✓ **Calcul des efforts interne (Méthode 3moments):**

A l'aide de logiciel de calcul des structures *ETABS* on obtient les valeurs suivantes :

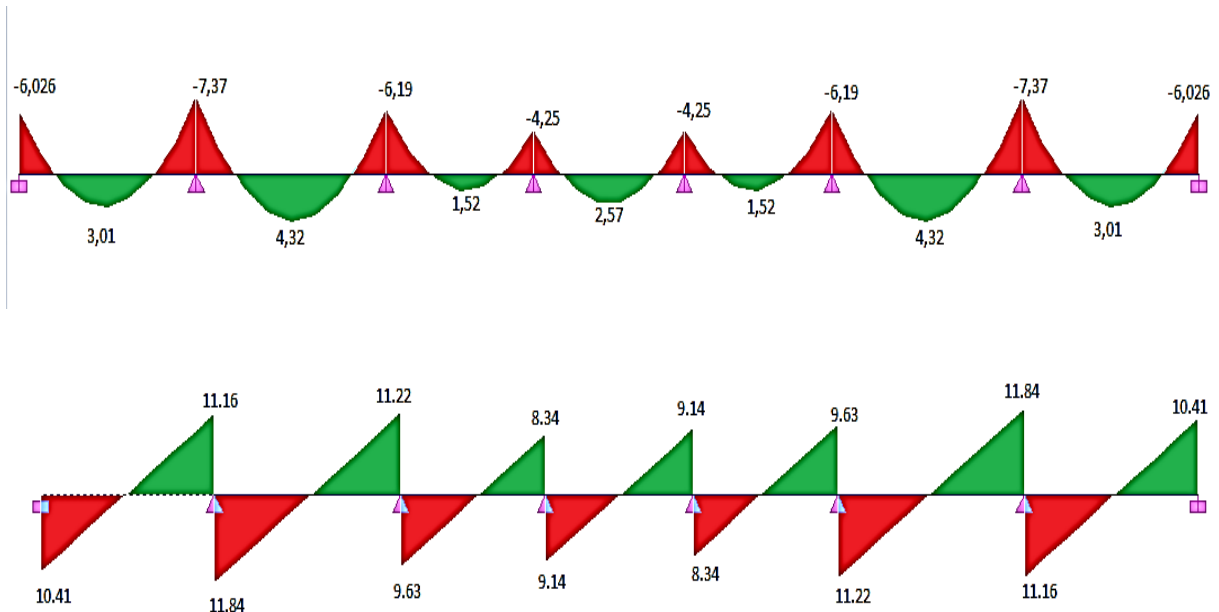


Figure III-2 Diagramme des efforts internes à ELU.

✓ **Ferraillage des poutrelles**

➤ **Armatures longitudinales :**

a) **En travée :** Section en Té soumise à la flexion simple.

Mt (KN.cm)	Mu(KN.cm)	obs.	μ	β	A_{st} (cm ²)	Condition non fragilité	Choix
432	5907.2	SSA	0,014	0,993	0,69	1,41	3HA10

Tableau III-4 Ferraillage des poutrelles en travée.

b) **En appuis :**

Section rectangulaire (hxb₀) soumise à la flexion simple.

Mu (KN.cm)	μ	obs.	β	A_{st}	Condition non fragilités	Choix
737	0,133	SSA	0,928	1,26	0,26	2HA10

Tableau III-5 Ferraillage des poutrelles en appuis.

➤ **Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2.2)**

	<i>Condition</i>	<i>Choix</i>
ϕ_t	$\phi_t \leq (\phi_l; \min; \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10})$ $\phi_t \leq (10mm; 5,7; 1,2mm)$	$\phi_t = 6mm$ On choisit un étrier $A_t = 2\phi_6 = 0,57cm^2$
S_t	$S_t \leq \min(0,9d, 40cm) = 0,9 \times 18,40$ $= 16,5$	$S_t = 15cm$

Tableau III-6 Ferrailage transversales des poutrelles.

III.2.5 Vérification

III.2.5.1. Vérification à ELU

III.2.5.1.1 Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1.3)

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma u_i} < \tau_{s.adm} = 0.6.\psi^2.f_{t28}.$$

$$V_u = 11,84 KN.$$

	Ferrailage	Σu_i	V_u^{max}	τ_{se}	$\tau_{se.adm}$	obc
En travée	3HA10	94,2	11840N	0,776	2,835	C.V
En appuis	2HA10	62,8	11840N	1,16	2,835	C.V

Tableau III-7 ferrailage de l'ELU.

III.2.5.1.2 Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.7.2.2)

Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{11,84.10^3}{120.180} = 0,548MPa$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,20f_{c28}/\gamma_b; 5MPa) = 3,33 MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 0,548MPa < \tau_{adm} = 3,33MPa.$ Condition vérifiée.

Tableau III-8 Vérification de contrainte de cisaillement à l'ELU.

III.2.5.1.3 Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL99/ Art A.5.1.313)

$$V_{max}^u < 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

V_{max}^u	11,84KN
$0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ avec $a = 0,9d$	$0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 KN$
$V_{max}^u = 11,84KN < 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 129,6KN$ Condition vérifiée	

III.2.5.1.4 Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL99/Art A.5.1.321)

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_U^{max} + \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d})$$

Efforts aux appuis	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_U^{max} + \frac{M_{max}}{0,9 \cdot d})$	Observation
$M_U^{max} = -7,37 KN \cdot m$	$-0,96 < 0$	Aucune vérification n'a été effectuée
$V_U^{max} = 11,84KN$		

III.2.5.1.5 Calcul des scellements droit (BAEL99/Art A.6.1.23)

$$L_s = \phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_{se}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers HA. 2 φ = 2cm.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

$$R = 5,5 \text{ cm} = 5,5\phi \text{ HA}$$

<p>φ=10mm</p> <p>$L_s = 1,0 \times 40 / (4 \times 0,2835) = 35 \text{ cm}$.</p> <p>10φ=10cm</p> <p>0,4Ls=15cm.</p> <p>5,5φ=5,5cm.</p>	
--	--

III.2.5.2. Vérification à ELS

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S,

III.2.5.2.1 Diagramme des moments fléchissant

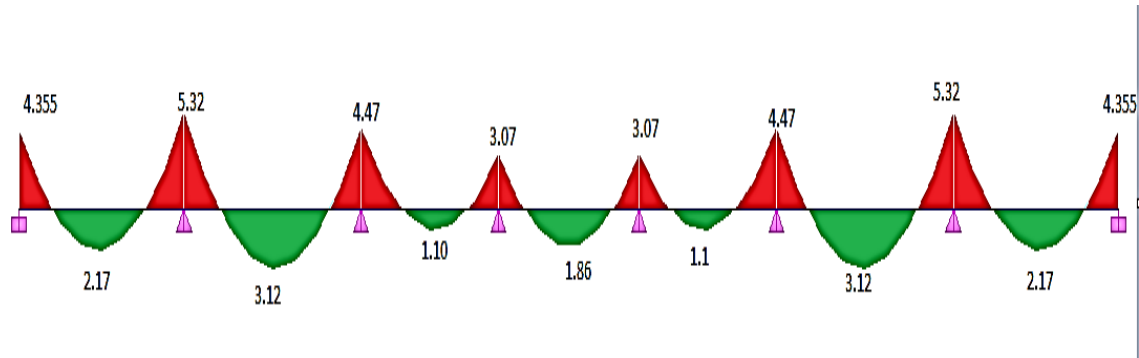


Figure III-3 Diagramme de moment fléchissant à ELS.

III.2.5.3. Vérification l'état limite de la compression du béton

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_s} < \sigma_{adm} = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa.}$$

	AST	M _t	A _t (cm ²)	ρ	β	K ₁	$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s}$	σ _{s.adm}
En travée	3HA10	3.12	2,35	1,09	0,860	20,71	113,805	348
En appui	2HA10	5,32	1,57	0,73	0,876	25,32	196	348

Tableau III-9 Vérification des contraintes de l'acier a l'ELU.

➤ **Contrainte de compression du béton :**

La fissuration non préjudiciable donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\text{En travée : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{113,805}{20,71} = 5,50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Aux appuis : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{196}{25,32} = 7,74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

➤ **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation : (BAEL91. A.B.68.4.24)**

✓ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91) :** $f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v If_v}$

Aire de la section homogénéisée :

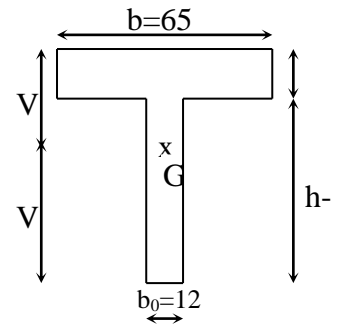
$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

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

Moment statique :

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

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



$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm} ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12) h_0 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,90 - 2)^2 =$$

$$20003,24 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$D' \text{ où: } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,50$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 113,805 + 2,1} ; 0 \right) = 0,48$$

$$If_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,5 \times 0,48} = 12792,77 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{3,12 \times 3,85^2 10^7}{10 \times 10818,87 \times 12792,77} = 0,34 \leq \frac{L}{500} = 0,77 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

III.3 L'acrotère

III.3.1 Introduction

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble contrairement aux poteaux ; poutre et voiles ; donc nous pourrions 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.3.2 Définition:

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité total au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau des planchers terrasse, il est soumis à son poids propre G donnant un effort normal N et une charge d'exploitation horizontale $Q = 1\text{KN/ml}$ dû à la main courante qui engendre un moment de flexion (M) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bonde de **1 m** de largeur.

Caractéristique géométrique de l'acrotère :

La hauteur : $h=60\text{ m}$; L'épaisseur : $h_0= 10\text{cm}$

III.3.2.1. Calcul des sollicitations

➤ Charge permanente

Poids propre de l'acrotère : $G= \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.2)] - 0.03 \times \frac{0.1}{2} = 25 \times 0.0685 = \mathbf{1.712\text{KN/ml}}$$

➤ Surcharge d'exploitation

Surcharge d'exploitation horizontale : ($Q = 1\text{ KN/ml}$)

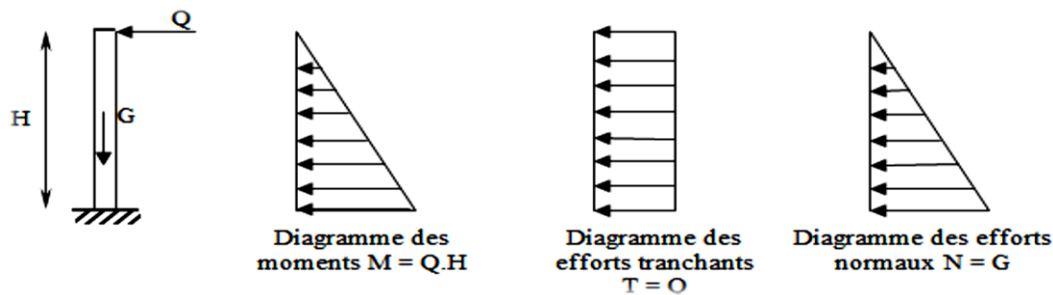


Figure III-4 Diagramme des efforts internes.

III.3.2.1.1 Moment et efforts normaux

Effort normal due au poids propre : $N = G \times 1 = 1.712KN$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1KN$

Moment de renversement M due à Q : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0,6KN.m$

➤ Les combinaisons de charges

ELU : 1.35 G+1.5 Q

- Effort normal de compression due au poids propre

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.712 = 2.311KN$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1,5 KN$$

- Moment de renversement dû à la surcharge Q :

$$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0,6 = 0,9 KN.m$$

ELS : G + Q

- $N_s = N = 1.712KN$
- $T_s = T = 1, KN$
- $M_s = M = 0,9 KN.m$

III.3.2.1.2 Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : épaisseur de section

b : largeur de la section

c : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton $c=c'=3cm$

d : hauteur utile $d = 0,9h = 9cm$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Remarque : le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

➤ **Calcul à l'ELU :**

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2.311} = \mathbf{0,39\ m}$$

$$e_u = 0.39\ m > \frac{\square}{6} = 0,016\ cm = \mathbf{0,16\ m}$$

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

✓ **Calcul en flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = Nu \times g = Nu \left(e + \frac{\square}{2} + c \right) = 2.311 \left(0.39 + \frac{0.10}{2} + 0.03 \right) = \mathbf{1.086\ KN.m}$$

g : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

❖ **Moment réduit :**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2\ Mpa}$$

$$\theta = 1$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ Situation courante}$$

$$f_{c28} = 25\ Mpa$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.086 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14.2} = \mathbf{0.009} < \mu_d = \mathbf{0.392}$$

Donc la section est simplement armée (SSA)

• **Armatures fictives (Flexion simple)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires car la section est simplement armée

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}}$$

$$\mu = 0.009$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0,995$$

$$A_{stf} = \frac{1.086 \times 10^3}{0.995 \times 9 \times 348} = \mathbf{0,348 \text{ cm}^2}$$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.348 - \frac{2.311}{348 \times 10^{-1}} = \mathbf{0.281 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art A.2.1 BAEL 91)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendue qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité

$$A_{st} \geq A_{st}^{min}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1,086 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min} = 1,086 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,281 \text{ cm}^2$$

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU. Donc en adoptera :

$$A_{st} = A_{min} = \mathbf{1,086 \text{ cm}^2}$$

Soit $A_s = \mathbf{4HA8} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$ avec un espacement de **25 cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = \mathbf{0.502 \text{ cm}^2}$$

Soit $\mathbf{4HA8} \quad A = \mathbf{2,01 \text{ cm}^2}$

Avec un espacement de **St = 25 cm**

- **Vérification au cisaillement (BAEL 91 mod 99 Art A 5.1.211)**

La vérification s'effectue à l'ELU la fissuration est considéré comme préjudiciable

$$D'où : \tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

✓ Calcul de la contrainte de cisaillement admissible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

✓ Calcul la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{1.5 \times Q}{b d} = \frac{1.5 \times 1}{100 \times 9} = 0.0016 \text{ KN/cm}^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée pas de risque de cisaillement.

Conclusion :

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

➤ Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91 mod 99 Art A.6.1.3)

La condition $\tau_{se} < \bar{\tau}_{sc}$ doit être vérifiée

$$\bar{\tau}_{sc} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$\Psi_s = 1.5$ Coefficient scellement HA

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma u_i}$$

Σu_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u_i = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 90 \times 100.5} = 0.184 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.184 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ Mpa}$$

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

➤ Vérification des espacements (BAEL 91 Mod 99 Art A .4.5.33)

Nous avons une fissuration préjudiciable.

Nous avons une fissuration préjudiciable.

Armature principale : $S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

$S_t = 25\text{cm} < 30\text{cm}$ CV

Armature de répartition : $S_t = \min(4h; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 20\text{cm} < 40\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Ancrage des armatures : (BAEL91mod 99 Art 6 .1.221)

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835\text{Mpa}}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{28.218\text{ cm}}$$

On prend

$$L_s = \mathbf{30\text{ cm}}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Dans le béton}$$

✓ **Dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max \left(\frac{1}{2} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) \right\} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [226.67 ; \max (200 ; 201.63)]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (226.67 ; 201.63) = 201.63 \text{ Mpa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 9} = \mathbf{0,223}$$

$$\beta_1 = 0,924 \quad \longrightarrow \quad K = 50,79 \quad \text{Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,9 \times 10^3}{0,924 \times 9 \times 2,01} = \mathbf{53,843\text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{st} = 53,843 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K. \sigma_{st}$$

$$K_1 = 50,79 \quad \text{Dans le tableau 7 section rectangulaire en flexion simple.}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{50,79} = \mathbf{0,0196}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0196 \times 53,843 = \mathbf{1,055\text{ Mpa}}$$

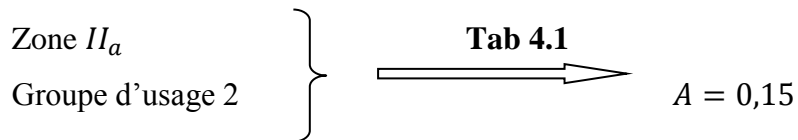
$$\sigma_{bc} = 1,055 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA 99/version2003) :
- ✓ Détermination de l'effort due au séisme

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99 version 2003 Art 4.2.3)



C_p:Facteur de force horizontale

$$C_p = 0,8 \quad \Longrightarrow \quad \text{Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3}$$

W_p: Poids de l'acrotère $W_p = 1,712 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,712 = 0,82 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,82 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} < Q = 1 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Armatures principales: 4HA8=2,01cm²

espacement de 25 cm.

Armatures de répartition: 4HA8= 2,01cm²

espacement de 25 cm

III.4 Balcon

III.4.1 Introduction

Le balcon se calcul comme une console encastrée dans le plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre G , au poids propre du garde-corps et à une charge Q d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur. L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12cm$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11cm$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on prend $e = 15 cm$.

III.4.2 Calcul des sollicitations

Evaluation des charges :

$$\begin{cases} G = 5,27 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour un 1 ml :

$$\begin{cases} G = 5,27 \text{ KN/m} \\ Q = 3,5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

- **Combinaison :**

$$Qu = 1,35G + 1,5Q = 12,364 \text{ KN/m}$$

$$Qs = G + Q = 8,77 \text{ KN/m}$$

III.4.3 Calcul des moments

On a : $\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{4,55} = 0,307 < 0,4$ donc la dalle porte en un seul sens.

$$\begin{cases} M_t = 0,8M_0 \\ M_a = 0,5M_0 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 3,029 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,8M_0 = 2,423 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5M_0 = 1,514 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.4.4 Calcul de ferrailage

➤ **ELU**✚ **En appui**✓ **Armatures principale**

La console se calcul en flexion simple avec une bonde de 1 m de largeur.

$$D = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,514 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,0058 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0073$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,118 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1,514 \times 10^{-3}}{0,118 \times 348} = 0,036 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** ⇒ **$A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement de

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

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** ⇒ **$A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$** . Avec un espacement de

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

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,771 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Adopter} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,771 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **En travée :**✓ **Armatures principale :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,423 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,00932 < \mu_{id} = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (**S.S.A**)

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,0108$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,118 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{2,423 \times 10^{-3}}{0,118 \times 348} = 0,059 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** $\Rightarrow A_{Ap} = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22,5 \times 2,1}{400} = 2,716 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{Adopter} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,716 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des espacements des barres (BAEL 91 modifiée 99 A.4.5.33)**

❖ **Armatures principale : $S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$**

$$A_{Adopter} = 25 \text{ cm} \leq S_t = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition: $S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$**

$$S_{tAdopter} = 33 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification aux cisaillements (art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{(b d)} < \tau_u \text{ Avec : } T_u = q_u \times l = 12,3645 \times 2 = 24,729 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{24,364 \times 10^3}{100 \times 135} = 1,80 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,80 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

M'adhérence des barres doit vérifiée la relation : $\tau_{se} \leq \tau_{sc}$

$$\tau_{sc} = \psi_{sc} \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 10 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,364 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 12,56} = 0,016 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,016 \text{ MPa} \leq \tau_{sc} = 3,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

✓ **Influence de l'effort tranchant**

❖ **Influence sur les aciers (art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(24,729 - \frac{1,514}{0,9 \times 0,135} \right) \times \frac{1,15}{40} \geq 0,35 \text{ cm}^2$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,35 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ **Influence sur le béton (art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)**

On doit vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,35 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0,35 \times \frac{25 \times 100 \times 13,5}{1,5} \times 10^{-1} = 787,5 \text{ KN}$$

$T_u = 24,729 \text{ KN} < 787,5 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

✓ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (art 6.1.22 NAEL 91 modifiée 99)**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_u}$$

$$\tau_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,273 \text{ cm} \text{ On prend } L_s = 35 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4L_s$ pour les aciers HA

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,273 = 14,109 \text{ cm}, \text{ On prend } L = 15 \text{ cm}$$

✓ **Vérification a l'ELS:**

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, On prend les fissurations comme étant des fissurations préjudiciables.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Les contraintes dans les aciers.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Les contraintes dans le béton.}$$

❖ **Vérification des contraintes a l'ELS :**

• **Vérification des contraintes au niveau de l'acier :**

$$\bar{\sigma}_{st} = \begin{cases} f_e & \text{pour fissuration peu préjudiciable} \\ \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{f_e}{2}, 110 \sqrt{1,6 f_{t28}} \right) \right\} & \text{pour fissuration préjudiciable} \\ \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} & \text{pour fissuration très préjudiciable} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\left\{ \frac{2}{3} 400, \max \left(\frac{1}{2} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,66, \max(200; 201,63) \} = 201,63 \text{ MPa}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{1,514}{5,65 \times 0,923 \times 13,5} = 21,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13,5} = 0,23$$

$$\beta = 0,923 \text{ et } k = 49,93$$

$$\sigma_s = 21,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

▪ **En travée :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2,423}{5,65 \times 0,923 \times 13,5} = 34,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13,5} = 0,23$$

$$\beta = 0,923 \text{ et } k = 49,93$$

$$\sigma_s = 34,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 200 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

• **Vérification des contraintes au niveau du béton (BAEL99/ Art A.2.1.12).**

Contrainte limite de béton :

$$\sigma_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte de béton calculée :

▪ **Aux appuis :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{25,5}{49,93} = 0,511 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,511 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,511 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

▪ **En travée :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{34,41}{49,93} = 0,689 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,689 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,689 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

❖ **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$h/l > 1/16 \leftrightarrow 15/140 = 0,11 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$h/l \geq M_s/(10.M_0) \leftrightarrow 0,11 \geq 0,1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{st}/(b.d) \leq 4,2/f_e \leftrightarrow 0,0033 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

Conclusion :

- **Aux appuis :**
 - ❖ Armatures principale : 4HA10 espacement 25 cm
 - ❖ Armatures de répartition : 4HA8 espacement de 25 cm
- **En travée :**
 - ❖ Armatures principale : 4HA10 espacement 25 cm
 - ❖ Armatures de répartition : 4HA8 espacement de 25 cm

III.5 Escalier

III.5.1 Introduction

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction. Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques, notre bâtiment est composé d'un escalier à (02) volées.

III.5.2 Nomenclature

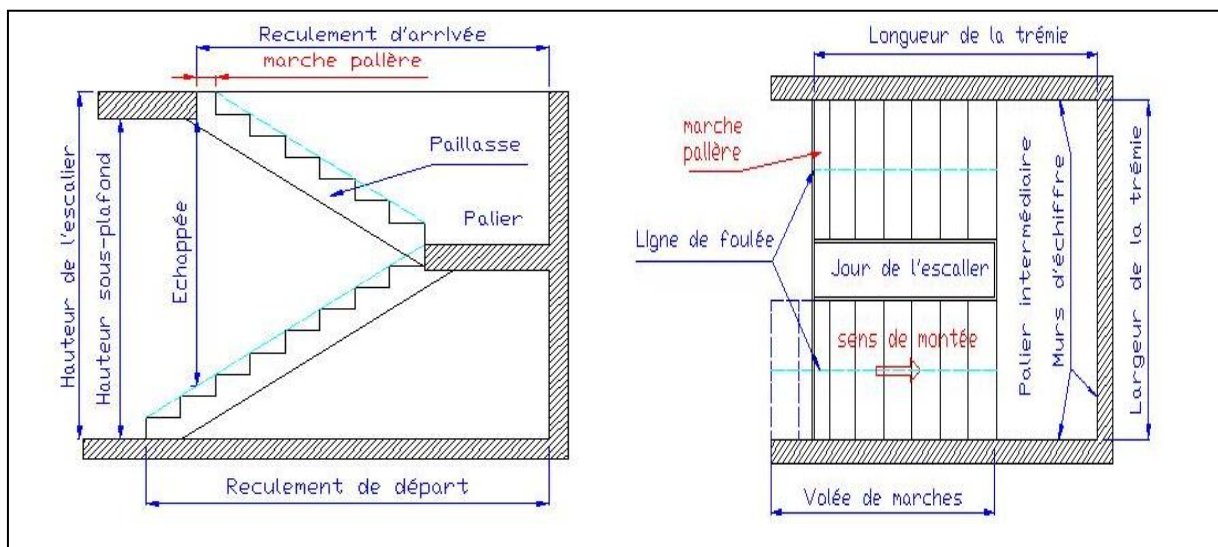


Figure III-5 Coupe vertical d'un escalier.

- **La marche** : est une partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie,... etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant contre marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BONDEL qui est :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **g** : largeur de la marche.
- **h** : hauteur de la contre marche.
- **e** : épaisseur la paillasse et de palier.
- **H** : hauteur de la volée.
- **l** : portée de la paillasse.
- **l₂** : longueur du palier.
- **l₁** : longueur de la paillasse projetée.
- **L** : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.5.3 Différent types d'escaliers

- Droit.
- Quartier tournant bas ou haut.
- Quartier tournant intermédiaire.
- Quartier tournant haut et bas.
- Double quartier tournant.

III.5.4 Calcul de l'escalier

Notre escalier est constitué de deux colées, donc le calcul se fera pour une volée.

III.5.4.1. Pré dimensionnement

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$

$$28 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$N = h/17 = 153/17 = 9$ n : nombre de marche

$$n - 1 = 9 - 1$$

$n - 1$: nombre des marches

$$G = 1/n - 1 = 240/8 = 30 \text{ cm}; \quad L : \text{longueur de la paille}$$

$$D'où : 2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

Donc :

$$59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.5.4.2. Dimensionnement de la paille

L'épaisseur de la paille (ep) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

$$Tg\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32,51^\circ$$

$$L_0 : \frac{240}{\cos\alpha} + 100 = 384,59 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur de la paille est :

$$\frac{384,59}{30} \leq ep \leq \frac{384,51}{20}$$

$$12,81 \leq ep \leq 19,23$$

NB : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.5.4.3. Calcul des sollicitations

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale et la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charge permanente

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36
Poids des marches	0,085	25	2,125
Paillasse	0,2017	25	5,0425
Enduit de ciment	0,02	22	0,44
Garde-corps en bois	0,06		0,06
totale			8,8275

Tableau III-10 charge permanente de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Couche de sable	0,02	18	0,36
palier	0,17	25	4,25
Enduit en ciment	0,02	22	0,44
totale			5,85

Tableau III-11 charge permanente du palier de repos.

b) Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.22)

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.5.4.4. L'état limite ultime ELU : $1,35G + 1,5Q$

La volée : $q_{u1} = (1,35 \times 8,827 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 15,66 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_{u1} = (1,35 \times 5,85 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ ml} = 11,65 \text{ KN/ml}$

 Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_{/x} = 0$$

$$\sum F_{/x} = 0 \quad \sum F_{/x} = R_A + R_B = (15,66 \times 2,4) \times 2 + (11,65 \times 1,35) = 90,89 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

$$\sum M_{/x} = 0$$

$$6,15 RB - 279,50 = 0$$

$$R_B = 45,45 \text{ KN}$$

$$R_A = 90,89 - 45,45 = 45,44 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4$

$$T(x) = 45,44 - 15,66x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 45,44 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 & T(2,4) = 7,856 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 45,44x - 15,66 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 & M(2,4) = 64,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2: $2,4 \leq x \leq 3,75$

$$T(x) = 39,79 - 9,624x$$

$$\begin{cases} x = 2,4 & T(2,4) = 39,79 \text{ KN.m} \\ x = 3,75 & T(3,75) = 3,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 45,10 + 7,86x - 11,65 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,4 & M(2,4) = 30,412 \text{ KN.m} \\ x = 3,75 & M(3,75) = -7,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 2,4$

$$T(x) = 45,45 - 15,66x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 45,45 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 & T(2,4) = -50,86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 45,45x - 15,66 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 6,15 & M(6,15) = -16,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	0	45,44	0
	2,4	7,856	64,2
$2,4 \leq x \leq 3,75$	2,4	39,79	30,412
	3,75	-3,69	-7,34
$0 \leq x \leq 6,15$	0	45,45	0
	6,15	-50,86	-16,63

Tableau III-12 récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

✚ Calcul du moment max

$$T(x) = 45,44 - 15,66x = 0$$

La distance correspondant au moment max est $x = \frac{45,44}{15,66} = 2,90 \text{ m}$

Donc $M_{max} = 45,44 \times 2,90 - 15,66 \frac{2,90^2}{2} = 65,92 \text{ KN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

M_{max} aux appuis:

$$M_{max} = -0,3 \times 65,92 = -19,776 \text{ KN.m}$$

M_{max} en travée:

$$M_{max} = 0,85 \times 65,92 = 56,032 \text{ KN.m}$$

✚ 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 1m.

$$d = 15 \text{ cm} \quad ; \quad H = 17 \text{ cm} \quad ; \quad C = C' = 2 \text{ cm} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

✓ Aux appuis : $M_{max}^A = -19,776 \text{ KN.m}$

- Armatures principale :

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,776 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc : la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_A = 0,059 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta = 0,9695$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19,776 \times 10^3}{0,9695 \times 15,3 \times 348} = 3,83 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

✓ en travée : $M_{max}^t = 56,032 \text{ KN.m}$

- **Armatures principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{56,032 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,2} = 0,001 < \mu_{id} = 0,392$$

Donc : la section est simplement armée (SSA)

$$\mu_A = 0,001 \quad \xrightarrow{\text{tableau}} \quad \beta = 0,9995$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56,032 \times 10^3}{0,9995 \times 15,3 \times 348} = 10,52 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 8HA14 $\Rightarrow A_{Ap} = 12,32 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{12,32}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 4HA12 $\Rightarrow A_{Ap} = 4,52 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

❖ Vérification à l'ELU

- ✓ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

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.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire le C.N.F $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

➤ **Calcul de la section minimale**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{cj}}{f_e}, \text{ avec: } f_{c28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_{adopter} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

En travée :

$$A_{adopter} = 15,70 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,81 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres**

$$❖ \text{Armature principale } S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En travée : $S_t = 20 \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$❖ \text{Armature de répartition } S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Aux appuis $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

En travée : $S_t = 20 \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{(b d)} < \tau_u \text{ Avec : } T_{max} = 45,45 \text{ KN}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\tau_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{45,45}{100 \times 15,3} = 0,029 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,029 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}} \text{ avec : } \overline{\tau_{sc}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$$\begin{aligned} \sum U_i &= n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm} \\ &= 5 \times 3,14 \times 2 = 31,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\tau_{se} = \frac{45,45 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 188,4} = 1,75 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{se} = \frac{45,45 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 314} = 1,05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

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

✓ **Influence de l'effort tranchant**

- **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A = \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(45,45 \times 10^3 + \frac{-19,776 \times 10^3}{0,9 \times 153}\right) \frac{1,15}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = -1,30 \text{ cm}^2$$

- **Influence sur le béton (BAEL 91 mod 99 ART A 5.1.313)**

$$\frac{2T_{max}}{0,9b_0d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28}b_0d}{\gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28}b_0d}{\gamma_b}$$

$$0,36 \frac{f_{c28}b_0d}{\gamma_b} = 0,36 \frac{25 \times 10^3 \times 150}{1,5} = 9 \times 10^5 N = 900 KN$$

$$T_{max} = 45,45 KN < 900 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 mod 99)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \phi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 MPa$$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm et } l_s = \frac{400 \times 2}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent l'épaisseur du paillasse. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA :

$$L_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

III.5.4.4.1 A l'état limite de service ELS : G + Q

$$\text{La volée : } q_{u1} = (8,827 + 2,5) \times 1ml = 11,327 KN/ml$$

$$\text{Le palier : } q_{u1} = (5,85 + 2,5) \times 1ml = 8,35 KN/ml$$

Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F_{/x} = 0$$

$$\sum F_{/x} = 0 \quad \sum F_{/x} = R_A + R_B = (11,327 \times 2,4) \times 2 + (8,35 \times 1,35) = 65,858 \frac{KN}{ml}$$

$$\sum F_{/x} = 0$$

$$\sum M_{/x} = 0$$

$$6,15 RB - 123,83 = 0$$

$$R_B = 20,13 \text{ KN}$$

$$R_A = 65,858 - 20,13 = 45,728 \text{ KN}$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2,4$

$$T(x) = 45,728 - 11,372x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 45,728 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 & T(2,4) = 18,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 45,728x - 11,372 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 2,4 & M(2,4) = 76,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2: $2,4 \leq x \leq 3,75$

$$T(x) = 38,478 - 8,35x$$

$$\begin{cases} x = 2,4 & T(2,4) = 18,438 \text{ KN.m} \\ x = 3,75 & T(3,75) = 7,165 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 32,75 + 18,08x - 4,175 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 2,4 & M(2,4) = 52,09 \text{ KN.m} \\ x = 3,75 & M(3,75) = 41,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 6,15$

$$T(x) = 20,13 - 11,372x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 20,13 \text{ KN.m} \\ x = 6,15 & T(6,15) = -49,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 20,13x - 11,372 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 6,15 & M(6,15) = -14,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon	X (m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,4$	0	45,728	0
	2,4	18,43	76,99
$2,4 \leq x \leq 3,75$	2,4	18,43	52,09
	3,75	7,165	41,94
$0 \leq x \leq 6,15$	0	20,13	0
	6,15	-49,81	-14,84

Tableau III-13 récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU

✚ Calcul du moment max

$$T(x) = 45,728 - 11,372x = 0$$

La distance correspondant au moment max est $x = \frac{45,728}{11,372} = 4,02 \text{ m}$

Donc $M_{max} = 45,728 - 11,372 \frac{4,02^2}{2} = -46,16 \text{ KN.m}$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée.

M_{max} aux appuis:

$$M_{max} = -0,3 \times -46,16 = 13,85 \text{ KN.m}$$

M_{max} en travée:

$$M_{max} = 0,85 \times -46,16 = 39,236 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification à l'ELS

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} : \text{ dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} : \text{ dans le béton}$$

- Aux appuis

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{Ap}}{A_{Ap}\beta_1 d} \text{ Avec : } A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 13,85 \text{ KN.m} ; d = 15,3 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15,3} = 0,369$$

$$\begin{cases} k_1 = 38,19 \\ \beta_1 = 0,906 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{13,85}{0,906 \times 15,3 \times 5,65} = 179,84 \text{ MPa} \quad \text{Avec: } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179,84 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38,19} = 0,0261$$

$$\sigma_{bc} = 0,0261 \times 197,84 = 4,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,69 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} \quad \text{Avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 ; \quad M_t = 39,36 \text{ KN.m} ; \quad d = 15,3 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15,3} = 1,026$$

$$\begin{cases} k_1 = 20,591 \\ \beta_1 = 0,8595 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{39,36 \times 10^3}{0,8595 \times 15,3 \times 15,70} = 190,64 \text{ MPa} \quad \text{Avec: } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 190,64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{avec } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{20,591} = 0,0485$$

$$\sigma_{bc} = 0,0485 \times 190,64 = 9,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche**

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 mod 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \quad \text{avec : } h = 17 \text{ cm : hauteur totale,}$$

$$L = 3,05 \text{ m : portée entre nus d'appuis,}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{Mt}{10 M_0} \quad Mt : \text{moment maximum en travée,}$$

Mt : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures,}$$

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,17}{3,05} = 0,0557 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500} \quad \text{avec : } q_s = 11,327 \text{ KN/ml}$$

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

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}; \quad S_{xx}: \text{moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15,3 = 15746,675 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la surface homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 17) + 15,3 \times 5,65 = 1786,445 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{15746,675}{1786,445} = 8,80 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = 8,20 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} (8,80^3 + 8,20^3) + 15 A_t (8,20 + 2)^2 = 49912,05 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{11,327 \times 3,05^2 \times 10^3}{10818,86 \times 49912,05} = 0,00000254 \text{ m} = 0,000254 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{305}{500} = 0,61$$

$$f = 0,000254 \leq \bar{f} = 0,61 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

- ❖ Armatures principale : 4HA12 espacement 25 cm
- ❖ Armatures de répartition : 4HA12 espacement de 25 cm

- En travée :

- ❖ Armatures principale : 8HA14 espacement 15 cm
- ❖ Armatures de répartition : 4HA12 espacement de 25 cm

III.6 Etude d'une poutre palière

III.6.1 La poutre palière

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \cdot h$), avec une portée de 305 cm, reposant sur deux appuis (partiellement encastrée dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mus de dessus.

III.6.2 Pré dimensionnement de la poutre palière

La hauteur h_t est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{305}{15} \leq h \leq \frac{305}{10}$$

$20,33 \text{ cm} \leq h \leq 30,5 \text{ cm}$; Nous optons pour $h = 30 \text{ cm}$

La largeur b est donnée par la formule suivante :

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 20 \text{ cm}$

III.6.3 Détermination des charges

III.6.3.1. Charge permanente

- Poids propre de la poutre : $P_{pp} = 25 \times 0,2 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du mur en brique creuses : $P_{pm} = 0,9 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de l'enduit en ciment : $P_{pend} = 0,18 \times 4 = 0,72 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_A = 29,38 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_A = 21,18 \text{ KN}$

III.6.3.2. Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

✓ Calcul à l'état limite ultime ELU : $1,35G + 1,5Q$

$$q_{u1} = 1,35G + R_{Au} = 1,35 \times 4,245 + 29,35,11 = 35,11 \text{ KN/ml}$$

❖ Calcul des efforts internes :

- **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35,11 \times 3,05^2}{8} = 40,83 \text{ KN m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{35,11 \times 3,05}{2} = 53,54 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3M_{max} = -0,3 \times 40,83 = -12,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 53,54 = 45,51 \text{ KN.m}$$

III.6.4 Calcul des armatures

$$D = 27 \text{ cm} ; H = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2,5 \text{ cm} ; ; b = 20 \text{ cm}$$

a) En travée : $M_{max}^t = 45,51 \text{ KN.m}$

❖ Armatures principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45,51 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,219 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_t = 0,219 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,875$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,51 \times 10^3}{0,875 \times 27 \times 348} = 5,53 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 3HA12 filante+2HA12 chapeau $A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$

b) Aux appuis : $M_{max}^a = -12,25 \text{ KN.m}$

❖ Armatures principale :

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,25 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,059 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_t = 0,059 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9695$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,25 \times 10^3}{0,9695 \times 27 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : 3HA12 $A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$

❖ Calcul des armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left\{ \frac{H}{35}; \phi_l; \frac{B}{10} \right\} = \{10 ; 12 ; 30\} = 8 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armatures $4HA8 = A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

(Un cadre+ un étrier)

III.6.5 Vérification à l'ELU

❖ Exigence du RPA (Art 7.5.2 RPA 99 version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section (0,5% de S)

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 5HA12 + 2HA12 = 9,04 \text{ cm}^2$$

$$0,5\% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9,04 \text{ cm}^2 > 0,005 \times b \times h = 3 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis :

$$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification aux cisaillements (BAEL91/99 Art 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{(b d)} < \tau_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 45,45 \text{ KN}$$

• Calcul de la contrainte de cisaillement admissible :

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

• Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{53,54 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,991 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,991 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée. Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

✓ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}} \text{ Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{53,54 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 188,4} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_{se} = 1,17 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

✓ **Influence de l'effort tranchant**

- **Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

$$A = \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(53,54 \times 10^3 + \frac{-12,25 \times 10^3}{0,9 \times 270} \right) \frac{1,15}{400} = 0,49 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A = 0,49 \text{ cm}^2$$

- **Influence sur le béton (BAEL 91 mod 99 ART A 5.1.313)**

$$\frac{2T_{max}}{0,9b_0d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \frac{25 \times 10^3 \times 200 \times 270}{1,5} = 324 \times 10^3 \text{ N} = 324 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 53,54 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 mod 99)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \phi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA :

$$L_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

- **Espacement des barres (Art 7.5.2.2 RPA 91 version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \Rightarrow \frac{A_t}{0,003b} = \frac{2,01}{0,003 \times 20} = 33,5 \text{ cm}^2$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(7,5 ; 9,6), \text{ on opte pour } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}, \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm}$$

NB : les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Calcul à l'état limite de service ELS $G + R_{Au}$**

$$q_s = G + R_{Au} = 25,425 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des efforts internes**

- **Moment isostatique**

$$M_u = M_u^{max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{25,425 \times 3,05^2}{8} = 29,56 \text{ KN m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{25,425 \times 3,05}{2} = 38,77 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effort de semi encastrement on aura :

$$M_{max}^A = -0,3M_{max} = -0,3 \times 29,56 = -8,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 29,56 = 25,13 \text{ KN.m}$$

a) Vérification à l'ELS

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} : \text{ dans l'acier}$$

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$: dans le béton

- **Aux appuis**

- ✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap}\beta_1 d} \text{ avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 8,87 \text{ KN.m} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 27} = 0,627$$

$$\begin{cases} k_1 = 27,888 \\ \beta_1 = 0,8834 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{8,87 \times 10^3}{0,8834 \times 27 \times 3,39} = 109,69 \text{ MPa} \text{ Avec: } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 109,69 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{27,888} = 0,0358$$

$$\sigma_{bc} = 0,0358 \times 109,69 = 3,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

- ✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t\beta_1 d} \text{ avec : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 ; M_t = 25,13 \text{ KN.m} ; d = 27 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{20 \times 27} = 1,046$$

$$\begin{cases} k_1 = 123,9 \\ \beta_1 = 0,964 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{25,13 \times 10^3}{0,964 \times 27 \times 5,65} = 170,884 \text{ MPa} \text{ Avec: } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 170,884 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

- ✓ **Vérification de la contrainte dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ avec } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{123,9} = 0,0081$$

$$\sigma_{bc} = 0,0081 \times 170,884 = 1,38 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

✓ **Vérification de la flèche**

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 mod 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites.

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

avec : h = 30 cm : hauteur totale,

$$L = 3,05 \text{ m} :$$

portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$$

Mt : moment maximum en travée,

Mt :

valeur maximum du moment isostatique,

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

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{l} = \frac{0,30}{3,05} = 0,0983 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{25,13}{10 \times 29,56} = 0,085 < \frac{h}{l} = 0,106 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{20 \times 27} = 0,0104 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

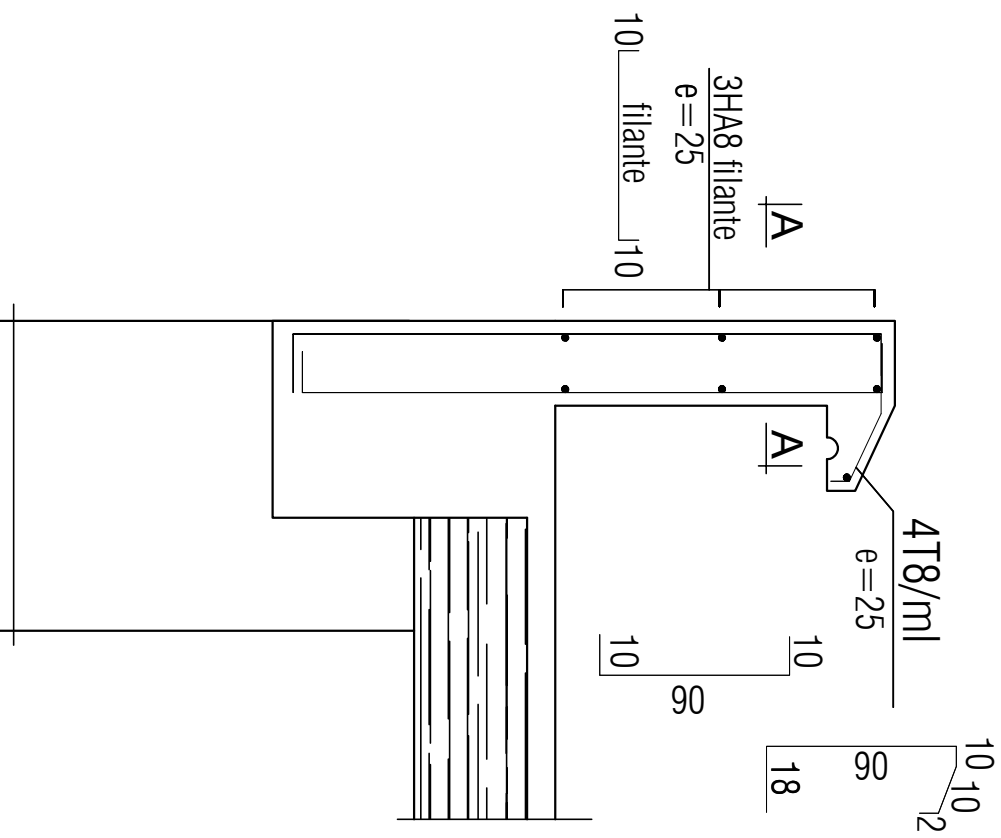
❖ **Armatures longitudinales :**

- En travées : **3HA12 filante+2HA12 chapeau**
- Appuis : **3HA12**

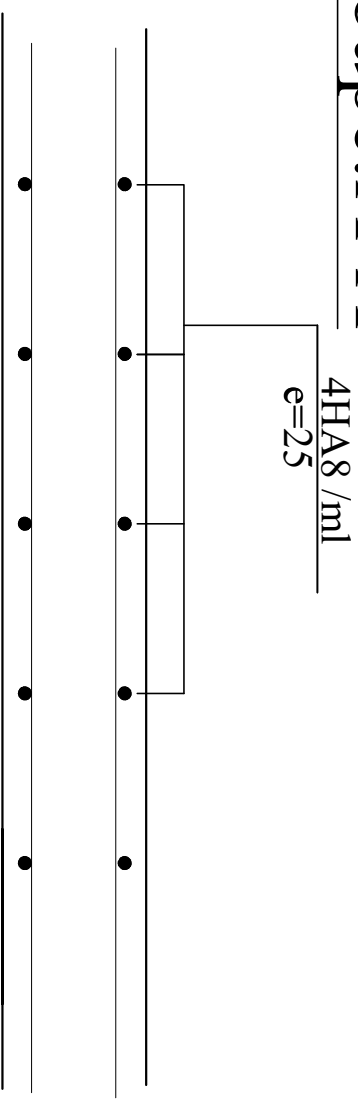
❖ **Armatures transversales :**

- Un cadre et étrier **HA8**

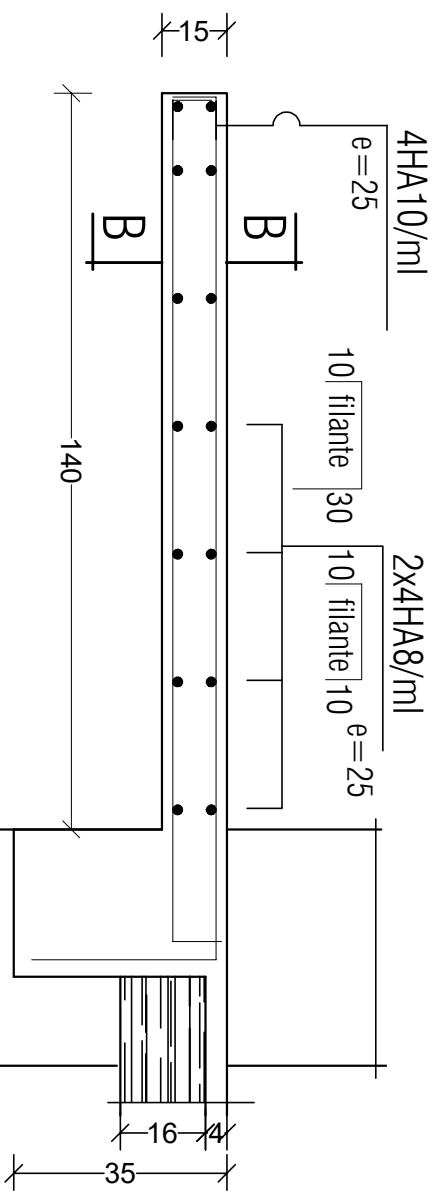
Ferrailage de l'acrotère



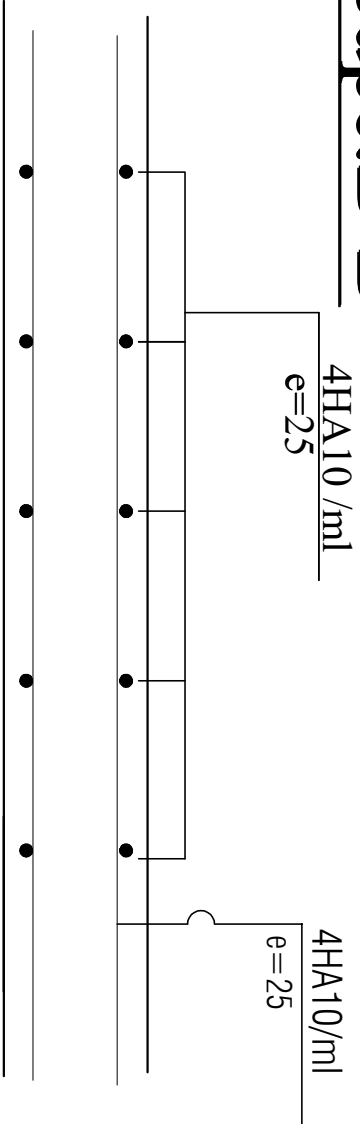
Coupe: A-A



Ferrailage des balcons

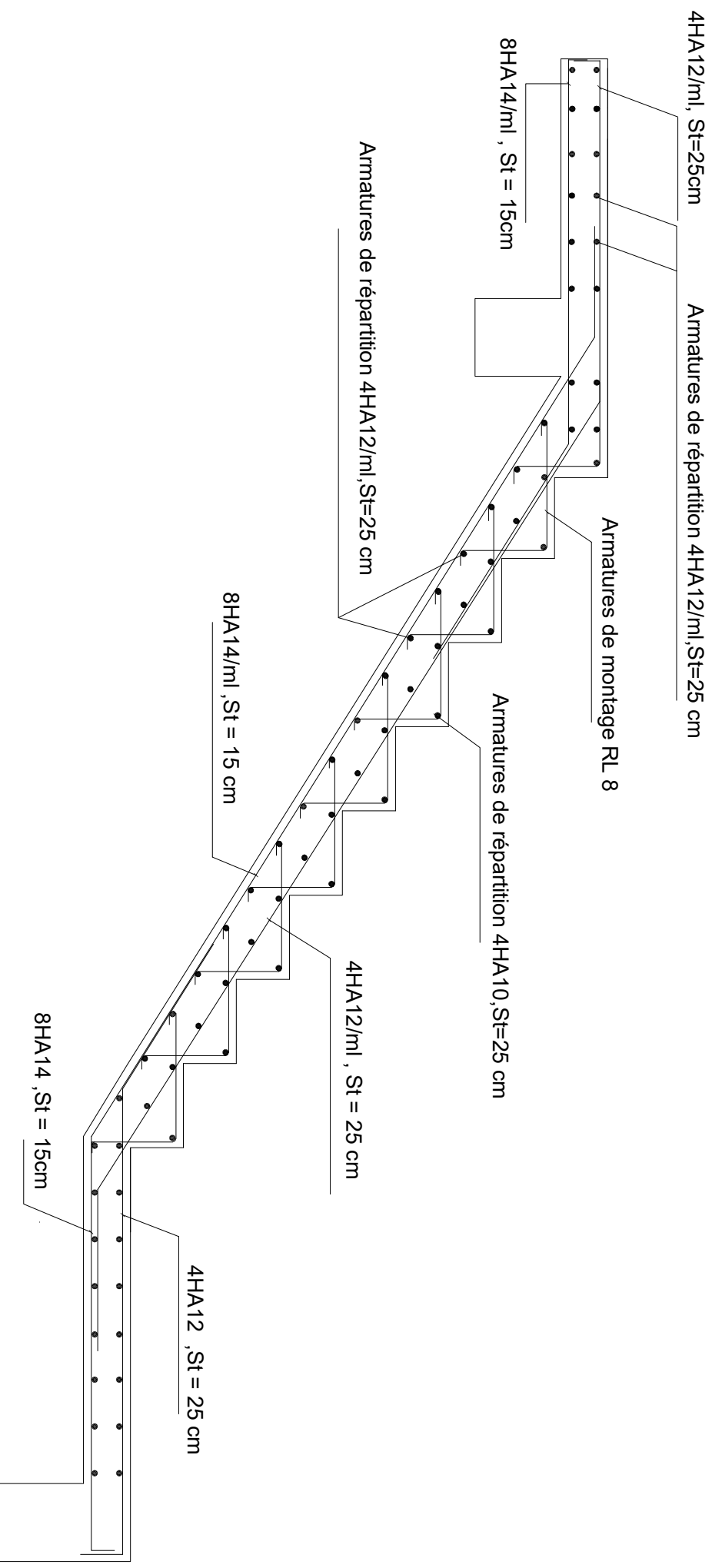


Coupe: B-B

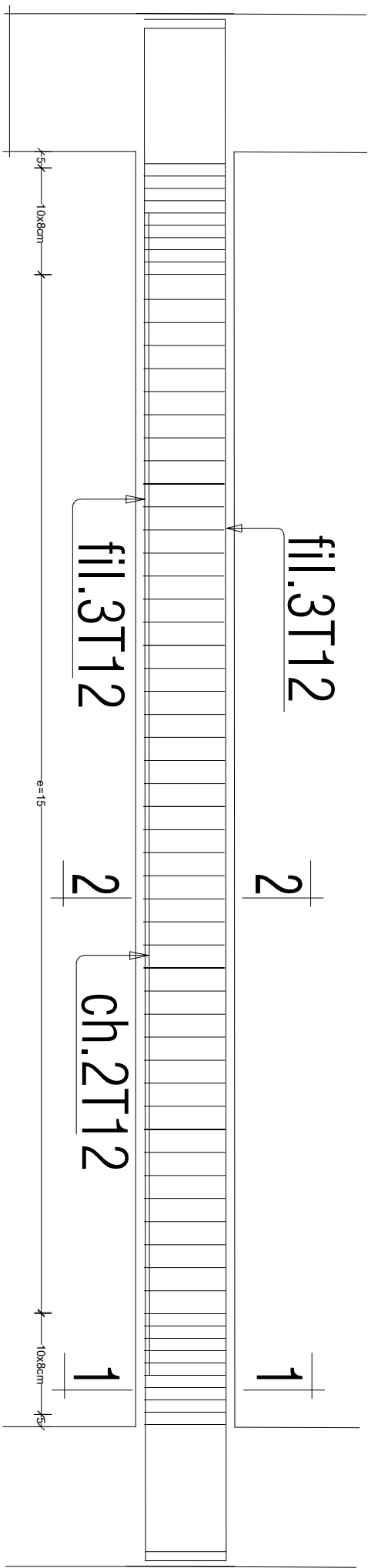


PLAN DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS

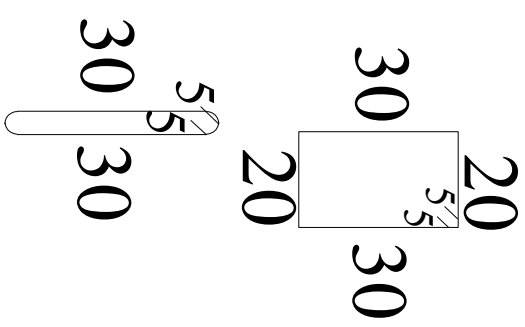
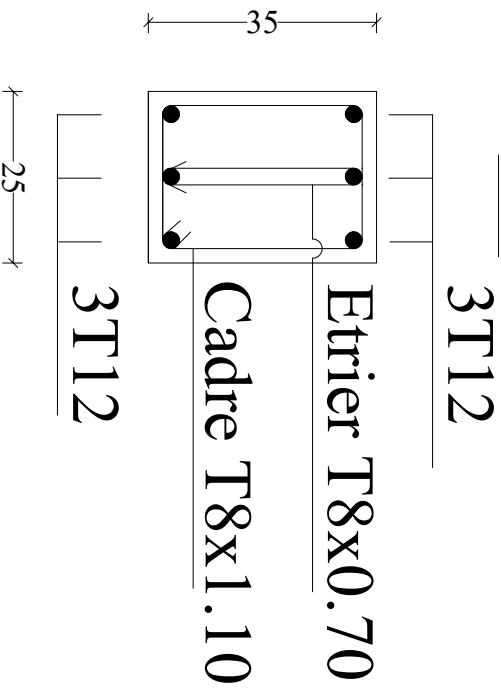
Voîée 1.



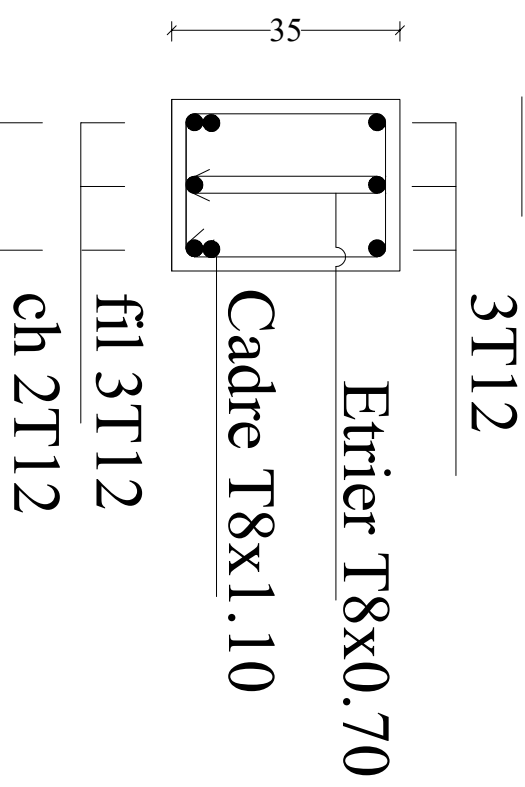
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (25X35)



1-1



2-2



CHAPITRE IV Etude de contreventement

IV.1 Introduction

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structural et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armée
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

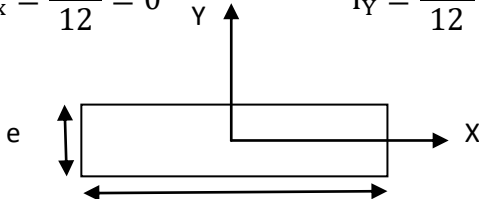
IV.2 Rigidité des refends

IV.2.1 Les étapes d'étude de contreventement :

IV.2.1.1. Caractéristiques géométriques de refends

➤ Inerties des refends pleins

- Les refends longitudinaux : $I_x \ll I_y$ ($e \ll L$)

$$I_x = \frac{L E^3}{12} = 0 \quad I_y = \frac{E L^3}{12}$$


- Les refends transversaux : $I_y \ll I_x$ ($e \ll L$)

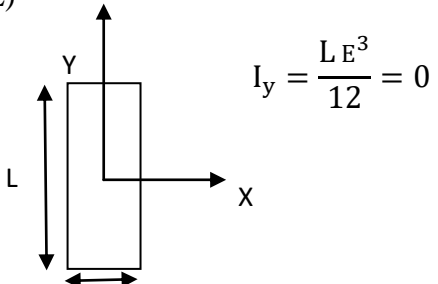
$$I_x = \frac{E L^3}{12} \quad I_y = \frac{L E^3}{12} = 0$$


Figure IV-1 Refend longitudinal et transversal.

IV.2.1.2. Calcul des inerties fictives des portiques :

➤ **Méthode des approximations successives**

Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur des plancher, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

L'inertie fictive des portiques est donnée par : $I_{en} = \frac{F_n}{D_n}$

avec : $D_n = \sum \Delta_n$

I_{en} : inertie équivalente du portique au niveau « i »

Δ_n : Déplacement du portique au niveau « i ».

F_n : Flèche du refond au niveau « i ».

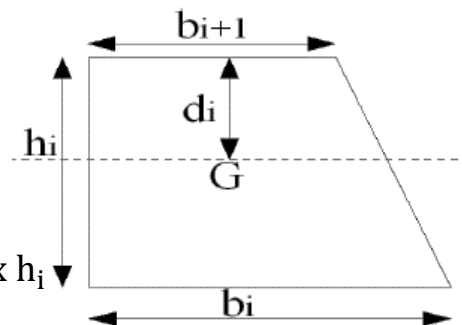
D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

IV.2.1.3. Calcul des flèches dans les refends :

➤ **Méthode des moments des aires**

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{cases}$$



f_i : flèche de refend choisit au niveau « i ».

S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

IV.2.1.4. Calcul des déplacements des portiques :

La rotation d'étage est donnée :

➤ Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

➤ Niveau RDC :

• Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \times h_n$$

T_n : Effort tranchant de niveau « n ».

K_{tn} : Raideur des poutres. $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : Raideur des poteaux. $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : Hauteur d'étage.

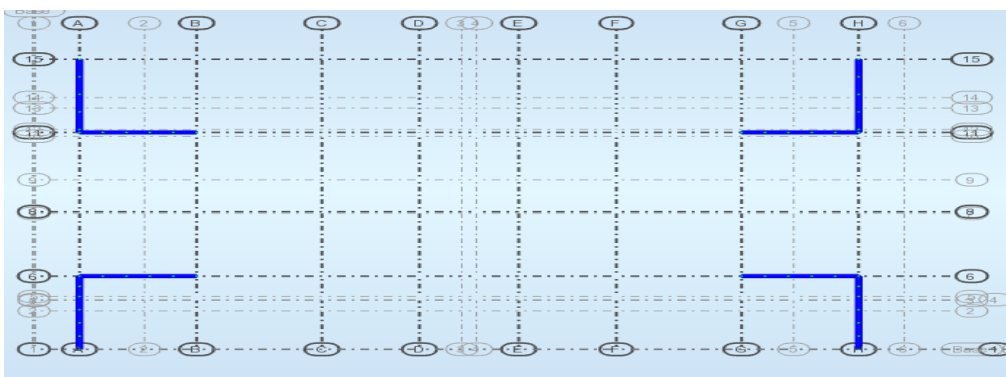
L : Longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par : $\Delta_n = \Psi_n \cdot h$

Avec : $E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$

IV.2.2 Calcul des inerties des voiles

IV.2.2.1. Les voiles longitudinaux et transversaux



Refond longitudinal /étage					Refond transversal /étage				
Voile	E(m)	L(m)	nombre	I (m ⁴)	Voile	E(m)	L(m)	nombre	I (m ⁴)
VL1	0,15	3,60	4	0,5832	VT1	0,15	4,20	4	0,9261
I moyen				0,5832	I moyen				0,9261

Tableau IV-1 Les inerties des refends dans le sens transversal

➤ **Les inerties des voiles:**

Inertie moyen du refend dans la sens longitudinale : $I_{\text{moy}} = 0,583 \text{ m}^4$.

Inertie moyen du refend dans le sens transversal : $I_{\text{moy}} = 0,926 \text{ m}^4$.

➤ **les aires « Si » et la position du centre de gravité « Xi » :**

Niveau	h (m)	b _i (m)	B _{i+1} (m)	S _i (m ²)	d _i (m)	S _i x d _i	f _i .EI= ∑ Si x di
	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	3275,949096
5	3,06	6,12	3,06	14,0454	1,7	23,87718	2578,73544
4	3,06	9,18	6,12	23,409	1,632	38,203488	1910,1744
3	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,602857143	52,529796	1298,918592
2	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,586666667	66,856104	773,620632
1	3,06	18,36	15,3	51,4998	1,576363636	81,182412	362,933136
RDC	3,06	21,42	18,36	60,8634	1,569230769	95,50872	95,50872

Tableau IV-2 Valeurs des flèches des refends à chaque niveau

➤ **Les déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux**

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

niveau	ΣK_{tn}	ΣK_{pn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$ (t/m ²)	$E\Psi_n$ (t/m ²)	Δi (t/m)	$\Sigma \Delta i$ (t/m)	f_i (m)	I_{ei} (m ⁴)
	0,009440559	0,009600245	3,06	0	13,28091174	33,65156698	102,973795	2881,921862	3275,949096	1,136723774
5	0,009440559	0,009600245	6,12	3,06	39,84273523	80,58404571	246,5871799	2778,948067	2578,73544	0,927953808
4	0,009440559	0,009753735	9,18	6,12	65,35957675	133,6344893	408,9215373	2532,360887	1910,1744	0,754305759
3	0,017338244	0,009753735	12,24	9,18	91,50340745	137,2609798	420,0185982	2123,43935	1298,918592	0,611705059
2	0,017338244	0,009912326	15,3	12,24	115,7649596	177,1710431	542,143392	1703,420752	773,620632	0,454157102
1	0,02932417	0,009912326	18,36	15,3	141,4905061	180,8031235	553,2575578	1161,27736	362,933136	0,312529245
RDC	0,02932417	0,009910466	21,42	18,36	134,1654792	198,6992817	608,019802	608,019802	95,50872	0,157081595
ΣI_{ei}										4,35445634
	0,009440559	0,00712087	3,06	0	17,90511665	35,96366944	110,0488285	3443,770316	3275,949096	0,951268173
5	0,009440559	0,00712087	6,12	3,06	53,71534996	89,83245553	274,8873139	3333,721487	2578,73544	0,773530557
4	0,009440559	0,007211245	9,18	6,12	88,40360072	152,0928087	465,4039945	3058,834173	1910,1744	0,624477919
3	0,017338244	0,007211245	12,24	9,18	123,765041	164,9138086	504,6362542	2593,430179	1298,918592	0,500849648
2	0,017338244	0,007303959	15,3	12,24	157,1065869	213,9726736	654,7563813	2088,793924	773,620632	0,37036714
1	0,02932417	0,007303959	18,36	15,3	192,0191618	226,738265	693,8190909	1434,037543	362,933136	0,253084822
RDC	0,02932417	0,007303959	21,42	18,36	170,04117	241,901455	740,2184522	740,2184522	95,50872	0,129027748
ΣI_{ei}										3,602606007

Tableau IV-3 Déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau

Inertie moyenne des portiques :

- Sens longitudinal : $I_{\text{moy}} = 0,894991\text{m}^4$.
- Sens transversal : $I_{\text{moy}} = 1,13532233\text{m}^4$.

Résumé :

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	portique	voile	Inertie totale	%portique	%voile
longitudinal	0,62	0,583	1,153	53,77%	46,23%
Transversal	0,51	0,926	1,04	49,03%	50,97%

Tableau IV-4 Pourcentage du système de contreventement

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons Constaté que le contreventement est le même dans les deux sens.

L'inertie des portiques dépasse 25 % de l'inertie totale de la structure.

D'après le RPA (Article 4.2.3) : **le système de contreventement est mixte**

D'où le coefficient de comportement $R = 5$ (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

CHAPITRE V Modélisation et vérification des exigences RPA

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre le en exergue comportement dynamique de l'ouvrage.

V.1 Présentation du logiciel Robot structurale Analysis Professional 2018.

V.1.1 Introduction

Le logiciel robot structurale analysis, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structure (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique,... ect.) en utilisant la méthode d'analyse par éléments fini (MEF).

C'est un logiciel révolutionnaire car il peut calculer des structures à un nombre de barre et de nœud illimités ; il permet d'effectuer des analyses statique et dynamique ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend les modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existants.

Pour faciliter le travail de l'ingénieur, il dispose d'un vaste ensemble d'outils qui simplifiant l'étude des structures.

- ✓ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans n autre logiciel CAO/DAO),

- ✓ Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread),
- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure,
- ✓ Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier,
- ✓ Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

V.1.2 Manipulation du logiciel

Lancement du programme Robot :

Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau d'ordinateur qui est destinée à lancer le logiciel en effectuant un double clic, ou par un clic sur le bouton droit de la souris, puis clic sur **Ouvrir**.



Ce qui donne l'écran de chargement suivant :

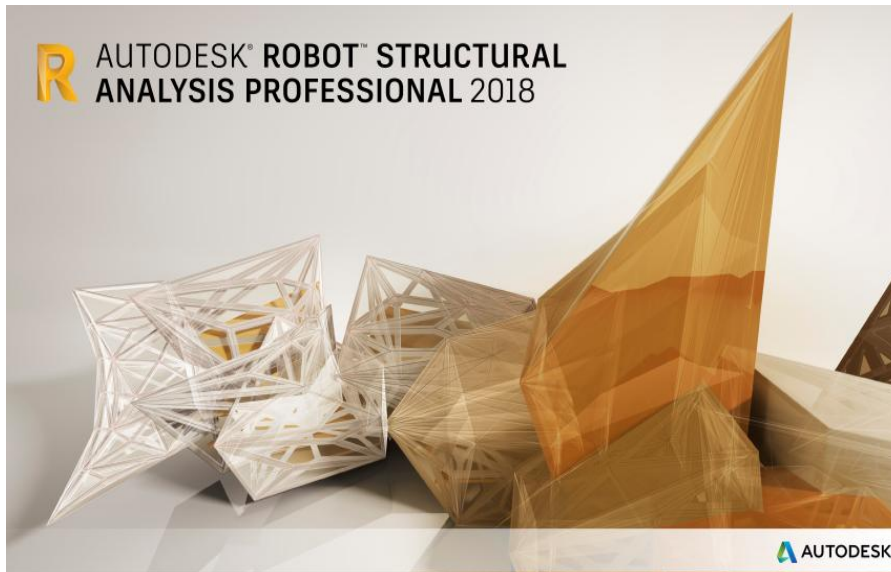


Figure V-1 Page d'accueil du logiciel ROBOT 2018.

V.1.2.1. Choix de la méthode de calcul

❖ La méthode statique équivalente [Art 4. 1. 2 RPA 99 mod 2003]

La méthode statique équivalente peut être utilisée :

- si le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en Zone II.
- Si le bâtiment présente une configuration irrégulière une condition complémentaire doit être vérifiée, elle est présentée comme suit : la hauteur doit être inférieure ou égale à 23 m (Zone II, groupe d'usage IIa).

❖ Méthode d'analyse modale spectrale [Art 4. 1. 3 RPA 99 mod 2003] :

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la M.S.E n'est pas permise.

❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

[Art 4. 1. 3 RPA 99 MOD 20003] :

Cette méthode doit être utilisée par un personnel qualifié.

⇒ Notre bâtiment n'est pas régulier en élévation et ne satisfait pas la condition "b", ce qui nous a conduit à utiliser **la méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.3 RPA 99 modifiée 2003)**.

V.1.2.2. Modélisation à l'aide du logiciel Robot :

Pour effectuer la modélisation de notre structure on a du suivre plusieurs étapes qui sont :

V.1.2.2.1 Création du model géométrique:

1. Choix du type de structure :

Sélectionner "Etude d'une Coque".

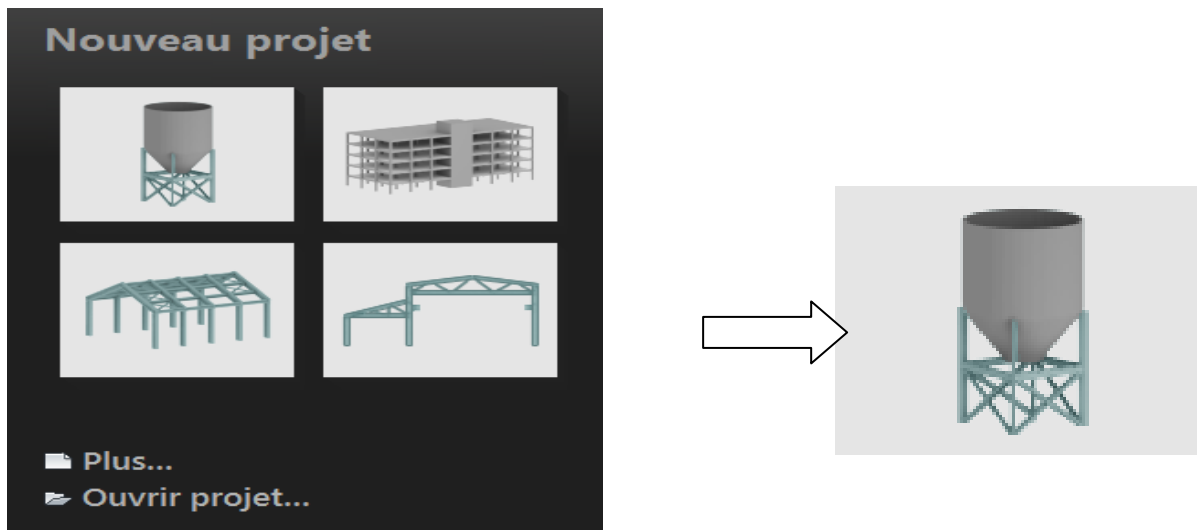


Figure V-2 choix du modèle de la structure.

Une fois le choix du modèle effectué ; Désactiver la grille :

- ❖ Outils --- mode d'accrochage --- décocher la case de la grille.

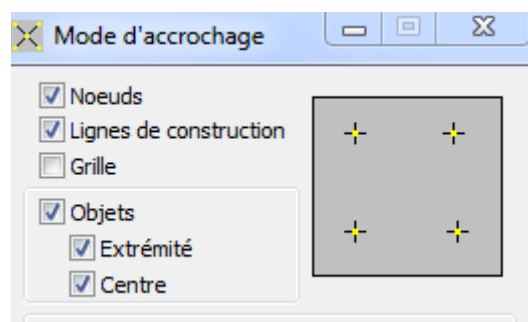



Figure V-3 Désactivation de Grille.

2. Configuration des paramètres du travail

Dans le menu « outils » on choisit « **préférences de la tâche** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône 

puis .

➤ **Dimensions**

Dimensions de la structure:	m	0,321	E
Dimensions de la section:	cm	0,321	E
Caractéristiques de la section:	cm	0,321	E
Assemblages acier (dimensions):	mm	0,321	E
Barres du ferrailage (diamètre):	mm	0,321	E
Section d'acier du ferrailage:	cm2	0,321	E
Largeur des fissures:	mm	0,321	E

➤ **Forces**

Force:	kN	0,321	E
Moment:	kN*m	0,321	E
Contrainte:	N/mm2	0,321	E

➤ **Matériaux**

Matériaux:	Jeu primaire
Français	Acier:
Modifier	Béton: BETON25
	Aluminium: ALUM CHAUD
	Bois: CB_RESIN C18



Nom:	BETON25	Descrip:
Elasticité		
module de Young E:	32164,200	(MPa)
coefficient de Poisson v:	0,2	
module de cisaillement G:	13300,000	(MPa)
Poids spécifique (poids unitaire):	25,000	(kN/m3)
Expansion thermique:	0,000010	(1/°C)
Coefficient d'amortissement:	0,04	

➤ **Normes de conception**

Béton armé:	BAEL 91 mod. 99
Géotechniques:	DTU 13.12

➤ Charges

Pondérations: BAEL 91 ⋮

Charges de neige et vent: DTR C2-47/NV99 ▼

Charges sismiques: RPA 99 (2003) ▼

➤ Analyse de la structure

Méthode de résolution
Automatique Paramètres

Arrêter l'analyse après la vérification si des erreurs ont été détectées ▼

Ignorer avertissements de l'analyse Oui Non

Si l'option exige des résultats de calcul demander si démarrer les calculs ▼

Figurer automatiquement les résultats de calcul de la structure

Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie

Algorithme DSC (Relâchements sur barres)

Liaisons rigides (Liaisons rigides)

➤ Maillage

Méthode d'obtention de la cohérence du modèle de calcul

Obtention du maillage EF cohérent

Ajustage itératif du maillage EF

Contraintes cinématiques dans les points d'incohérence

Application des liaisons cinématiques

Jeux de paramètres par défaut du maillage

Planchers Normal - planchers ⋮

Voiles Gros - voiles ⋮

Panneaux (tous) Normal ⋮

3. Lignes de construction

- ❖ Structure --- lignes de constructions --- introduire les cotes des lignes de construction de la structure dans la fenêtre donnée ci-dessous, dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou lignes arbitraires.

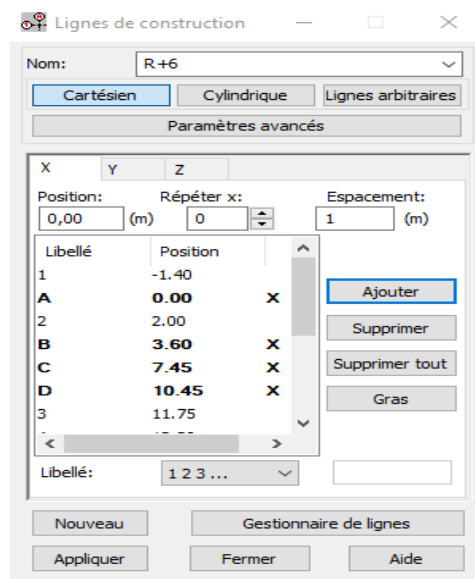


Figure V-4 lignes de construction.

4. Définition des éléments :

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profils de barres » ou dans la barre d’outils « Modèle de structure », on clique sur l’icône :



Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.

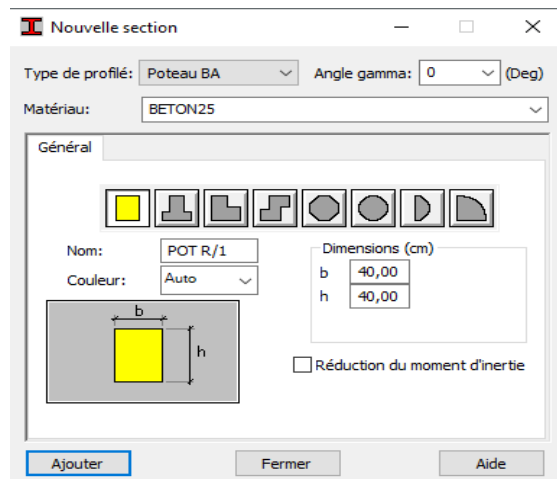


Figure V-5 choix des profilés des barres.

5. Affectation des éléments :

➤ **Eléments barres :**

Structure --- barre --- choisir le type et la section de l’élément.

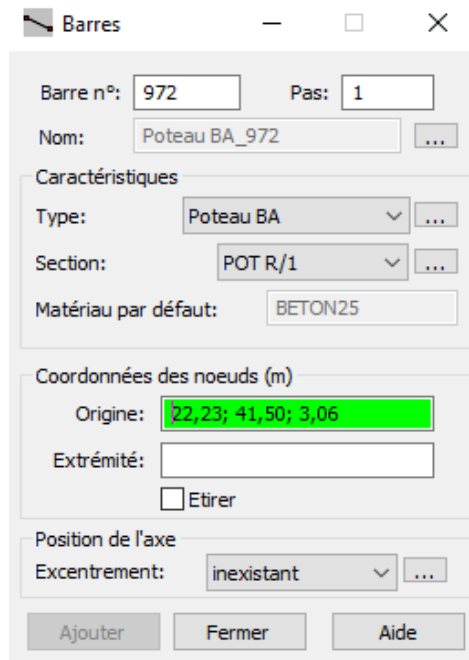


Figure V-6 Modélisation des éléments barre.

➤ **Éléments surfaciques :**

• **Plancher :**

1^{ère} étape : définition de l'épaisseur

Structure --- caractéristiques --- Epaisseur EF 

La direction : toujours dans la direction des poutrelles

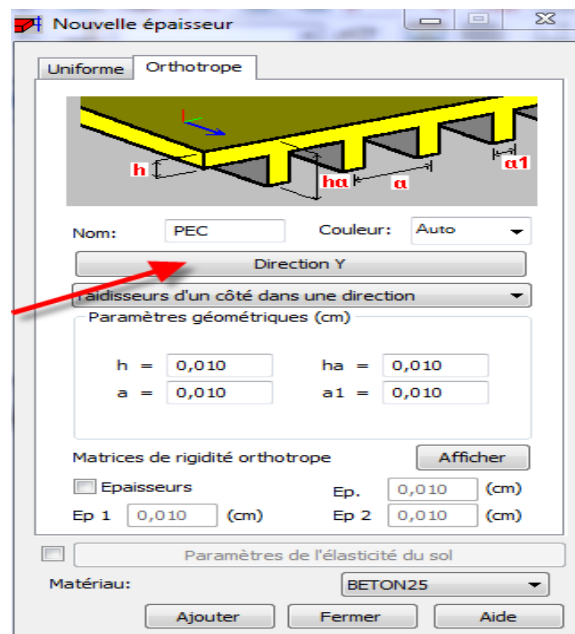


Figure V-7 Définition d'un plancher à corps creux.

2^{ème} étape : Affectation du plancher

❖ Structure --- plancher

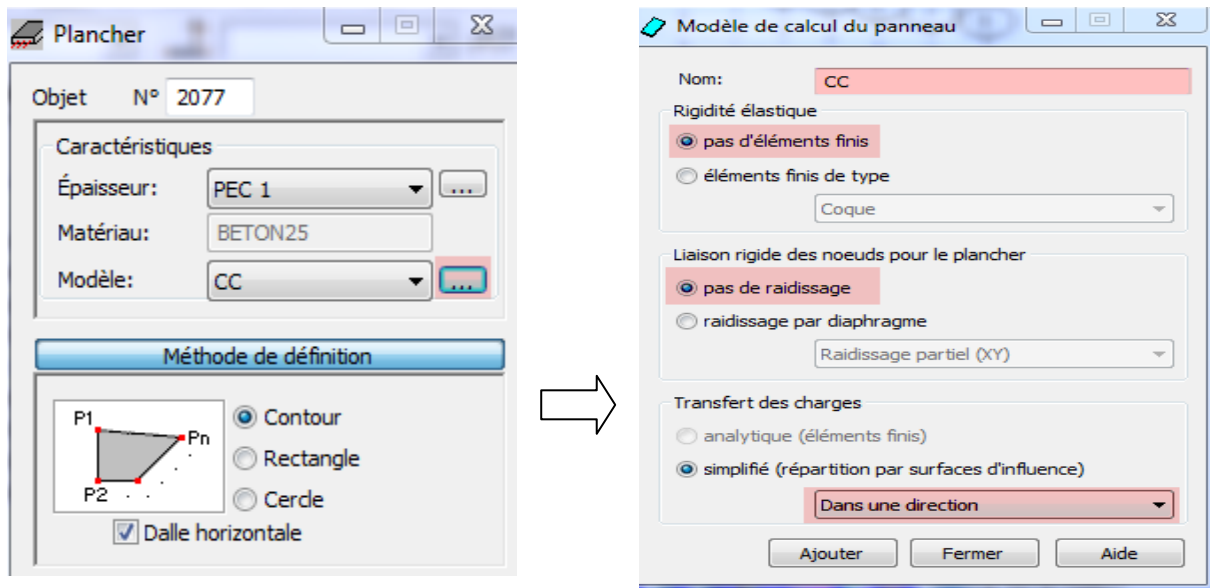


Figure V-8 Affectation d'un élément surfacique (Plancher).

▪ Dalle pleine :

Structure --- caractéristiques --- épaisseur EF --- définir nouvelle épaisseur

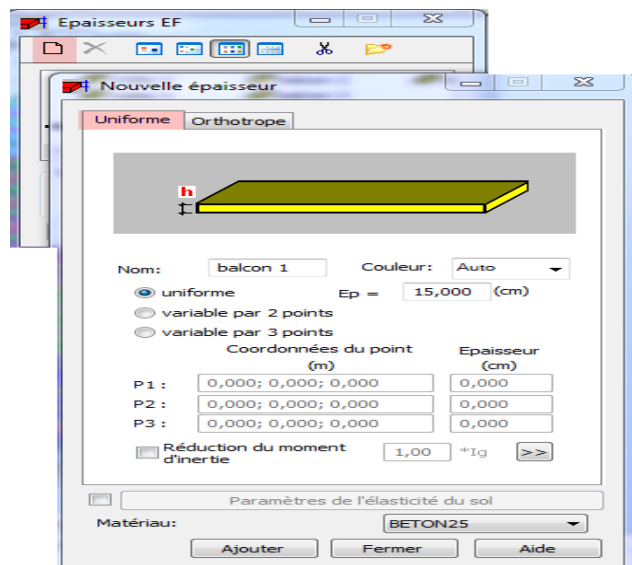


Figure V-9 Définition d'une dalle pleine.

❖ Structure --- objet --- polyline-contour --- paramètres --- choisir panneau --- délimiter la surface de la dalle pleine.

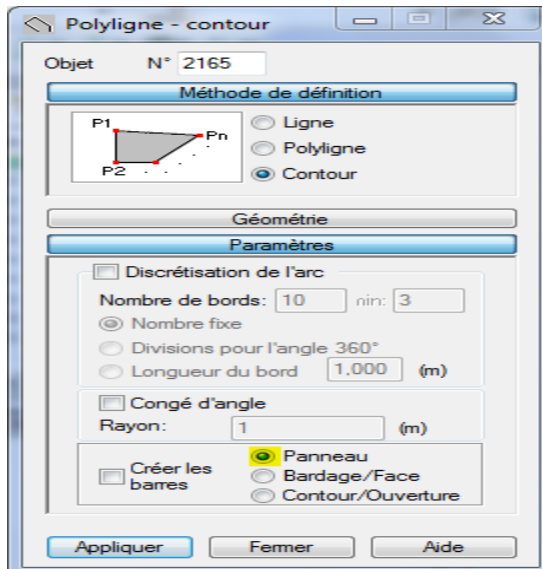


Figure V-10 Affectation d'un élément surfacique

6. Définition des escaliers :

- ❖ Structure --- caractéristiques --- épaisseur EF--- définir nouvelle épaisseur

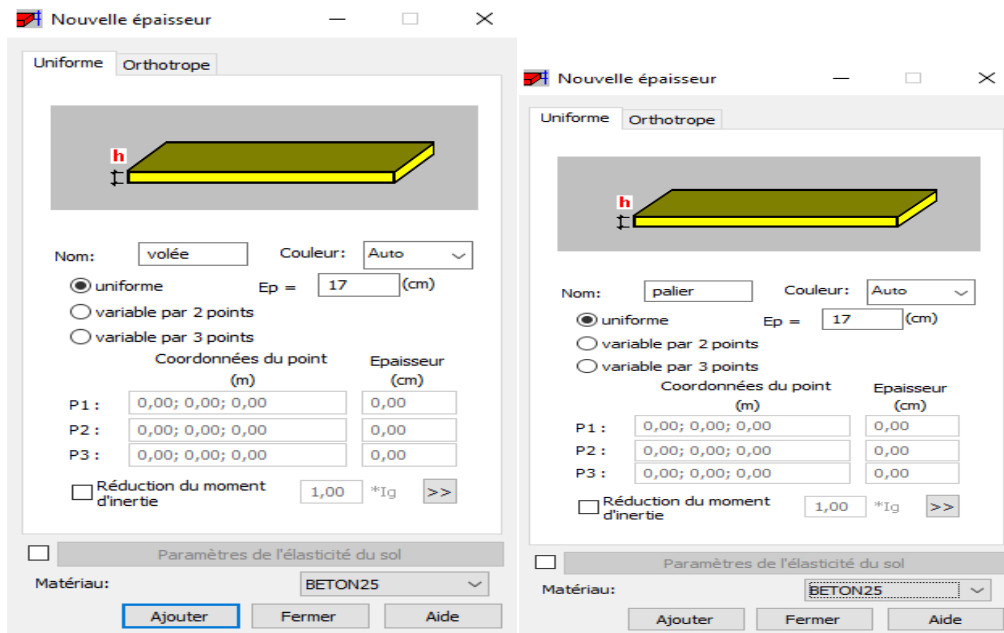


Figure V-11 Définition des paliers et les volées.

- ❖ Structure --- objet --- polyline-contour --- paramètres --- choisir panneau --- délimiter la surface du palier et de la volée.

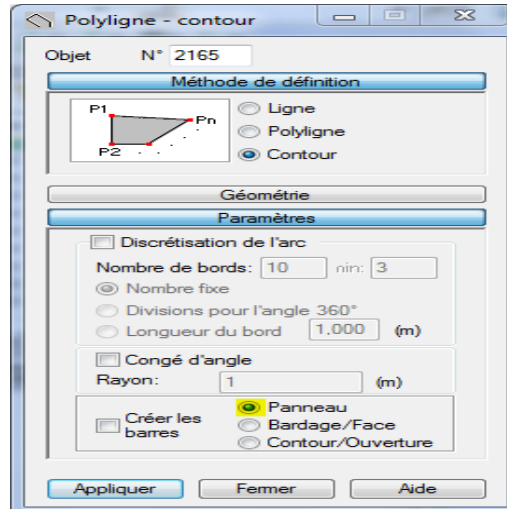



Figure V-12 Modélisation des escaliers.

7. Définition des voiles

Cliquer sur l'icône  --- Définir nouvelle épaisseur --- choisir l'onglet "Uniforme" --- introduire le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

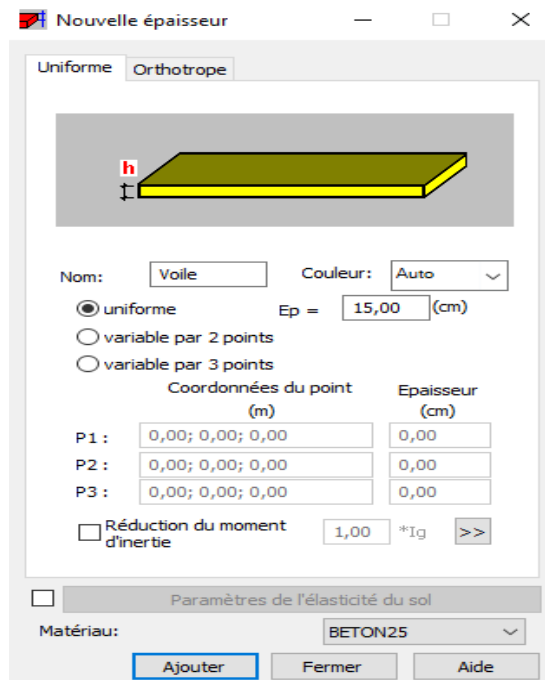


Figure V-13 Définition des voiles.

Avant la modélisation des voiles, il faut créer des lignes de construction pour définir les contours des voiles.

- ❖ cliquer sur l'icône "Polyligne-contour"  --- Paramètres --- cocher la case "Contour" et "Panneau"

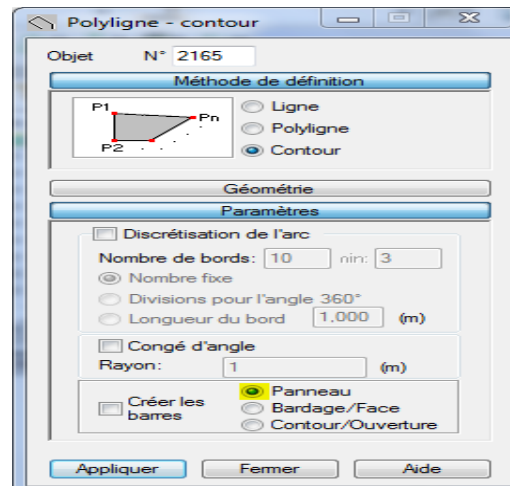


Figure V-14 Modélisation des voiles.

8. Encastrement de la structure

Pour l'encastrement des poteaux :

- ❖ Afficher le plan XY --- afficher le numéro des nœuds ---- sélectionner les nœuds --- structure --- appuis -- nodaux --- encastrement

Pour encastrer la base des voiles et les escaliers :

- ❖ Sélectionner les voiles et la volée --- cliquer sur l'onglet "Linéaires" --- Encastrement.

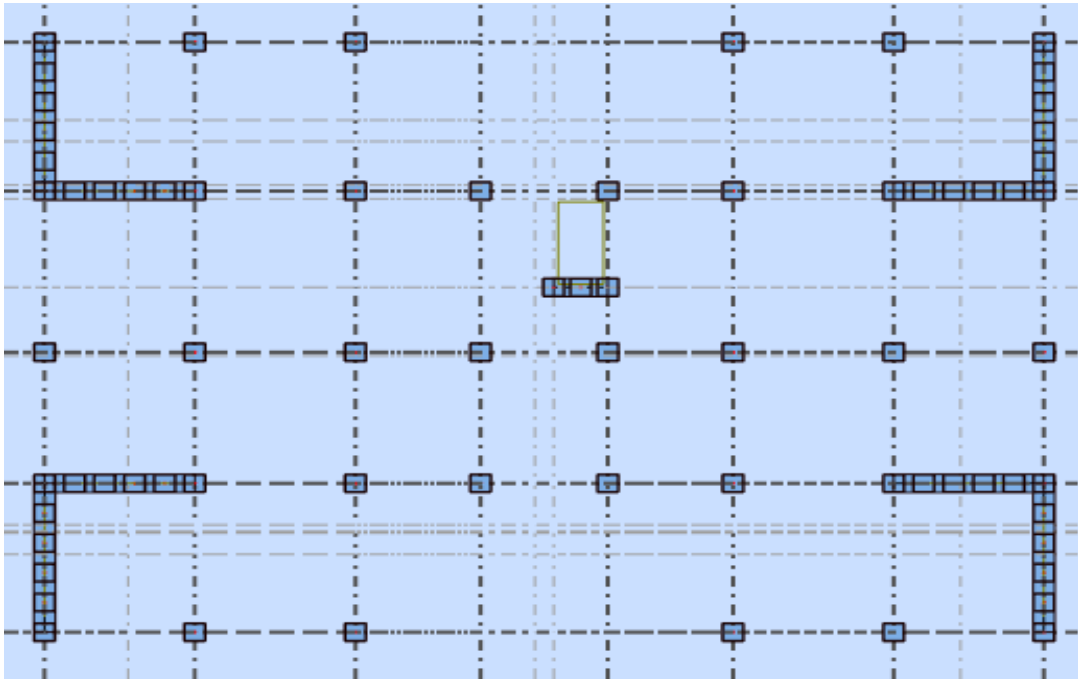


Figure V-15 Définition de l'encastrement.

9. Définitions des cas de charges statiques (G et Q)

Chargement --- Cas de charge --- choisir la nature et le nom --- cliquer sur "Nouveau".

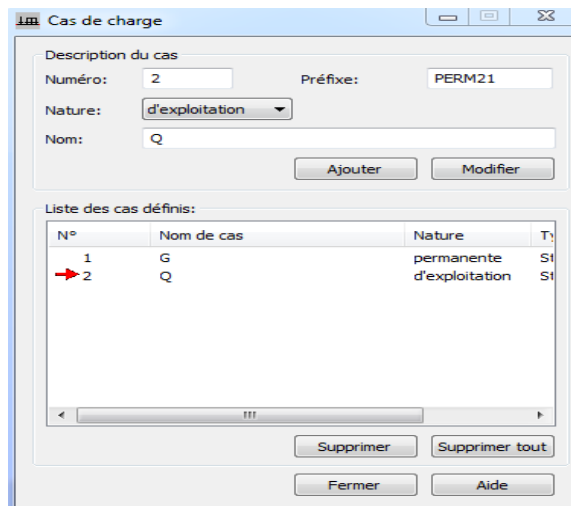
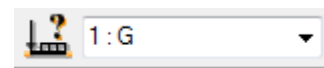



Figure V-16 Définition des charges.

10. Affectation des charges

Choisir le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



- ❖ Chargement --- définir charges --- surface---cliquer sur  --- introduire la valeur de G ou Q dans la zone "valeurs Z". (avec le signe moins).

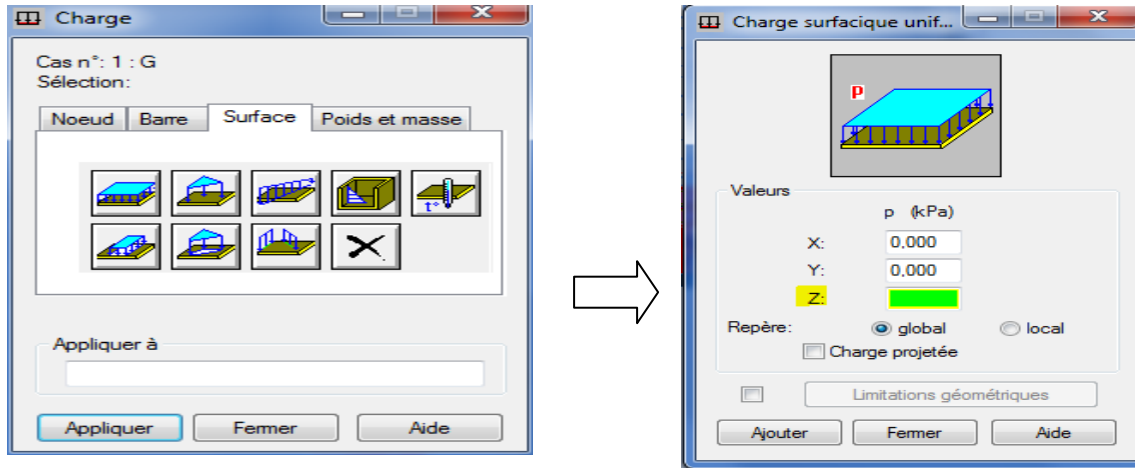


Figure V-17 Affectation des charges surfaciques.

De même pour les éléments barres, on remplace surface par barre.

1. Poids de la structure $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$:

❖ Analyse --- type d'analyse --- masse.

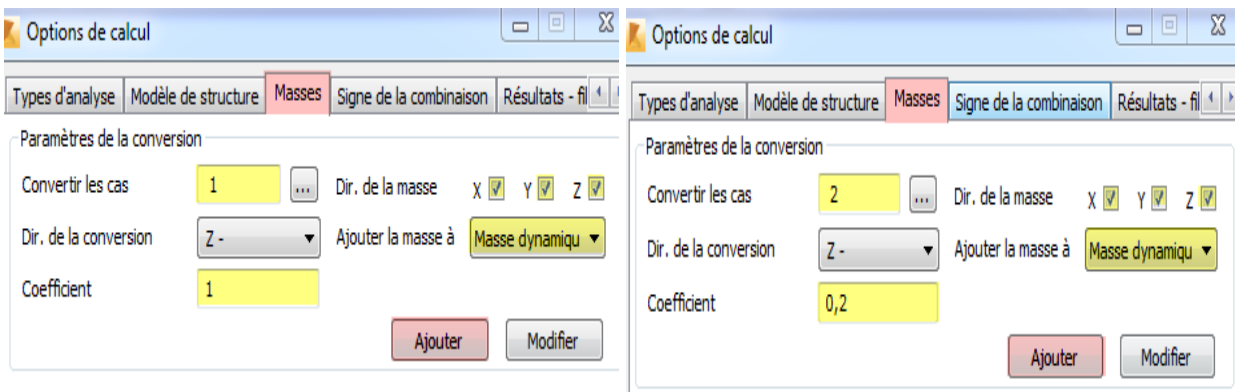


Figure V-18 Définition de la masse sismique.

2. Analyse modale :

Effectuer une vérification du comportement de la structure vis-à-vis de son poids propre.

Analyse --- type d'analyse --- type d'analyse --- Nouveau --- Modale --- OK

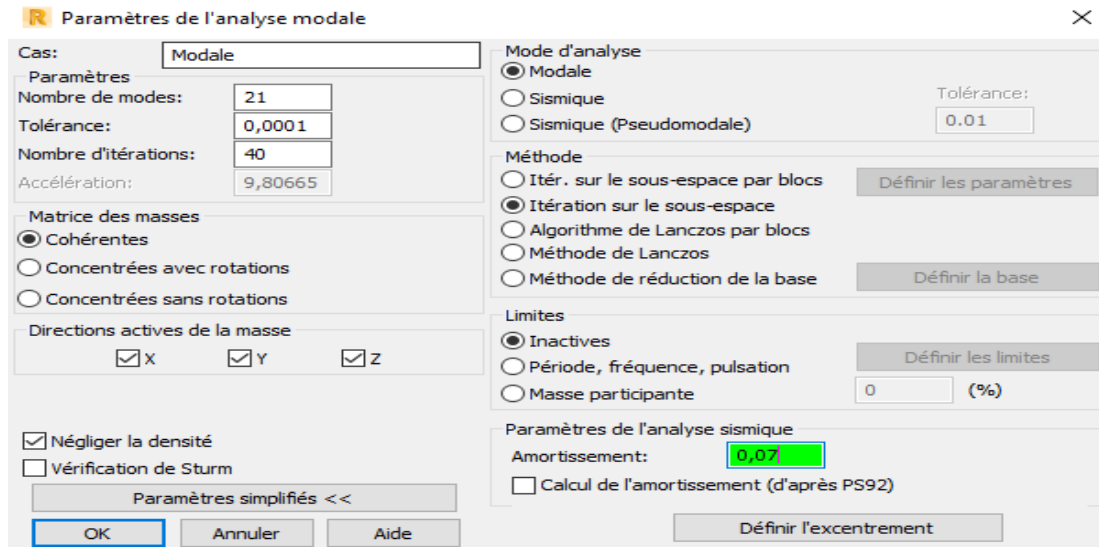


Figure V-19 Paramètres de l'analyse modale.

3. Analyse sismique

Vérification du comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Analyse --- type d'analyse --- type d'analyse --- Nouveau --- Sismique

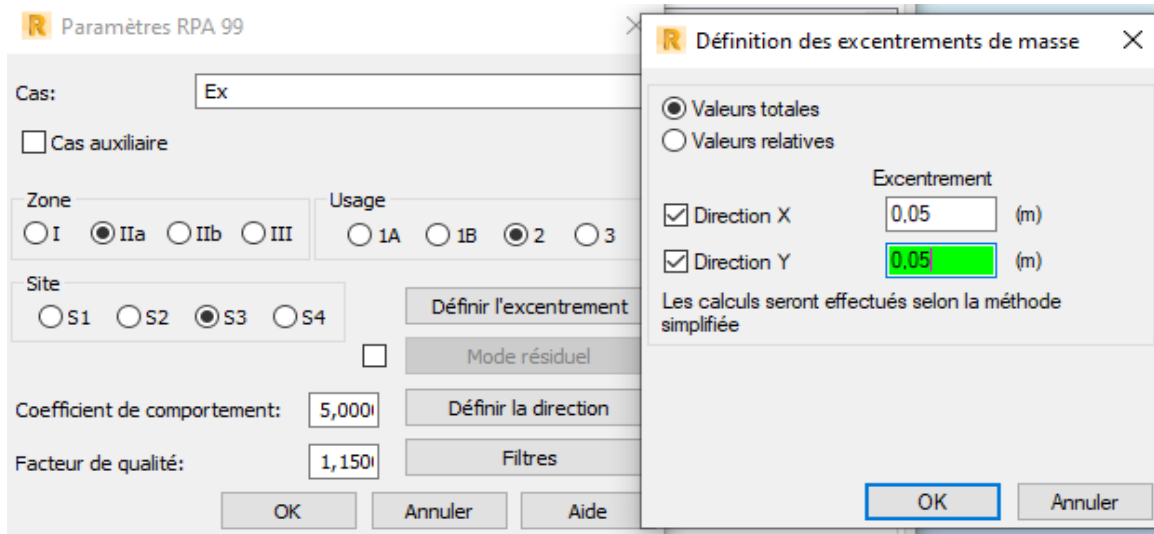


Figure V-20 Paramètres de l'analyse sismique.

4. Les combinaisons d'actions

- ❖ Charge --- combinaison manuel--- choisir le type de la combinaison et sa nature.

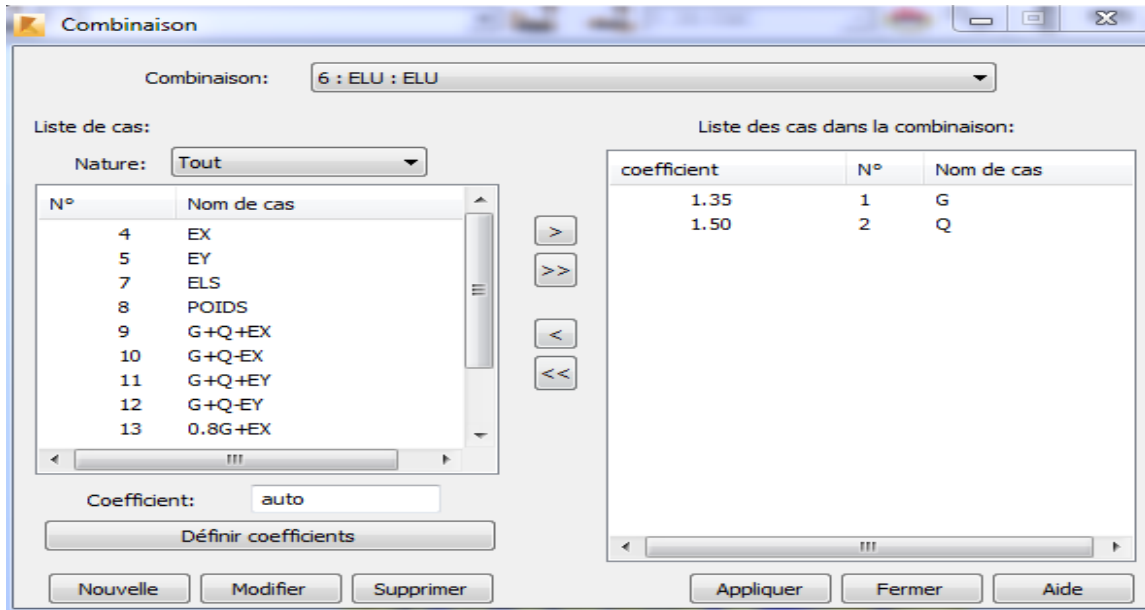

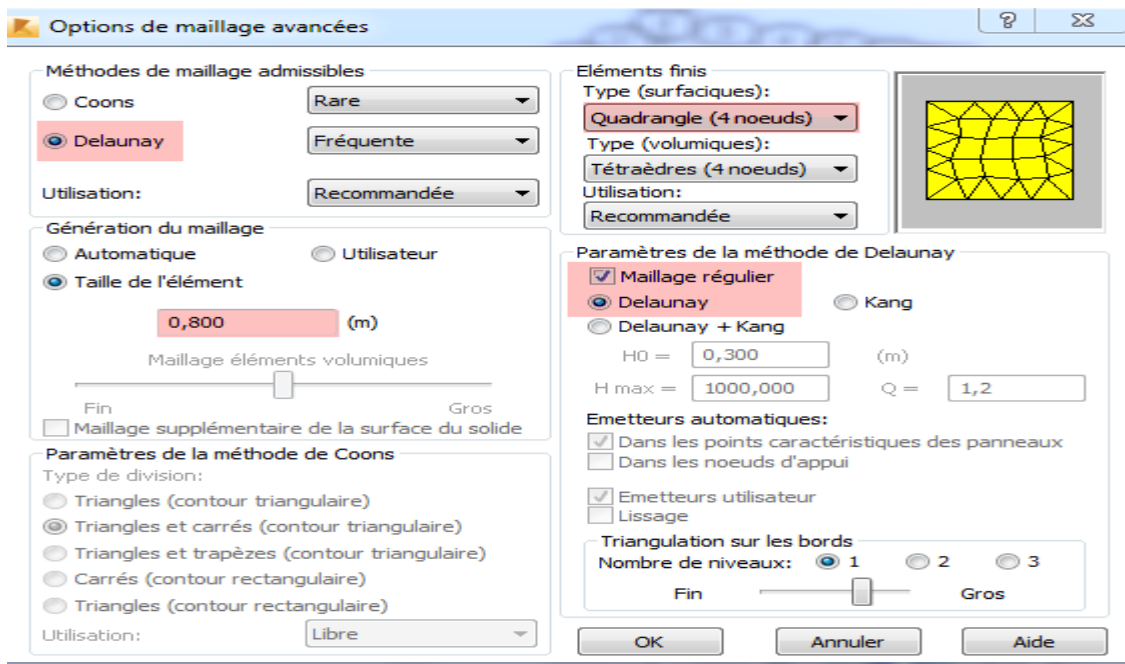


Figure V-21 Définition des combinaisons d'actions.

- ❖ introduire les charges statiques "ELU, ELS ", le poids et les combinaisons sismiques "G + Q ± E ; 0.8 G ± E ".

11. Le maillage

- ❖  Sélectionner barres ---famille panneau --- on sélectionne le tout sauf les PEC et PET.
- ❖ Analyse --- maillage --- options de maillage



- ❖ Analyse --- Générer le modèle de calcul --- le maillage se fait automatiquement.

12. Liaisons rigides (diaphragme) :

- ❖ Structure --- caractéristiques additionnelles --- liaisons rigides
- ❖ Double clic sur membrane
- ❖ afficher les numéros des nœuds --- cliquer dans la zone "**nœuds maîtres**" --- sélectionner graphiquement le nœud maître ou écrire son numéro --- cliquer dans la zone "**sélectionner les nœuds esclaves**" --- sélectionner graphiquement les nœuds esclaves ou écrire leurs numéros --- cliquer sur "**appliquer**".

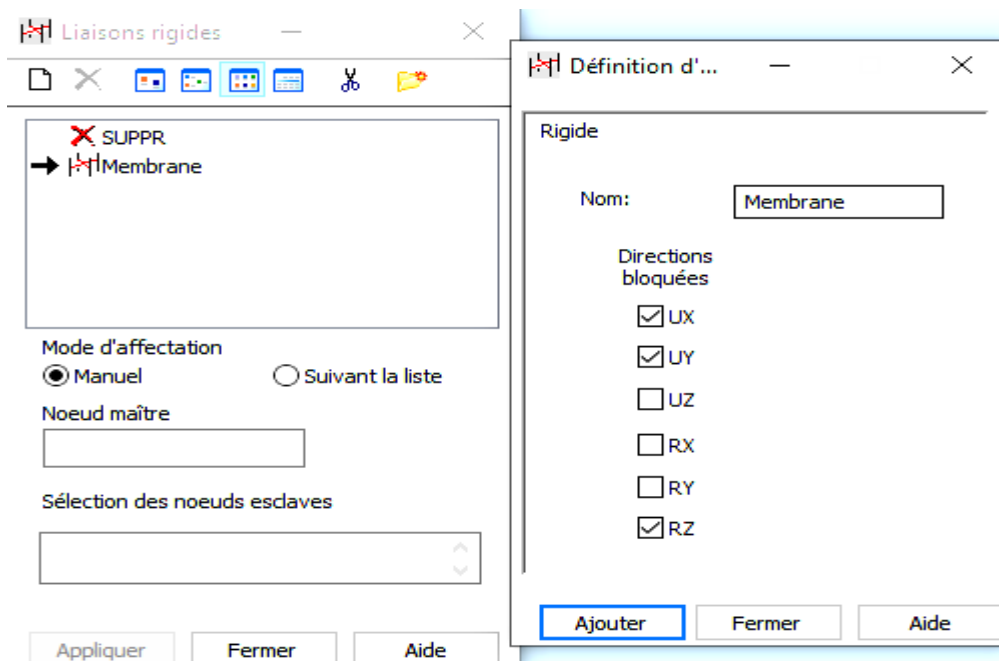


Figure V-22 liaisons rigides.

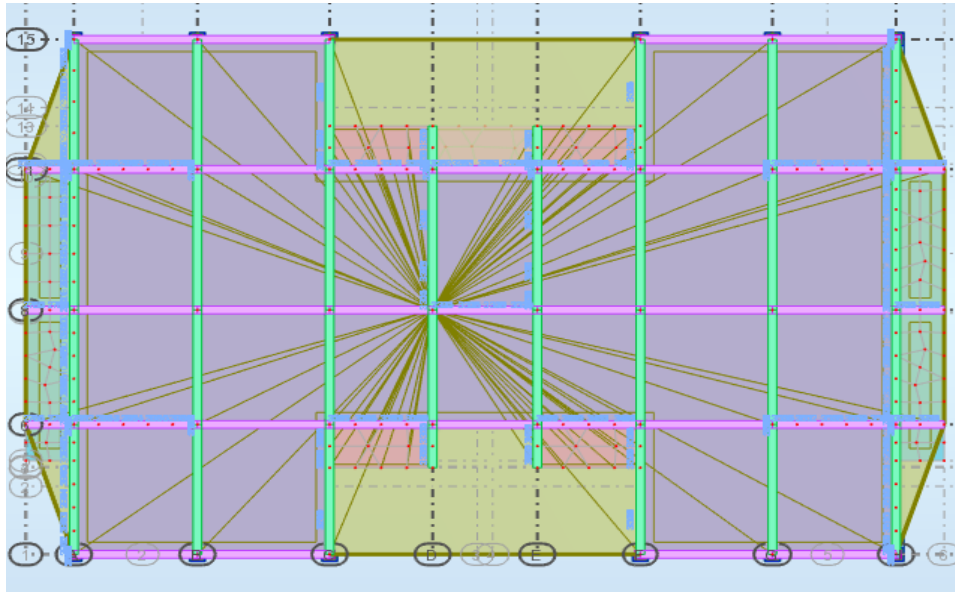


Figure V-23 Application de la liaison rigide.

- ❖ Répéter cette opération pour tous les planchers de la structure.

13. Définition des étages :

- ❖ Afficher le plan XZ ou YZ ---Structure --- étage --- étage.

Cliquer sur "**définition graphique**" --- définir graphiquement

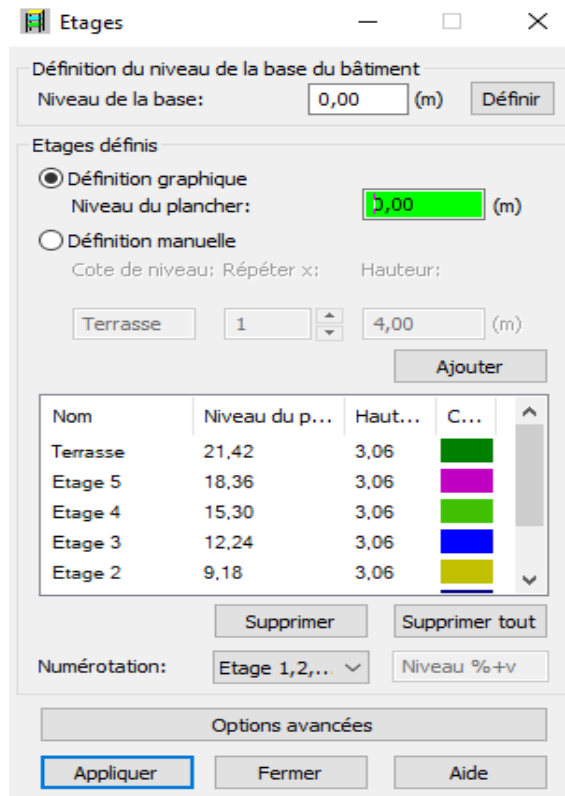



Figure V-24 Définition des étages.

14. calcul de la structure :

Analyse --- Calculer --- ou avec l'icône 

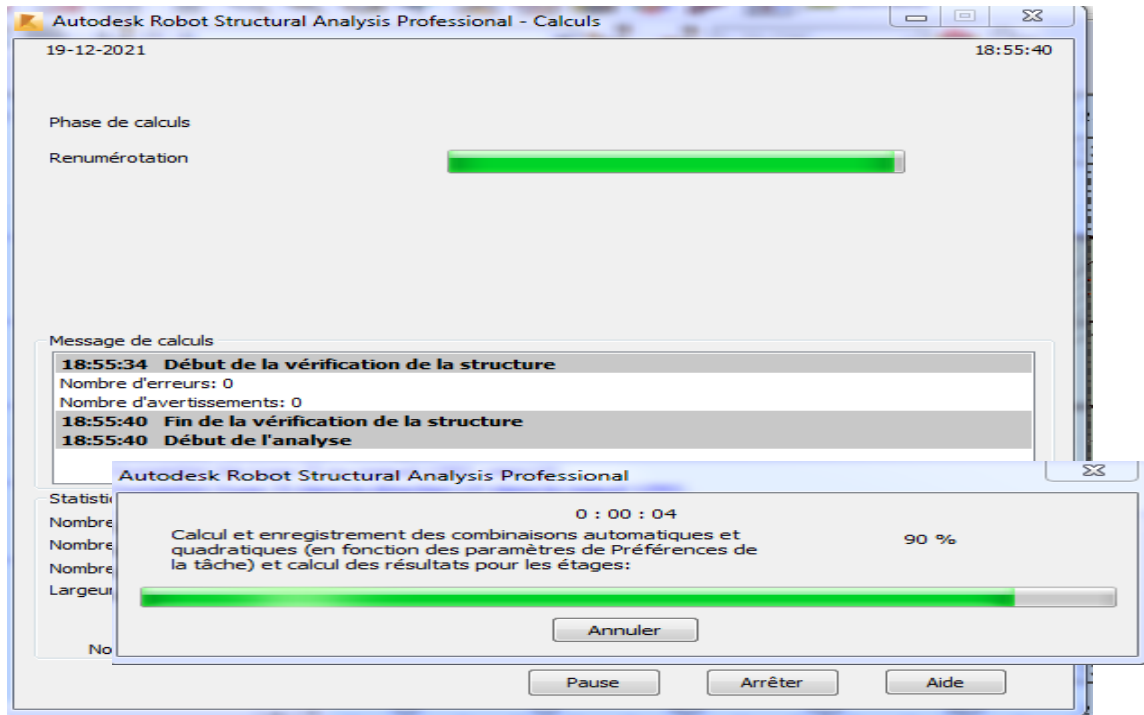


Figure V-25 Lancement du calcul.

V.1.2.3. Justification des données introduites au logiciel Robot :

A fin que le logiciel puisse effectuer le calcul de la structure il a fallut lui introduire les paramètres suivants :

- Paramètres de l'analyse modale :

	β	Nbre de modes	Coef de masse	ξ	R	Q
Article du RPA	Tableau 4.5	Art 4.3.4	Art 4.3.4	Tableau 4.2	Tableau 4.3	- Formule 4.4 - Tableau4.4
Valeurs	0.20	21	90%	7%	5	1.15

Tableau V-1 Paramètres de l'analyse modale.

Paramètres du RPA : (chapitreIII:critèresdeclassificationduRPA99mod2003)

	Zone	Usage	Site
Valeurs	IIa	2	S3

Tableau V-2 Paramètres du RPA.

- **Combinaisons d'actions**

Les combinaisons selon le (BAEL 91 mod99, CBA93) :

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$\text{Poids} : G +0.2Q$$

Combinaisons selon le RPA99 V2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

Avec :

G : la charge permanente.

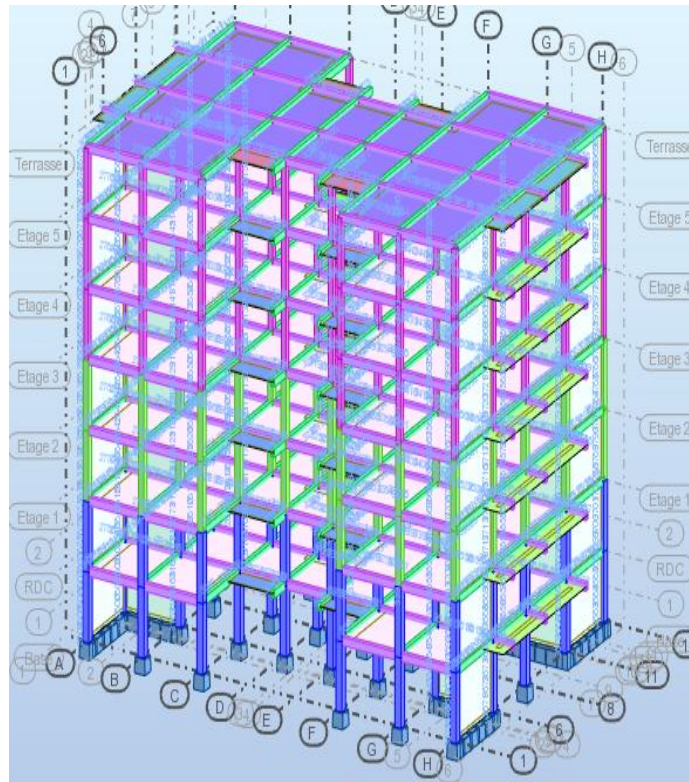
Q : la charge d'exploitation.

E : l'action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

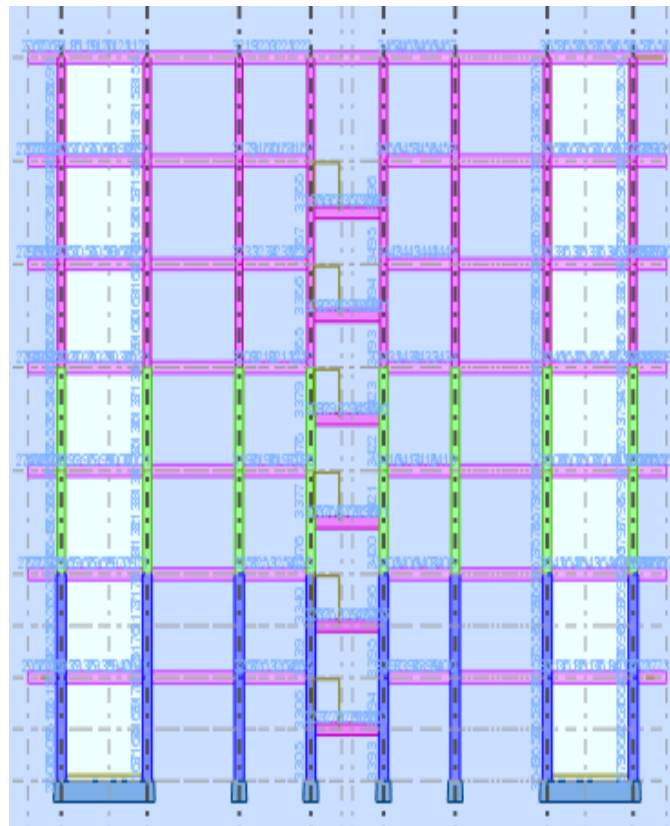
V.1.3 Vérifications et interprétation des résultats :

Après avoir appliqué toutes les étapes de la modélisation, dans cette partie on s'intéressera à l'affichage des résultats (les périodes de vibration, les déplacements des nœuds et les efforts internes dans les éléments de la structure).

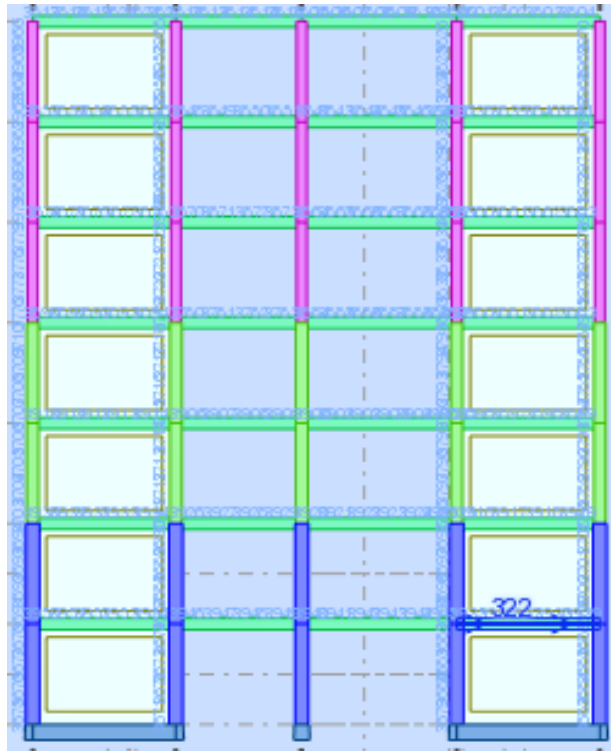
➤ **Vue en 3D :**



➤ **Vue en portique plan XZ :**

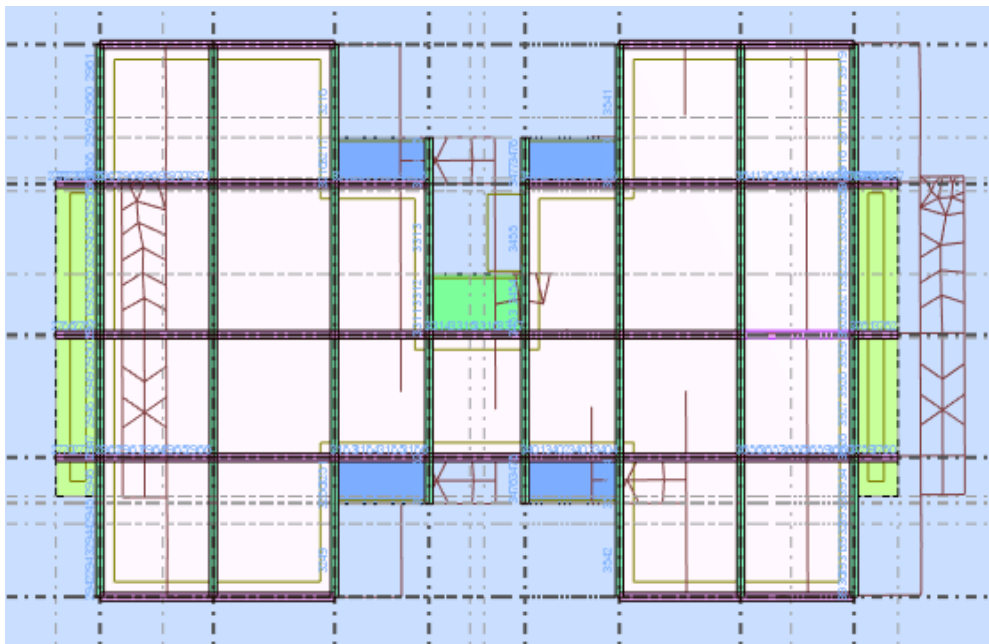


- **Vue en portique plan YZ :**

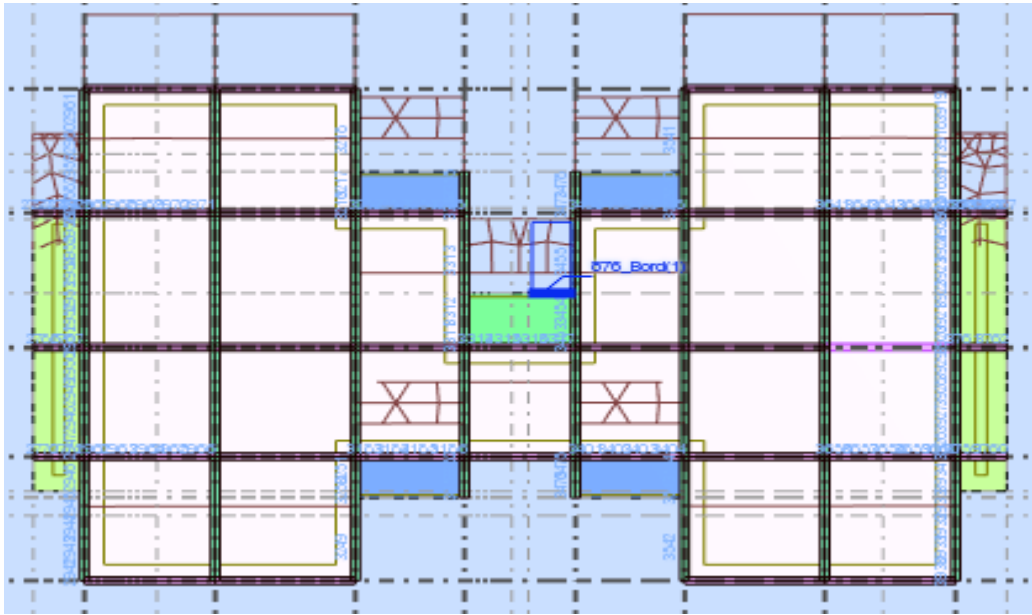


- **Déplacement et déformation :**

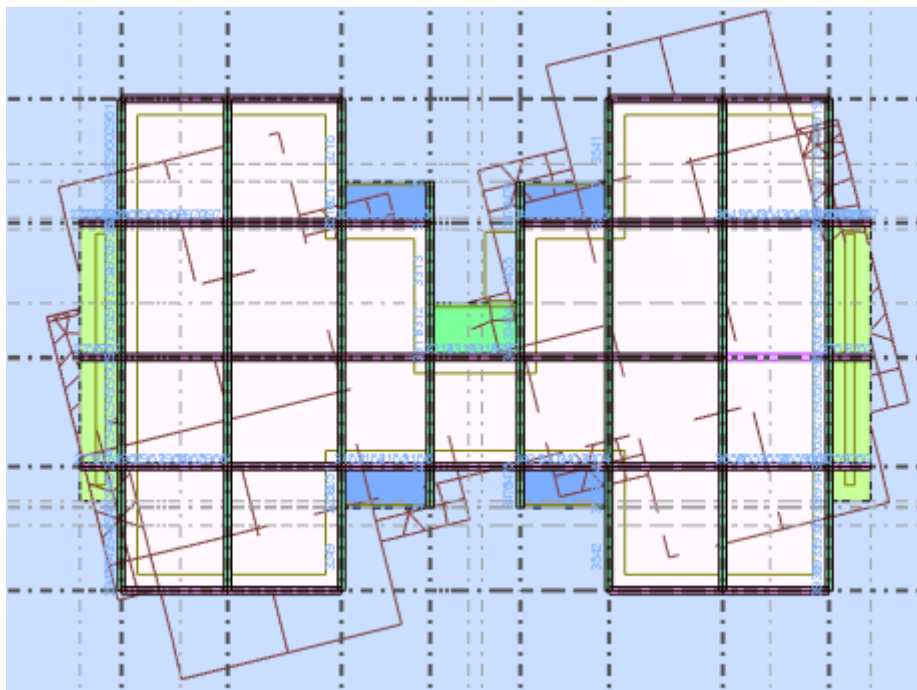
Mode 1 : de vibration T= 0.43 sec (translation sens X)



Mode 2 : de vibration T= 0.39 sec (translation vers Y)



Mode 3 : de vibration T= 0.35 sec (rotation autour de l'axe Z)



V.2 Vérifications et interprétation des résultats :

V.2.1 Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sûres :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification du déplacement seconde ordre (l'effet P- Δ).

V.2.1.1. Pourcentage de masse participante [Art 4.3.4 du RPA99/version 2003] :

Le pourcentage d'au moins une des masses modales participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
3/ 1	2,32	0,43	67,35	0,00
3/ 2	2,58	0,39	67,35	67,24
3/ 3	2,85	0,35	67,38	67,25
3/ 4	9,54	0,10	87,69	67,25
3/ 5	10,74	0,09	87,69	88,12
3/ 6	12,54	0,08	87,69	88,12
3/ 7	17,93	0,06	87,69	88,12
3/ 8	17,94	0,06	87,69	88,12
3/ 9	19,66	0,05	93,42	88,12
3/ 10	20,09	0,05	93,42	88,12
3/ 11	20,88	0,05	93,43	88,12
3/ 12	21,63	0,05	93,43	88,12
3/ 13	21,63	0,05	93,43	88,12
3/ 14	21,68	0,05	93,43	88,13
3/ 15	21,69	0,05	93,43	88,13
3/ 16	22,31	0,04	93,44	93,17
3/ 17	22,43	0,04	93,44	93,17
3/ 18	22,66	0,04	93,45	93,98
3/ 19	23,37	0,04	93,45	93,99
3/ 20	24,17	0,04	93,45	94,00
3/ 21	24,17	0,04	93,45	94,00

Tableau V-3 Pourcentage de la masse participante.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteint au **10^{ème} mode** dans le sens X-X et au **27^{ème} mode** dans le sens Y-Y.

V.2.1.2. Estimation de la période fondamentale de la structure (Art4.2.4 du RPA99mod2003 :

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Formule 4.6 du RPA 99 / version 2003}].$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

[Tableau 4.6 du RPA 99 / version 2003].

Cas N°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0.05

Tableau V-4 Valeurs du coefficient C_T .

$$T_{emp} = 0.05 \times 21,42^{0.75} = 0.49 \text{ s.}$$

Dans les cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$T = 0.09 \times \frac{21,42}{\sqrt{27,30}} = 0,36 \text{ S}$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7).

Donc : $T_{RPA} = 0,36 \text{ S}$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

Autrement dit : $T_{LOG} < T_{RPA}$

- Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0.368 \times 1.3 = \mathbf{0,47 \text{ S}} .$$

- La période analytique (T_{LOG}) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :
 1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher « **mode propre**".
 2. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
 3. Cliquer sur "**extrêmes globaux** " pour afficher les valeurs maximales et minimales.
 4. Relever les résultats.

Le logiciel ROBOT nous a permis d’avoir les modes de vibrations de la structure et la période correspondante à chacun :

	Période [sec]
MAX	0,43
Cas	3
Mode	1
MIN	0,43
Cas	3
Mode	1

Tableau V-5 Période fondamentale.

La période maximale est de **0.43 s** pour le 1^{er} mode de vibration et la période minimale est de **0.06s** pour le 21^{ème} mode de vibration.

➤ **Comparaison des résultats :**

$T_{RPA} = 0,47 S > T_{LOG} = 0.43 S$la condition est vérifiée.

V.2.1.3. Vérification de l’effort tranchant à la base (résultante des forces sismiques de calcul) (Art4.3.6duRPA99mod2003) :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit : $V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{stat}$

Avec :

- $V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$ (Art 4.2.3 RPA 99 modifiée 2003)

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

- Calcul du coefficient d'accélération de zone **A** :

Z O N E				
Groupe	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau V-6 Coefficient d'accélération de zone "A"

A = 0.15 (la zone IIa et Groupe d'usage 2).

- Calcul du facteur d'amplification dynamique **D** (Art4.2.3RPA99mod2003 formule2.3)

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

T₁ et T₂ : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site donnée par le tableau suivant :

Site	S1	S2	S3	S4
T1	0.15	0.15	0.15	0.15
T2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau V-7 Périodes caractéristiques.

$$T_1 = 0.15 \quad ; \quad T_2 = 0.50$$

- η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \text{ [formule 4.3]}$$

Avec : $\xi = 7\%$

$$\eta = 0.882$$

Nous avons : $0 \leq T = 0,43 \leq T_2 = 0,50 \text{ s}$ donc :

$$D = 2,205$$

- **Calcul du poids total de la structure :**

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

	A	D	R	Q	W (KN)
Valeurs	0.15	2,205	5	1.15	21041,298

Tableau V-8 Tableau récapitulatif des différents paramètres.

On aura donc :

$$V_{\text{stat}} = 1600,66 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_{\text{stat}} = 1280,53 \text{ KN}$$

- V_{dyn} sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :
 1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
 2. Cliquer sur "**effort réduit**".
 3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus, à savoir F_x et F_y .
 4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y .
 5. Relever les résultats du 1^{er} étage.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x qui représente V_{dx} , et pour le cas 5 (E_y) on relève F_y qui représente V_{dy}

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]
4/ 1	1436,653	4,540
4/ 2	1393,962	4,447
4/ 3	1290,321	4,199
4/ 4	1144,567	3,784
4/ 5	972,019	3,190
4/ 6	756,660	2,407
4/ 7	450,761	1,362
5/ 1	-4,540	1455,417
5/ 2	-4,448	1407,238
5/ 3	-4,209	1295,420
5/ 4	-3,836	1145,584
5/ 5	-3,273	975,717
5/ 6	-2,479	765,331
5/ 7	-1,464	459,283

Tableau V-9 Extraction des valeurs de V à partir de Robot.

$$V_{dx} = 1436,653 \text{ kN} \rightarrow V_{dy} = 1455,417 \text{ kN}$$

$$V_{dx} = 1436,653 > 0.8 \times V_{stat} = 1280,53 \text{ kN} \dots \dots \dots \textit{la condition est vérifiée.}$$

$$V_{dy} = 1455,417 > 0.8 \times V_{stat} = 1280,53 \text{ kN} \dots \dots \dots \textit{la condition est vérifiée.}$$

V.2.1.4. Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) (Art 5.10 du RPA 99 modifiée 2003):

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{Art 4.4.3 RPA 99 version 2003})$$

$$\text{Avec : } \Delta_K = R \times \delta_K$$

δ_K : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Les valeurs de δ_K seront tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit "**tableau**", puis on coche "**étage**".
2. Cliquer sur "**déplacement**".
3. Bouton droit "**filtre spécial**", décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y , qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement.
4. Bouton droit "**filtre**", sélectionner U_x et U_y .
5. relever U_x pour le cas 4 (E_x) et U_y pour le cas 5 (E_y).

Suivant EX :

Etages	UX (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : he(cm)	1% he (Cm)	Condition
TERRASSE	3,1	0,5	306	3.06	Vérifiée
5	2,6	0,6	306	3.06	Vérifiée
4	2	0,6	306	3.06	Vérifiée
3	1,4	0,5	306	3.06	Vérifiée
2	0,9	0,4	306	3.06	Vérifiée
1	0,5	0,3	306	3.06	Vérifiée
RDC	0,2	0,2	306	3.06	Vérifiée

Tableau V-10 déplacements relatifs selon x.

Suivant EY :

Etages	UY (cm)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	Hauteur d'étage : he (cm)	1% he (cm)	Condition
TERRASSE	2,6	0,5	306	3.06	Vérifiée
5	2,1	0,5	306	3.06	Vérifiée
4	1,6	0,4	306	3.06	Vérifiée
3	1,2	0,4	306	3.06	Vérifiée
2	0,8	0,4	306	3.06	Vérifiée
1	0,4	0,3	306	3.06	Vérifiée
RDC	0,1	0,1	306	3.06	Vérifiée

Tableau V-11 déplacements relatifs selon y.

Remarque :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\Delta_K = R \times \delta_K \text{ (Art 4.43 du RPA99 version 2003)}$$

Avec :

δ_K : C'est le déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement

V.2.1.5. Vérification de l'effet P- Δ (Art 5.9 RPA 99 version 2003)

D'après le RPA l'effet P- Δ peut être négligé, si à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau

$$"k" \Rightarrow \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + 0.2W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $\Rightarrow V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_K : Déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : Hauteur de l'étage "k".

L'effet P- Δ représente la stabilité d'ensemble c'est-à-dire la capacité d'une structure à conserver sa géométrie et sa position sous l'action des charges.

Etages	P_k	H_k (cm)	Sens xx			Sens yy		
			$\Delta_K(x)$ (cm)	$V_k(x)$	θ_x	$\Delta_K(y)$	$V_k(y)$	θ_y
TERRASSE	2992,174	306	0,5	450,761	0,0108	0,5	558.280	0,0087
5	5892,823	306	0,6	756,66	0,0152	0,5	905.952	0,01
4	8796,519	306	0,6	972,019	0,0177	0,4	1183.482	0,0097
3	11756,324	306	0,5	1144,567	0,0167	0,4	1424.864	0,0107
2	14747,843	306	0,4	1290,321	0,0149	0,4	1639.069	0,0117
1	17804,088	306	0,3	1393,962	0,0125	0,3	1818.593	0,009
RDC	21041,298	306	0,2	1436,653	0,0095	0,1	1961.929	0,0035

Tableau V-12 Vérification de l'effet P- Δ .

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V.2.1.6. Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ROBOT en suivant les étapes ci-après :

Tableaux → étages → Efforts réduits EX

Cas/Etage	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	313,084	1123,569
4/ 2	218,641	1175,321
4/ 3	220,541	1069,780
4/ 4	260,380	884,187
4/ 5	195,547	776,473
4/ 6	197,505	559,154
4/ 7	192,144	258,617

Tableau V-13 tableaux des efforts qui revient a Chaque élément.

Tableaux étages Efforts réduits EY

Cas/Etage	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	269,678	1185,739
5/ 2	160,759	1246,479
5/ 3	159,748	1135,673
5/ 4	184,351	961,234
5/ 5	136,735	838,982
5/ 6	135,854	629,477
5/ 7	143,024	316,259

Tableau V-14 tableaux des efforts qui revient a Chaque élément

V.2.1.7. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1).

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme,

L’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

Bc : l’aire (section brute) de la section de béton.

fc28 : la résistance caractéristique du béton.

Nd = 1093.479 KN

$$V = \frac{1160,288 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,29 < 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

Selon les résultats présentés ci-dessus, on remarque que les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le Cas de notre structure elle est de catégorie 4a : structure mixte portiques/voiles **avec** interaction ; dont le coefficient de comportement **R=5**.

R = 5 (structure mixte avec interaction).

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifiée.
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée.
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- L'effort normal réduit au niveau des poteaux est vérifiée,
- Les effets P- Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié)

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

CHAPITRE VI Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des poutres

VI.1.1 Introduction

Les poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant. Leurs calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leurs ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par Robot qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91 mod 99**.

$$1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU$$

$$G + Q \text{ à } L'ELS$$

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

VI.1.2 Recommandations du RPA 99version 2003

VI.1.2.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA 99 version 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- Poutre principales : (25X35) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$
- Poutre Secondaires : (25X35) : $A_{min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante

- 6% en zone de recouvrement

- Poutre principales : (25X35) $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$:

$$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$$

- Poutre secondaires : (25X35) : $A_{max} = 0,04 \times 25 \times 35 = 35 \text{ cm}^2$

$$A_{max} = 0,06 \times 25 \times 35 = 52,5 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de **40 \emptyset** (Zone **II_a**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espace maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

VI.1.2.1.1 Armatures transversales :

- Les quantités minimales des armatures transversales est de :

$$A_t = 0.003.S_t.b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \longrightarrow \text{en zone nodale.}$$

	Section maximal ($A_{max} = \text{cm}^2$)		
	Zone courante	Zone de recouvrement	Section minimal ($A_{min} = \text{cm}^2$)
Poutres principal (25× 35)	35	52,5	4,375
Poutre secondaire (25× 35)	35	52,5	4,375

Tableau VI-1 Section d'armature longitudinale.

La valeur du diamètre \emptyset 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 disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

$$S_t = \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

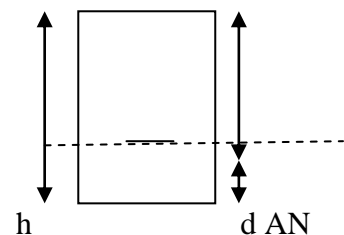
- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.2.1.2 Calcule des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

- A_s : la section d'armatures tendues
- A'_s : la section d'armatures comprimées.



Avec :

h : hauteur de la section du béton. — c

b : largeur de la section du béton.

D : hauteur utile (d = h-c).

C : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

✓ **Calcul de moment réduit** $\ll \mu \gg$.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times F_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

$F_{bc} : \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$; $\gamma_b = 1.5$ (situation durable).

Le moment réduit limite μ_1 est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits $\ll \mu \gg$ et $\ll \mu_1 \gg$:

➤ **1^{er} cas : $\mu \leq \mu_1$** \longrightarrow la section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

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

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

➤ **2^{ème} cas : $\mu \geq \mu_1$** \longrightarrow Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des sections fictives.

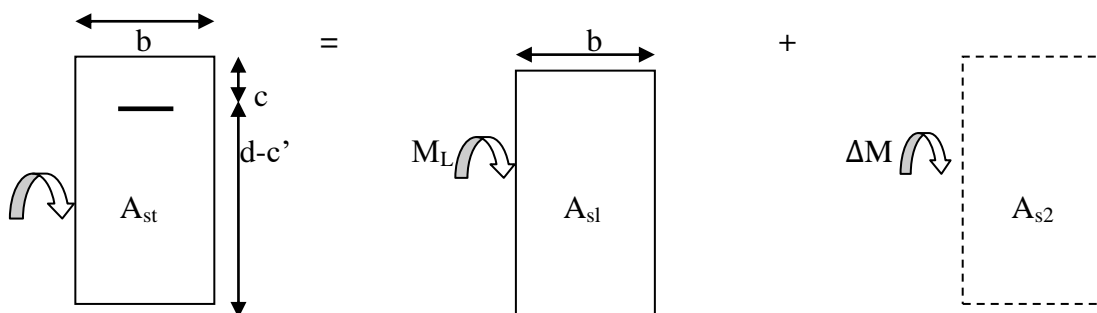
$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s} \qquad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée



VI.1.2.2. Ferrailage des poutres

VI.1.2.2.1 Poutre Principale

➤ Exemple de calcul

✓ En travée : $M_u = 25,66 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.fbc} = \frac{25,66 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 14,2} = 0,066 \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,966 \longrightarrow A_{st} = \frac{25,66 \times 10^6}{0,966 \times 330 \times 348} = 2,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3 HA 12** $\longrightarrow A_{ad} = 3,39 \text{ cm}^2$

✓ Aux appuis : $M_u = 57,71 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.fbc} = \frac{57,71 \times 10^6}{250 \times 330^2 \times 21,74} = 0,097 \leq \mu_1 = 0,392 \longrightarrow (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,9485 \longrightarrow A_{st} = \frac{57,71 \times 10^6}{0,9485 \times 330 \times 400} = 4,60 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature

		M	d	μ	obs	β	At (cm ²)	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale 25*35	En travée	25,66	0,33	0,066	SSA	0,966	2,31	4,375	3HA12	3,39
	À l'appui	-57,71	0,33	0,097	SSA	0,9485	4,60	4,375	3HA12 filante +3HA12chapeau	6,79
Poutre secondaire 25*35	En travée	13,005	0,33	0,033	SSA	0,983	1	4,375	3HA12	3,39
	À l'appui	-36,98	0,33	0,062	SSA	0,968	2,89	4,375	3HA12	3,39

Tableau VI-2 Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{25}{10}; 1,2\right) = (1; 2,5; 1,2) = 1\text{cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

• **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

• **Espacement des armatures transversales :**

❖ **Poutre principale :**

- **Zone nodale (appui)**

$$St \leq \left\{ \min \left[\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30 \right] \right\} = \left\{ \min \left[\frac{35}{4}, 12 \times 1,4, 30 \right] \right\} = \min (8,75, 16,8, 30)$$

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

- **Zone courante :**

$$St \leq \frac{35}{2} = \frac{40}{2} = 17,5\text{cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Poutre secondaire:**✓ **Zone nodale:**

$$St \leq \left\{ \min \frac{h}{4}, 12\phi l, 30 \right\} = \left\{ \min \frac{35}{4}, 12 \times 1.2, 30 \right\} = \min (8.75, 14.4, 30)$$

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

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$.

Délimitation de la zone nodale:

$$L' = 2 \times h$$

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

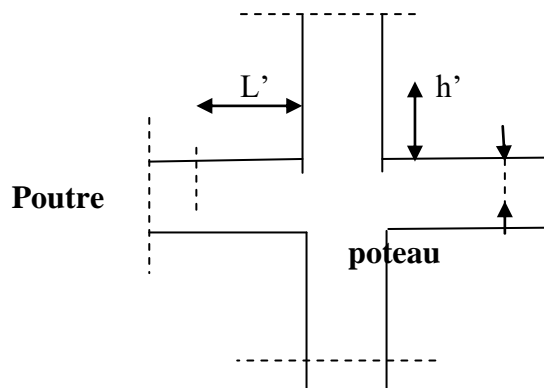


Figure VI-1 délimitation de la zone nodale.

✓ **Vérification de la section minimale d'armature transversale du RPA :**

La section minimale d'armature transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{min} = 3\text{‰} St \times b$$

Poutre principale :✓ **Zone nodale :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :✓ **Zone nodale :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante :**

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$St = 8\text{cm}$ à la zone nodale.

$St = 15\text{cm}$ à la zone courante.

VI.1.2.2.2 Vérifications à L'ELU :❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

➤ **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Poutres principales : } A_{min} &= 0.23.b.d. \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2 \\ &\leq A_{adopté} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Poutres secondaires : } A_{min} &= 0.23.b.d. \frac{ft_{28}}{fe} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2 \\ &\leq A_{adopté} \end{aligned}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = T_{max} / (b \times d) \leq \bar{\tau}_u, \text{ avec :}$$

T_{max} : effort tranchant max à L'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2fc_{28}}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPA.}$$

Poutre principales :

$$\tau_u = \frac{64,789 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,78 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$\tau_u = \frac{35,437 \times 10^3}{250 \times 330} = 0,43 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma b}$$

Poutre principale :

$$T_{max} = 64,789 \text{ KN} < 0.4 \times 0.9 \times 0.330 \times 0.25 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre secondaire :

$$T_{max} = 35,437 \text{ KN} < 0.4 \times 0.9 \times 0.330 \times 0.25 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 495 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6 ,1.3/BAEL91 modifié 99).**

$$\tau_{se} = T_u / (0.9d \sum U_i) \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA.}$$

Avec : U_i : le périmètre des barres

Poutres principales :

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 + 3 \times 3.14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = T_u / (0.9d \sum U_i) = (64,789 \times 10^3) / (0.9 \times 330 \times 226,08) = 0,964 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{35,437 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 113,04} = 1,05 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3.5 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.22/BAEL91 modifiées99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec :} \quad \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

Pour ϕ 12: $L_s = 42,36 \text{ cm}$

soit : $L_s = 45 \text{ cm.}$

Le règlement *BAEL91 mod 99* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$ Pour $\phi 12$: $L_c = 18\text{cm}$.

VI.1.2.2.3 Vérification à L'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ Vérification des contraintes de la résistance du béton à la compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

σ_s : La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \text{et} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

β_1 et K_1 sont données par le tableau en fonction de ρ_1

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

Poutre		M _s max	A adopté	ρ_1	β_1	k ₁	σ_s [Mpa]	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
principale	Travée	18,66	3,39	0,410	0,9018	35,916	184,964	5,15	15	vérifiée
	Appuis	41,92	6,79	0,410	0,9018	35,916	205,97	9,1	15	vérifiée
secondaire	Travée	4,33	3,39	0,410	0,9018	35,916	9,4	0,8	15	vérifiée
	Appuis	26,21	3,39	0,410	0,9018	35,916	259,802	7,23	15	vérifiée

Tableau VI-3 Vérification des contraintes à ELS.

VI.2 Ferrailage des poteaux

VI.2.1 Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à l'ELU} \\ G + Q \text{ à l'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA 99 version 2003}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2.2 Recommandation et exigences du RPA

VI.2.2.1. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99 version 2003

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ❖ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8\% \times b \times h$ en zone II.
- Poteaux (40×40): $A_{min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$

- Poteaux (35 × 35): $A_{min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$
- Poteaux (30 × 30): $A_{min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$
- ❖ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4\% \times b \times h$ en zone II e.
- Poteaux (40 × 40): $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35 × 35): $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
- Poteaux (30 × 30): $A_{max} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
- ❖ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6\% \times b \times h$ en zone II
- Poteaux (40 × 40): $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 9,6 \text{ cm}^2$
- Poteaux (35 × 35): $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 7,35 \text{ cm}^2$
- Poteaux (30 × 30): $A_{max} = 0,06 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$

<u>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> ➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. ➤ Le diamètre minimal est de 12 mm. ➤ La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone II_a). ➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a. ➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement. 			
Pourcentage total maximum	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton (0,8% bh)		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poteaux (40 × 40):	12,8	64	96
Poteaux (35 × 35):	9,8	49	73,5
Poteaux (30 × 30):	7,2	36	54

Tableau VI-4 la recommandation du RPA.

VI.2.2.2. Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u Effort tranchant de calcul.

h_1 Hauteur totale de la section d'armature transversale.

f_e Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

ρ_a Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant il est pris égale à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g: \text{ élanement géométrie de poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i}\right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} \times 0,7L_0$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en zone II

Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en zone II

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisant (\emptyset cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % donnée comme suite :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 5 \Rightarrow 0,8\%$$

$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

VI.2.2.3. Les efforts internes dans les poteaux

niveau	La section des poteaux	Effort normal		moment		Situation
		N_{max}		M_{cor}		
R/1	40 × 40	N_{max}	1415,790	M_{cor}	2,62	ELU
		N_{min}	-378,604	M_{cor}	-2,45	0,8G+Ey
		N_{cor}	1114,442	M_{max}	48,74	G+Q+Ey
2/3	35 × 35	N_{max}	946,941	M_{cor}	1,83	ELU
		N_{min}	-161,761	M_{cor}	-2,14	0,8G+Ey
		N_{cor}	796,310	M_{max}	33,74	ELU
4/6	30 × 30	N_{max}	517,199	M_{cor}	1,49	ELU
		N_{min}	-48,109	M_{cor}	-1,85	0,8G+Ey
		N_{cor}	97,722	M_{max}	26,68	G+Q+Ex

Tableau VI-5 les efforts interne des poteaux.

VI.2.2.4. Ferrailage des poteaux

Les valeurs extrêmes globales des efforts sont résumées dans le tableau ci-dessous selon différentes combinaisons :

VI.2.2.4.1 Calcul des armatures

VI.2.2.4.1.1 Armatures partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est partiellement comprimée si :

1^{er} cas :

C : le centre de pression ce trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C'\right)$

N : effort de compression ou de traction.

2^{ème} cas :

C : le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : l'effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

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

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u: \text{effort de compression.} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u: \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}$$

1^{er} cas : section simplement armée : $A_{sc} = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

2^{ème} cas : section doublement armée :

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

VI.2.2.4.1.2 Section entièrement comprimée (S.E.C)

C : le centre de pression ce trouve entre les armatures $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C'\right)$

N : l'effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times A_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{A_{sc}}$$

2^{ème} cas :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

VI.2.2.4.1.3 Section entièrement tendue (S.E.T)

C : le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : l'effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

Combinaison	N	M	C	d	β	$\frac{h}{2} - c'$	e_u	Obs	$A_{\text{trouvé}}$	Choix armatures	$A_{\text{adoptée}}$
ELU	1415,790	52,44	0,03	0,37	0,003	0,17	0,037	SEC	8,2	4HA16 +4HA14	14,20
0,8G+Ey	-378,604	48,74	0,03	0,37	0,002	0,17	0,128	SEC			
G+Q+Ey	1114,442	48,74	0,03	0,37	0,045	0,17	0,043	SEC			
ELU	946,942	33,74	0,03	0,32	0,006	0,145	0,035	SEC	4,80	4HA14 +4HA12	10,68
0,8G+Ey	-161,761	34,64	0,03	0,32	0,229	0,145	0,214	SPC			
ELU	796,310	33,74	0,03	0,32	1,471	0,145	0,042	SEC			
ELU	517,199	27,29	0,03	0,27	1,578	0,12	0,052	SET	3,20	8HA12	9,05
0,8G+Ey	-48,109	26,68	0,03	0,27	0,110	0,12	0,554	SPC			
G+Q+Ex	97,722	26,68	0,03	0,27	0,224	0,12	0,273	SEC			

Tableau VI-6 Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

VI.2.2.4.2 Vérifications à l'ELU

VI.2.2.4.2.1 Les armatures longitudinales Art 7.4.2 RPA 99 version 2003

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone II.
- ✓ Poteau (40×40): $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$
- ✓ Poteau (35×35): $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$
- ✓ Poteau (30×30): $l_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25 \text{ cm}$:

❖ Les armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99 version 2003

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

✓ Diamètre des barres Art 8.1.3 BAEL 91 modifiée 99

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l Diamètre max des armatures longitudinales.

✓ Espacement des armatures transversales

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\phi ; 15 \text{ cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15 \text{ cm}) \quad S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\phi)$

$$S_t \leq \min(15 \times 1,2) = 18 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

ϕ : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ **Vérification de la quantité d'armatures transversales:**

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_{tmin} = 0.3\% St \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_{tmin} = 0.8\% St \times b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$ *interpoler entre les deux valeurs précédente*

Avec :

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

Avec : L_f : longueur de flambement du poteau. $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : Hauteur libre du poteau.

- **Poteaux (40×40) R/1 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.40} = 5.35 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

Zone nodale : $A_t^{\min} : 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$.

Zone courante : $A_t^{\min} : 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$.

- **Poteaux (35×35) 2/3 :**

Etage 2, 3,4 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$.

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$.

- **Poteaux (30×30) 4/6:**

Etage 5, 6,7 :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 7.14 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$.

- Zone courante : $A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$.

Section des poteaux	T_u (KN)	B m	h_1 cm	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_{min} zone nodale (cm ²)	A_{min} zone courante (cm ²)	A_{ad}
R/1(40 × 40)	21,853	0,306	40	2,142	10	15	5,35 5	2,5	1,2	1,8	2,01
2/3(35 × 35)	14,853	0,306	35	2,142	10	15	6,12	2,5	1,05	1,575	2,01
4/6(30 × 30)	14,396	0,306	30	2,142	10	15	7,14	2,5	0,9	1,35	2,01

Tableau VI-7 Détermination des armatures transversales.

Les armatures longitudinales (verticales) des poteaux seront encadrées avec des cadres et les étriers en losange de HA8 de sections transversales :

Les cadres et les étriers doivent être fermés par les crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi = 8 \text{ cm}$.

NB : la zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

La longueur minimale des recouvrements :

Pour la **zone II** : $L_r = 40 \phi$

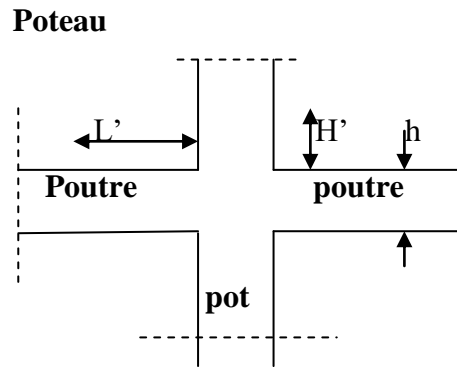
Zone I : $LR = 40 \phi l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$. $LR = 70 \text{ cm}$

Zone II : $LR = 40 \phi l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$. $LR = 60 \text{ cm}$

Zone III : $LR = 40 \phi l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$. $LR = 50 \text{ cm}$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres. les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



	h	h'
Poteau 40 × 40	4,08	h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 45; 45; 60) = 60 cm
Poteau 35 × 35	3,06	h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 40; 40; 60) = 60cm
Poteau 30 × 30	3,06	h' = Max ($\frac{306-35}{6}$; 35; 35; 60) = 60cm

Tableau VI-8 Détermination des zones nodales.

✓ Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$\lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPA}$

$\lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \quad \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPA}$

$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$

poteau	h(m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b MPa	$\bar{\tau}_{bu}$ MPa	condition
40×40	40	40	37	21,075	5,39	0.075	0,142	1.875	Condition vérifiée
35×35	35	35	32	14,853	6,12	0.075	0,132	1.875	Condition vérifiée
30×30	30	30	27	14,396	7,14	0.075	0.313	0,177	Condition vérifiée

Tableau VI-9 Vérification au cisaillement dans les poteaux.

Longueur de l'ancrage (longueur de scellement) (BAEL91Art .A.6.1.22) :

$LS = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \quad \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s 2 ft_2 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA.}$

$$- \text{Pour } \emptyset = 1.6 \text{ cm} \quad LS = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \quad LS = 60 \text{ cm.}$$

$$- \text{Pour } \emptyset = 1.4 \text{ cm} \quad LS = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \quad LS = 50 \text{ cm}$$

$$- \text{Pour } \emptyset = 1.2 \text{ cm} \quad LS = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm} \quad LS = 45 \text{ cm}$$

VI.2.2.4.3 Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

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

➤ Etat limite de compression

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

➤ Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcule l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0,5h - d) + A_s \times (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s(0,5 - d - X_G)^2 - A_s(0,5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s(e_s - X_G) \times (\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 Est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0$$

$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - l_c) \\ q = 2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2 \end{cases}$$

On calcule l'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$$

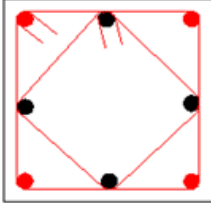
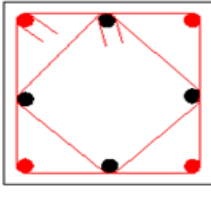
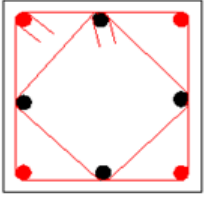
La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

poteaux	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e_s (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	nature	A_{trv}	A_{min}	A_{ad}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st}	$\overline{\sigma}_s$	OBS
40×40	$N_{max} = 1026,97$	$M_{cor} = 1,90$	0,0018	0,066	SEC	3,20	12,80	14,20	8,2	15	117,6	348	CV
	$N_{min} = 182,13$	$M_{cor} = -1,90$	0,0104	0,066	SEC								CV
	$N_{cor} = 1026,97$	$M_{max} = 38,05$	0,03705	0,066	SEC								CV
35 × 35	$N_{max} = 686,86$	$M_{cor} = 1,33$	0,0019	0,058	SEC	2,80	9,80	10,60	7,8	15	109,6	348	CV
	$N_{min} = 96,18$	$M_{cor} = -1,33$	0,0138	0,058	SEC								CV
	$N_{cor} = 686,86$	$M_{ma} = 24,33$	0,03541	0,058	SEC								CV
30 × 30	$N_{max} = 375,25$	$M_{cor} = 1,08$	0,0028	0,05	SEC	2,40	7,20	9,05	7,4	15	100,2	348	CV
	$N_{min} = 8,88$	$M_{cor} = -1,08$	0,1216	0,05	SPC								CV
	$N_{cor} = 44,14$	$M_{max} = 19,76$	0,4476	0,05	SPC								CV

Tableau VI-10 Vérification de la condition de non fragilités et les contraintes à ELS.

Conclusion :

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s \text{ min}}$ correspondante recommandée par le règlement **RPA 99 version 2003 en zone II**.

niveau	Section des poteaux	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC/1	40 × 40	4HA16 + 4HA14	1 cadre et 1 étrier	
2 ^{ème} à 3 ^{ème}	35 × 35	4HA14 + 4HA12	1 cadre et 1 étrier	
4 ^{ème} à 6 ^{ème}	30 × 30	8HA12	1 cadre et 1 étrier	

VI.3 Ferrailage des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme. 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 sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes(E).

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

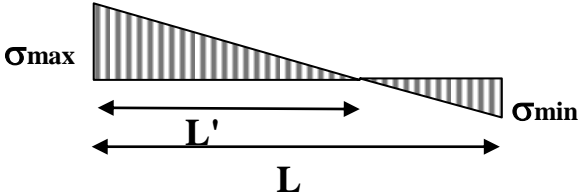
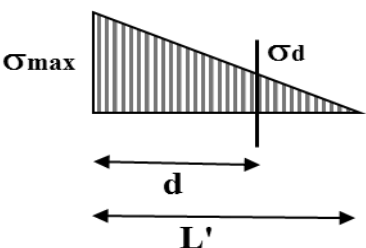
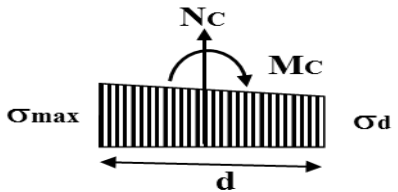
Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferrillons nos voiles par zones.

- ✓ **Zone I** : RDC. 1^{ER}
- ✓ **Zone II** : 2^{eme}, 3^{eme}
- ✓ **Zone II** : 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage.

VI.3.1.1. Combinaison d'action

<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

- ❖ **Exposé de la méthode de calcul :**
- ✓ **Armature verticale :**

<p>Type de sollicitation</p>	<p>En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <i>Section partiellement comprimé SPC.</i></p> 
<p>longueur de calcul « d »</p>	<p>$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c).$</p>
<p>Largeur L'</p>	<p>$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$</p>
<p>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</p>	<p>$\sigma_d = (\frac{L'-d}{L'}) \sigma_{max}$</p> 
<p>Calcul des efforts internes correspondants</p>	<p>$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$</p> 
<p>Calcul du ferrailage</p>	<p>$\gamma_s = 1$ γ_s : Coefficient de sécurité = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)</p> <p>$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ σ_s : Contrainte de calcul des acier</p> <p>$\sigma_s = 400,0$ [Mpa]</p> <p>$A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ A_s : Section des armatures</p>
<p>Armatures minimales</p>	<p>$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (BAEL Art A4.2.1)</p> <p>$A_{min} \geq A = 0.002B$ (RPA Art 7.7.4.1)</p>

✓ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\% B$

Globalement dans la section du voile

Avec :

A_v Section d'armatures verticales.

B : section du béton

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

✓ **Armature transversale :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

✓ **Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4$

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

✓ **Armature pour les potelets :**

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

✓ **Disposition constructives :**

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

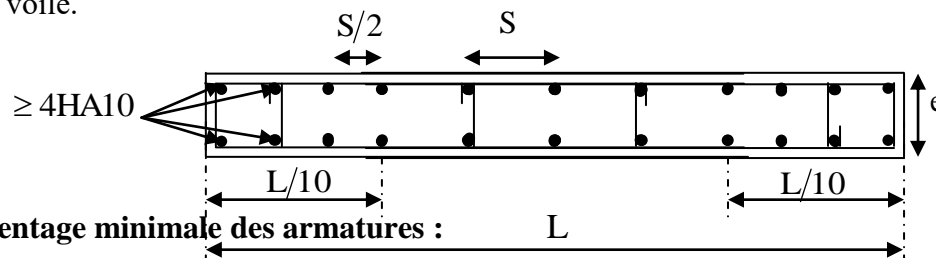
Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.



- **Pourcentage minimale des armatures :** L

$A_h \geq 0.15\% B$ Dans la section du voile.

$A_h \geq 0.10\% B$ Dans la section courante.

- **Diamètre minimal des barres :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser de l'épaisseur du voile.

- **Espacement**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 e \quad (\text{Article 7.7.4.3 du RPA 2003})$$

$$S \leq 30 \text{ CM}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V= 1.4 T$$

b0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

Vu : effort tranchant dans le niveau considéré

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$

❖ **Vérification à L'ELS :**

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

VI.3.2 Calcul de ferrailage

VI.3.2.1. Exemple de calcul

$$L = 3,60 \text{ m ; } e = 15 \text{ cm}$$

$$B = e \times L = 0,15 \times 3,60 = 0,54\text{m}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3,6}{2} = 1,6 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

$$N_{\max} = 359,580 \text{ KN}$$

$$N_s = 1511,54 \text{ KN}$$

$$V_u = 503,412 \text{ KN}$$

➤ **Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$N = N_{max}$$

$$\sigma_{max} = -\frac{N_{max}}{B} + \frac{M \times V}{I} = -\frac{359,58}{0,54} + \frac{884,621 \times 1,6}{1,6} = -2,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = -\frac{N_{max}}{B} - \frac{M \times V}{I} = -6,65 \text{ MPa}$$

Alors la section est partiellement comprimée

- **Calcul de “d”**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \times L = \frac{2720}{2720 - 6650,88} \times 3,6 = 1,04 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Ce qui donne :

$$L_t = L - L_c = 3,60 - 1,04 = 2,2 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}; \frac{2}{3}\right) \Rightarrow d = 0,43 \text{ m}$$

- **Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{min}}{L_t} = \frac{(2,2 - 0,43) \times 6,65}{2,2} = 2140 \text{ MPa}$$

- **Détermination des efforts normaux N_1 et N_2**

$$N_1 = \frac{-\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 283,50 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{(L_t - d)}{2} \times d \times e = 57,08 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{283,50}{348} = 8,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{57,08}{348} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4V_U}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 503,412}{400} = 19,38 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferrailage:➤ **Voiles longitudinale**

Voile longitudinale		Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage		3,06	3,06	3,06
	L (m)		3,60	3,60	3,60
	e (m)		0,15	0,15	0,15
	B (m ²)		0,54	0,54	0,54
	H		2,71	2,71	2,71
	T(kN)		359,580	327,047	264,236
	N _{ser} (kN)		1511,54	1105,67	655,35
	Vu (kN)		503,412	457,866	369,930
	σ_{\max} (kN/m ²)		2550,000	1470,000	540,000
	σ_{\min} (kN/m ²)		5360,000	3510,000	1860,000
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt		1,16	1,06	0,81
	Lc		2,44	2,54	2,79
	D		0,77	0,71	0,54
	σ_1		850,000	490,000	180,000
	N ₁		197,29	104,14	29,16
	A _{v1} /bande (cm ²)		4,93	2,60	0,73
	A _{vj} (cm ²)		13,84	12,59	10,17
	A'v1/bande/nappe		8,39	5,75	3,27
Armatures minimales			2,32	2,13	1,62
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm ²)		12,3	12,3	12,3
	Choix de A (cm ²)		2*(6HA12)	2*(6HA12)	2*(6HA12)
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8,04	6,16	4,50
	AH adopté (cm ²)		11,775	8,635	8,635
	choix de la section		15HA10	15HA8	15HA8
	Espacement (cm)		20	20	20
Armatures transversales			4 épingles HA8 /m²		

Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	1,864	1,696	1,370
	3,26 MPa	1,332	1,211	0,979
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	4,341	3,282	2,024

➤ **Voiles transversale**

Voile transversale	Zone	I	II	III
Solllicitation de calcul	h poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	3,06	3,06	3,06
	L (m)	4,20	4,20	4,20
	e (m)	0,15	0,15	0,15
	B (m ²)	0,63	0,63	0,63
	H	2,71	2,71	2,71
	T(kN)	378,629	353,530	330,771
	N _{ser} (kN)	1688,58	1252,85	738,03
	V _u (kN)	530,081	494,942	463,079
	σ_{\max} (kN/m ²)	2250,000	1370,000	1390,000
	σ_{\min} (kN/m ²)	4710,000	3270,000	2040,000
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt	1,36	1,24	1,70
	Lc	2,84	2,96	2,50
	D	0,91	0,83	1,13
	σ_1	750,000	456,667	463,333
	N ₁	203,66	113,26	157,72
	A _{v1} /bande (cm ²)	5,09	2,83	3,94
	A _{vj} (cm ²)	14,58	13,61	12,73
	A'v1/bande/nappe	8,74	6,23	7,13
Armatures minimales		2,72	2,48	3,40
Ferrailage e adopté	A'v1 adopté (cm ²)	20.34	20.34	20.34
	Choix de A (cm ²)	2*(9HA12)	2*(9HA12)	2*(9HA12)
	Espacement (cm)	15	15	15

Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	8,04	6,16	4,50
	AH adopté (cm ²)	11,775	8,635	8,635
	choix de la section	15HA10	15HA8	15HA8
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales		4 épingles HA8 /m²		
Vérifications contraintes	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$	1,963	1,833	1,715
	3,26 Mpa	1,402	1,309	1,225
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$	4,849	3,718	2,280

CHAPITRE VII L'étude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- ❖ Les fondations superficielles.
- ❖ Les fondations profondes.

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme...),
- Limitation des tassements compatibles.

VII.2 Type de fondations

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

VII.2.1 Les fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers

VII.2.2 Les fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage.
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII.3 Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.4 Choix du type de fondations

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif, La résistance du sol.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VII.4.1 Dimensionnement

VII.4.1.1. Semelle isolée sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s max qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC .

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{40} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

- Exemple

$$N_{ser} = 1415,790 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad B = 2,66 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1415,790}{200}}$$

$$B \geq 2,66 \text{ m}$$

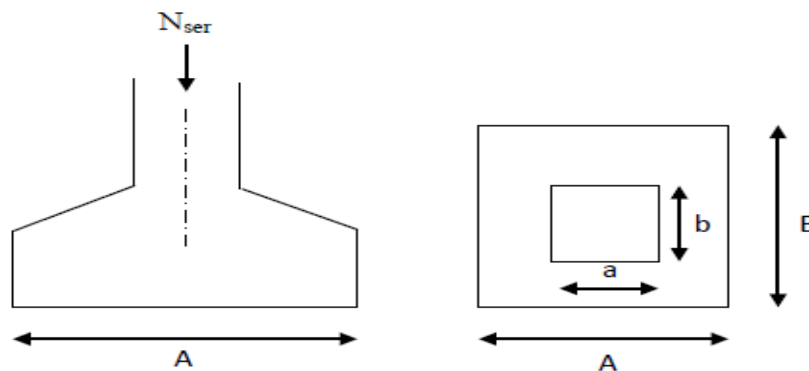


Figure VII-1 Schéma de la semelle isolée

Remarque :

On remarque que l'utilisation de la semelle isolée est impossible à cause de chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VII.4.1.2. Semelles filantes

a) Semelles sous poteaux

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

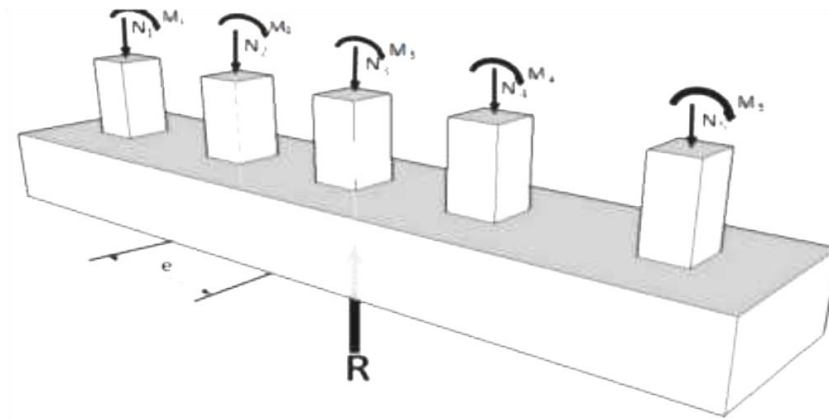


Figure VII-2 semelle filante sous poteaux

✓ Etape de calcul

Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

e_i : Excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right) \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) \end{cases} \quad \mathbf{B} \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{2779,391}{16,65} \left(1 - \frac{6(0,252)}{16,65} \right) \Rightarrow q_{min} = 151,739 \text{ KN/ml} \\ q_{max} = \frac{2779,391}{16,65} \left(1 + \frac{6(0,252)}{16,65} \right) \Rightarrow q_{max} = 182,089 \text{ KN/ml} \\ q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{2779,391}{16,65} \left(1 + \frac{3(0,252)}{16,65} \right) \Rightarrow q\left(\frac{l}{4}\right) = 174,509 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

✓ **Détermination de la résultante des charges**

On fera le calcul pour le portique le plus sollicités, les résultats son résumés dans le tableau suivant :

poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
B5	660,564	8,325	5499,1953	1,03
B4	315,535	4,125	1301,581	-4,02
B3	720,011	-0,425	-306,004	-2,26
B2	767,87	-4,125	-3167,463	1,87
B1	315,411	-8,325	-2625,796	3,8
somme	2779,391		701,5133	0,42

Tableau VII-1 résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

➤ **Calcul de la réaction du sol sous la semelle :**

➤ **La largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{l}{4}\right)}{\sigma_{sol}} \implies B \geq \frac{174,509}{200} \implies B \geq 0,87 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,20 \text{ m}$

➤ **Surface totale de la semelle filante sous poteau :**

$$S_{tpot} = B \times L \times n$$

Avec:

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tpot} = 119,88 \text{ m}^2$$

b) **Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \quad \longrightarrow \quad B \leq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

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 ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}$)

➤ **Sens longitudinal :**

Sens	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
4 *VL1	1511,539	3,60	2,0993	7,557
4 *VL2	1105,666	3,60	1,5356	5,528
4 *VL3	655,351	3,60	0,9102	3,276
totale				13,361

Tableau VII-2 Surface de la semelle filante sous voiles (sens longitudinal)

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 13,361 \text{ m}^2$

➤ **Sens Transversal :**

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
4 × VT1	1688,580	4,20	2,0102	8,442
4 × VT2	1252,851	4,20	1,4914	6,263
4 × VT3	738,026	4,20	0,8786	3,690
total				18,395

Tableau VII-3 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversale).

- La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 18,396 \text{ m}^2$

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_{vtot} = 13,361 + 18,396 = 31,757 \text{ m}^2$$

- La surface totale des semelles filantes sous voiles et sous poteau est :

$$S_{tot} = S_{tpot} + S_{tv} = 119,88 + 31,757 = 151,637 \text{ m}^2$$

- La surface totale de la structure : $S_{tot \text{ structure}} = 398,767 \text{ m}^2$

- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{structure}} \times 100 = \frac{151,637}{398,767} \times 100 = 38,02 \%$$

La surface totale des semelles représente **38,02 %** de la surface du bâtiment.

On remarque que la surface de la semelle filante est inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment donc on peut conclure que la semelle filante est acceptable. Donc on opte pour des semelles filantes comme fondation.

❖ Hauteur de la semelle

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$h_s = d + 5$$

B : largeur de la semelle b.

b : largeur du poteau.

hs : hauteur de la semelle.

$$20\text{cm} \leq d \leq 80\text{cm}$$

On prend:

$$d = 35 \text{ cm}$$

$$h_s = 35 + 5 = 40 \text{ cm}$$

c) Ferrailage de la semelle dans le sens longitudinal

➤ Armatures principales

$$A_{st} = \frac{N_u(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } N_u = 1415,790 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{1415,790(1200-400)}{8 \times 350 \times 348} = 1162,389 \text{ mm}^2 = 11,62 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA 16 + 4 HA 14 = 14,192 cm²**

avec un espacement de **15 cm**

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{14,192}{4} = 3,548 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4 HA 12 = 4,52 cm²**

d) Dimensionnement du libage

Libage autrement dit poutre de rigidité a pour rôle la transmission des charges vers la semelle, et rigidifier cette dernière on peut les assimiler à un soubassement et ils représentent en général les mêmes avantages que pour le cas des longrines, Il faut que :

La hauteur : $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur : $\frac{1}{3}h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3}h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens considéré :

$$\frac{455}{9} \leq h_p \leq \frac{455}{6} \longrightarrow 50,55 \text{ cm} \leq h_p \leq 75,83 \text{ cm}$$

On adopte une hauteur :

$$h_p = 70 \text{ cm}$$

On prend la hauteur du libage 0,70 m pour des raisons économiques de l'acier. Plus la hauteur est élevée plus le nombre de barres diminue.

$$\frac{1}{3} \times 70 \leq b_p \leq \frac{2}{3} \times 70 \longrightarrow 23,33 \text{ cm} \leq b_p \leq 46,66 \text{ cm}$$

$$b_p = 45 \text{ cm}$$

La largeur du libage doit être supérieure à la largeur du poteau pour éviter l'interaction des barres.

e) **Ferraillage longitudinal à l'ELU :**

Poteaux	Ni	Mi	Ei	Ni ei
B5	912,157	1,46	8,325	7593,707
B4	433,780	-5,57	4,125	1789,342
B3	992,985	-3,13	-0,425	-442,018
B2	1060,308	2,61	-4,125	-4373,770
B1	433,591	5,26	-8,325	-3609,645
Somme	3832,821	0,63	/	957,616

Tableau VII-4 Les efforts transmittent par les poteaux à la fondation à l'ELU.

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R} = \frac{957,616 + 0,63}{3832,821} = 0,25 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la charge uniforme**

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{3832,821}{16,65} \left(1 + \frac{3(0,25)}{16,65}\right) = 240,568 \text{ KN/ml}$$

Calcul de la charge uniforme :

Modélisation de la poutre de libage (Rigidité) :

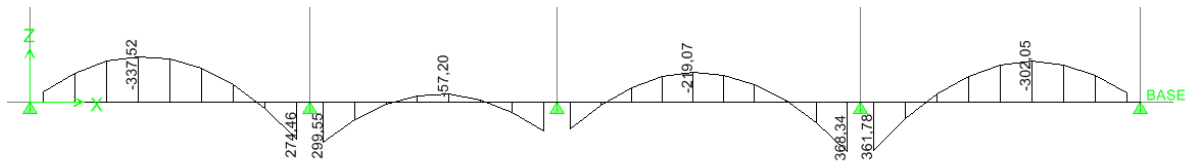


Figure VII-3 Diagrammes des moments de la poutre de rigidité à l'ELU.

❖ Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bc}}$$

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

➤ Ferrailage aux appuis :

Appuis	M _a	μ	β	A _{st}	A _{adoptée}	Ferrailage
A	368,34	0,136	0,927	17,56	20,61	4HA20+4HA16
B	368,34	0,136	0,927	17,56	20,61	4HA20+4HA16
C	368,34	0,136	0,927	17,56	20,61	4HA20+4HA16
D	368,34	0,136	0,927	17,56	20,61	4HA20+4HA16
E	368,34	0,136	0,927	17,56	20,61	4HA20+4HA16

Tableau VII-5 Ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis.

➤ Ferrailage en travée :

Appuis	M _a	μ	β	A _{st}	A _{adoptée}	Ferrailage
AB	337,52	0,125	0,933	15,99	20,61	4HA20+4HA16
BC	57,20	0,021	0,9895	2,55	20,61	4HA20+4HA16
CD	219,07	0,081	0,9575	10,11	20,61	4HA20+4HA16
DE	302,05	0,111	0,941	14,19	20,61	4HA20+4HA16

Tableau VII-6 Ferrailages de la poutre de rigidité en travée.

f) Vérification à l'ELU

✓ Condition de non fragilité (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99)

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

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 45 \times 65 \times 2,1}{400} = 3,53 \text{ cm}^2$$

Appuis : $A_{adoptée} = 20,61cm^2 > A_{st}^{min} = 3,53 cm^2$ Condition vérifiée.

Travée : $A_{adoptée} = 20,61cm^2 > A_{st}^{min} = 3,53 cm^2$ Condition vérifiée.

✓ **Influence de l'effort tranchant**

❖ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 Modifiée 99)**

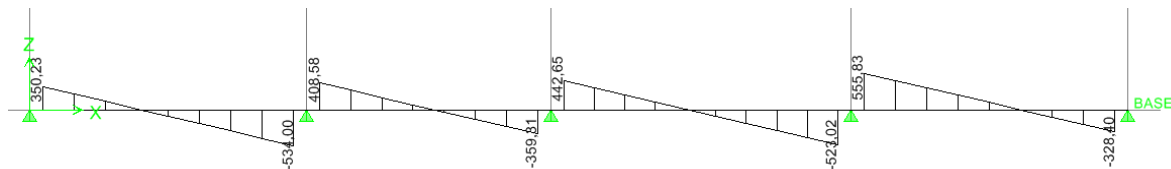


Figure VII-4 Diagrammes des efforts tranches de la poutre de rigidité à l'ELU.

On doit vérifier :

$$T_u \leq 0,40 \frac{0,9 \times f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$T_u = 555,83 \text{ KN} \leq T'_u 0,40 \frac{0,9 \times 25 \times 450 \times 650}{1,5} \times 10^{-3} = 1755 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99)**

- Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil

d'appui, Une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$$

D'où : $A_s \geq A_u = \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$

- Si $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} < 0$ donc la vérification n'est pas nécessaire.

$$555,83 - \frac{368,34}{0,9 \times 0,65} < 0 \quad \text{Donc la vérification n'est pas nécessaire.}$$

✓ **Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91/99)**

On doit de vérifier la relation:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec:

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\tau_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

$$\min \{ 3,33 \text{ Mpa} ; 5 \text{ Mpa} \} = \mathbf{3,33 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = \frac{555,83 \times 10^3}{450 \times 650} = 1,90 \text{ Mpa} < 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Vérification d'adhérence et entrainement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99)**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ Mpa}}$$

$$\sum U_i : \text{Somme des périmètres des barres. } \sum U_i = n \times \pi \times \Phi$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 20 + 4 \times 3,14 \times 16 = 452,16 \text{ mm}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ Coefficient de scellement HA.}$$

$$\tau_{se} = \frac{555,83 \times 10^3}{0,9 \times 650 \times 452,16} = 2,10 \text{ Mpa} < 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ✓ **Calcul des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

Φ_t : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal.

$$\Phi_t \leq \min(20 \text{ mm}; 16 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

On opte pour : $\Phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$

- ✓ **Condition d'espacement des barres (Art A.5.1.22 BAEL91 modifiée 99)**

$$S_t = \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = \min(58,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

- ✓ **Exigences du RPA 99(Art 7.5.2)**

- ❖ **Calcul des armatures longitudinales (RPA 99 Art 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_l = 4HA20 + 4HA16 = 20,61 \text{ cm}^2$$

$$0,5\% \text{ de toute la section : } 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 45 \times 70 = 15,75 \text{ cm}^2$$

D'où $A_l = 20,61 \text{ cm}^2 > 15,75 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

✓ **La quantité d'armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2)**

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b$$

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(17,5; 19,2) = 19,2\text{cm} \rightarrow \quad S_t = 10\text{cm}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35\text{cm} \rightarrow \quad S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025\text{cm}^2$$

Donc on opte pour trois cadres soit : $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

❖ **Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/ version 2003)**

Dans le cas des poutres la longueur de la zone nodale (l') est égal a deux fois la hauteur de la poutre considérée.

$$l' = 2 \times h$$

Avec :

l' : longueur de la zone nodale

h : hauteur du libage

$$l' = 2 \times 70 = 1,4\text{m}$$

✓ **Ancrage des armatures : (Art A.6.1.22 BAEL91/99)**

• **Selon BAEL91 modifiée 99**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

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

$$\Psi_s = 1.5 \quad \text{Pour les aciers à haute adhérence.}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $L_a = 0.4 L_s$ pour les aciers HA.

• **Longueur de scellement**

Pour $\phi = 20$:

$$L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,54\text{cm}$$

On prend $L_s = 70\text{cm}$

Pour $\phi = 16$:

$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,43 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 60 \text{ cm}$

- **Longueur d'ancrage**

Pour $\phi = 20$:

$$L_a = 0,4 \times 70 = 28 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_a = 30 \text{ cm}$

Pour $\phi = 16$:

$$L_a = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_a = 30 \text{ cm}$

- **Selon (Art 7.5.2.1, RPA 99 vs 2003)**

$$L_s = 40\phi$$

Pour $\phi = 20$:

$$L_s = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

Pour $\phi = 16$:

$$L_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On opte pour : $L_s = 70 \text{ cm}$

g) Vérification à l'ELS

Poteaux	Ni	Mi	Ei	Ni ei
6	660,564	1,03	8,325	5499,1953
32	315,535	-4,02	4,125	1301,581
46	720,011	-2,26	-0,425	-306,004
60	767,870	1,87	-4,125	-3167,463
82	315,411	3,80	-8,325	-2625,796
Somme	2779,391	0,42	/	701,513

Tableau VII-7 Efforts transmis par les poteaux à la fondation à l'ELS

$$e = \frac{\sum Ni ei + \sum Mi}{R} = \frac{701,513 + 0,42}{2779,391} = 0,252$$

$$q\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{2779,391}{16,65} \left(1 + \frac{3(0,252)}{16,65}\right) = 174,509 \text{ KN/ml}$$

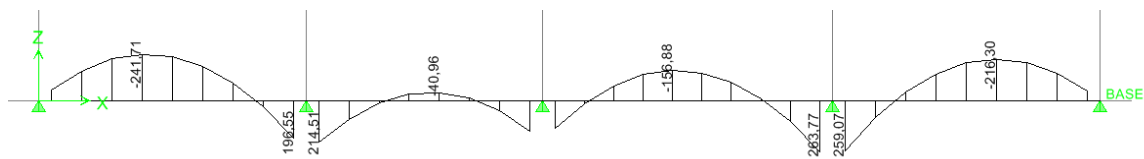


Figure VII-5 Diagramme des moments de la poutre de rigidité à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes**

La contrainte dans les aciers doit vérifier cette relation :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \times \beta_1 \times d} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

{k1 ; β1} à partir des tableaux à l'ELS.

A_{st} : la section d'armatures adoptée

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

La contrainte dans le béton doit vérifier cette relation : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

Tapez une équation ici.

Appuis	M _s (KN.m)	μ	β ₁	K ₁	A _{st} (cm ²)	σ _{st} (Mpa)	σ̄ _{st} (Mpa)	Vérification	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Vérification
A	263,77	0,704	0,878	25,98	20,61	224,253	348	C.V	8,63	15	C.V
B	263,77	0,704	0,878	25,98	20,61	224,253	348	C.V	8,63	15	C.V
C	263,77	0,704	0,878	25,98	20,61	224,253	348	C.V	8,63	15	C.V
D	263,77	0,704	0,878	25,98	20,61	224,253	348	C.V	8,63	15	C.V
E	263,77	0,704	0,878	25,98	20,61	224,253	348	C.V	8,63	15	C.V

Tableau VII-8 Vérification de la contrainte aux appuis

Appuis	M_s (KN.m)	ρ	β_1	K_1	A_{st} (cm ²)	σ_{st} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Vérification	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Vérification
AB	241,71	0,704	0,878	25,98	20,61	205,498	348	C.V	7,909	15	C.V
BC	40,96	0,704	0,878	25,98	20,61	34,823	348	C.V	1,34	15	C.V
CD	156,88	0,704	0,878	25,98	20,61	133,377	348	C.V	5,133	15	C.V
DE	216,30	0,704	0,878	25,98	20,61	183,895	348	C.V	7,078	15	C.V

Tableau VII-9 Vérification de la contrainte en travée

h) Dimensionnement de la longrine

Une longrine est un élément de structure ayant la forme d'une poutre et orientée horizontalement, supportant des forces mécaniques importantes, et a pour rôle la transmission des charges vers la semelle.

Les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau de longrines tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points dans le sens horizontal. Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99(Art 10.1.1)**

(25× 30) cm² : site de catégorie S2 et S3

(30× 30) cm² : site de catégorie S4

Dans notre cas on opte pour : (25× 30) cm².

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site considéré.

✓ Les armatures longitudinales

$$Nu = 828,52 KN$$

$$\alpha = 12 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{zone : IIa} \\ \text{Site : 3} \end{array} \right.$$

$$F = 689,04 KN \geq 20KN$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{69,04}{348} = 198,39 \text{ mm}^2 = 1,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA14 = 6,79 cm²**

✓ **Armatures longitudinales minimales**

$$A_{min} = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

✓ **Les armatures transversales**

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

$$\phi_t \leq \min (8,57 ; 25 ; 14) = 8,57 \text{ mm}$$

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

✓ **Armatures transversales minimales**

Zone nodale :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min(7,5 ; 16,8) = 7,5 \text{ cm}$$

St = 7cm

$$A_{min} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,53 \text{ cm}^2$$

Zone courante:

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

St = 15cm

$$A_{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

On opte pour trois cadres soit : **A_t = 3HA8 = 1,51 cm²**

• **L'espacement**

$$St \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = 20 \text{ cm}$$

Aux appuis :

$$St = 7 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

En travée :

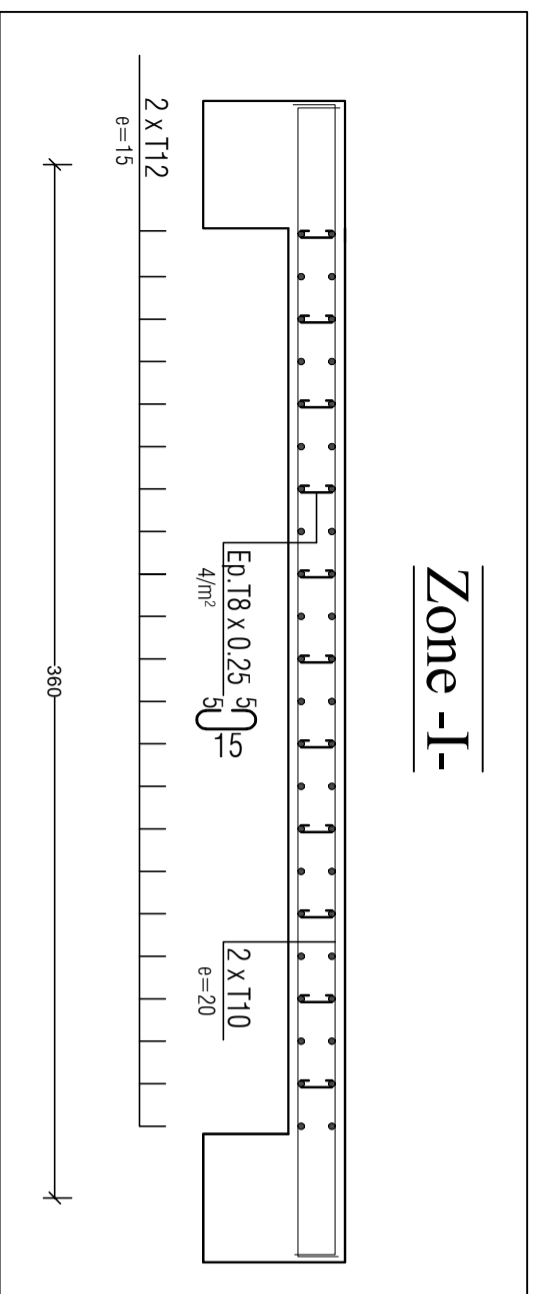
$$St = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

VII.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré dimensionner l'infrastructure dont la semelle filante, la poutre de rigidité et la longrine; en lui effectuant un calcul des armatures appropriées à ces derniers, afin d'assurer la répartition des charges sur le sol et de réagir aux charges verticales de la structure.

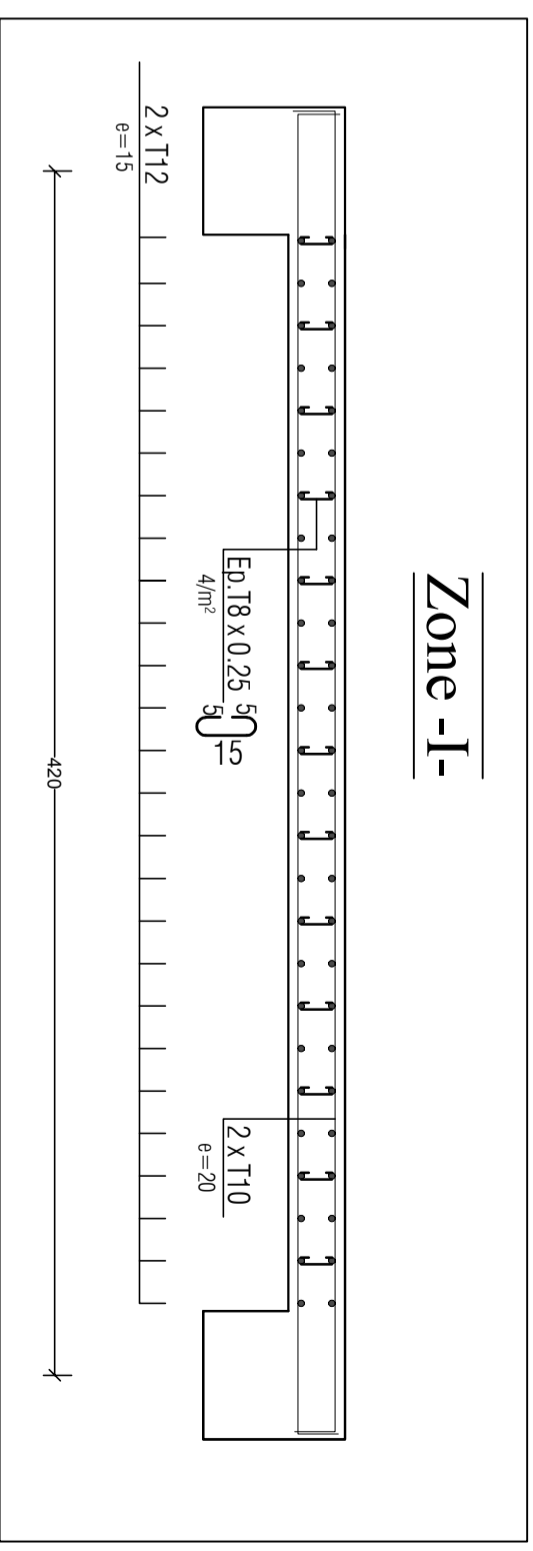
VL1=VL2=VL3=VL4=3.60m

Zone -I-

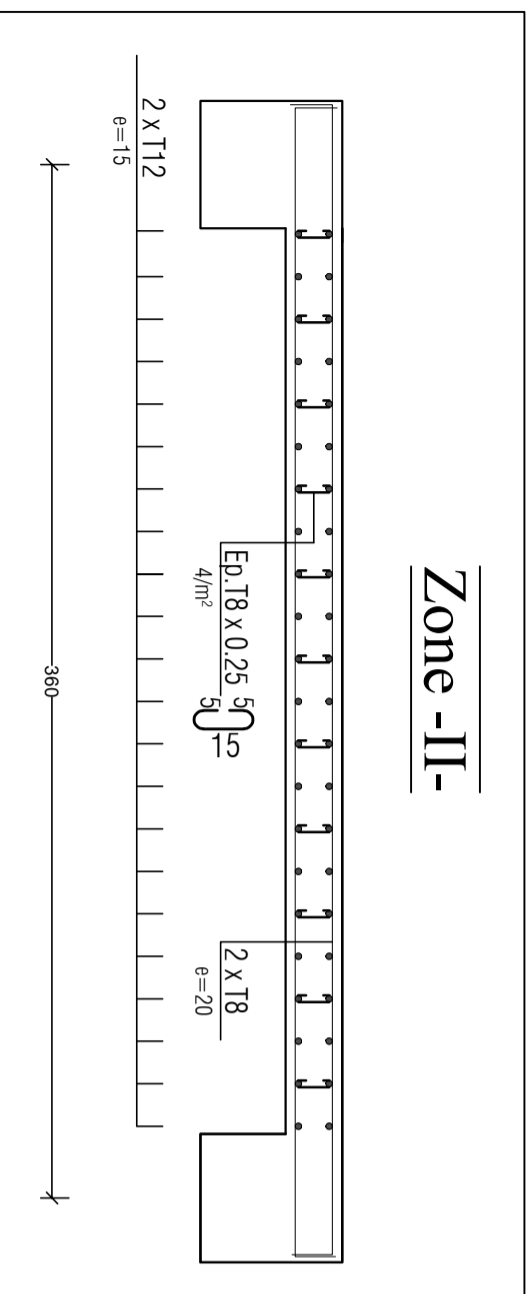


VT1=VT2=VT3=VT4=4.20m

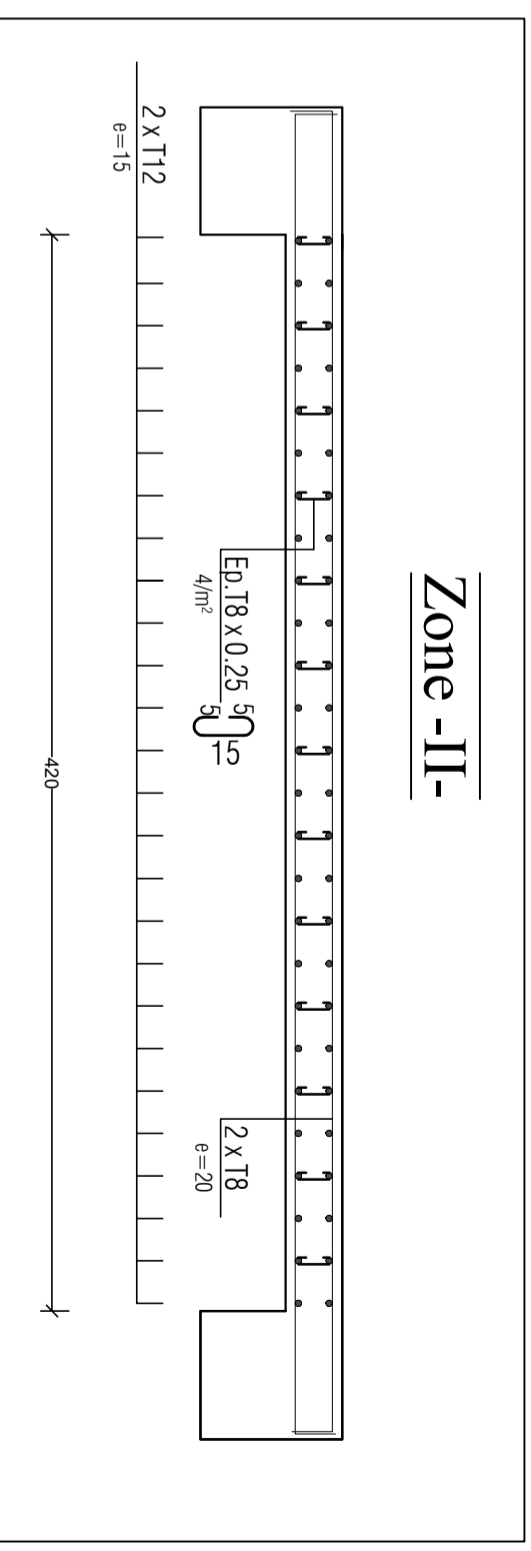
Zone -I-



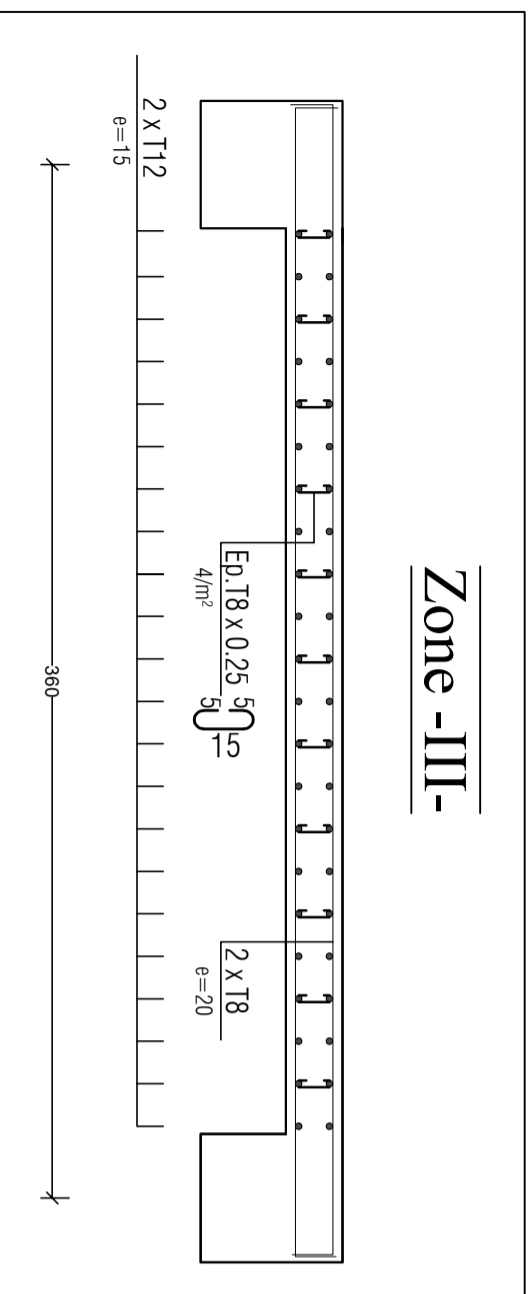
Zone -II-



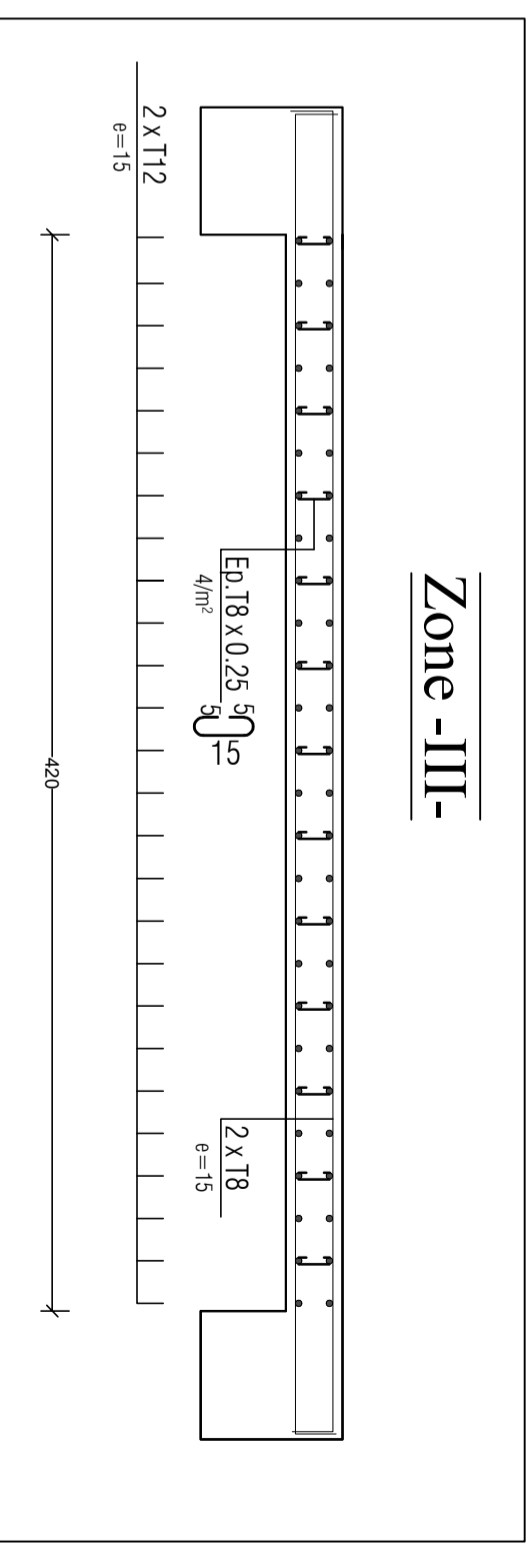
Zone -II-



Zone -III-

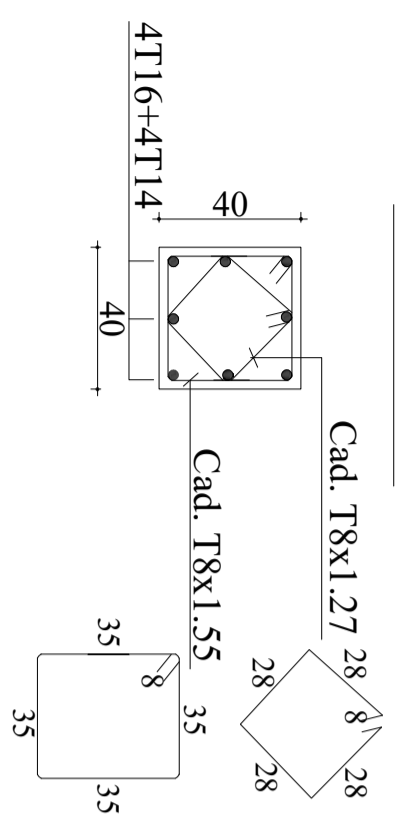


Zone -III-

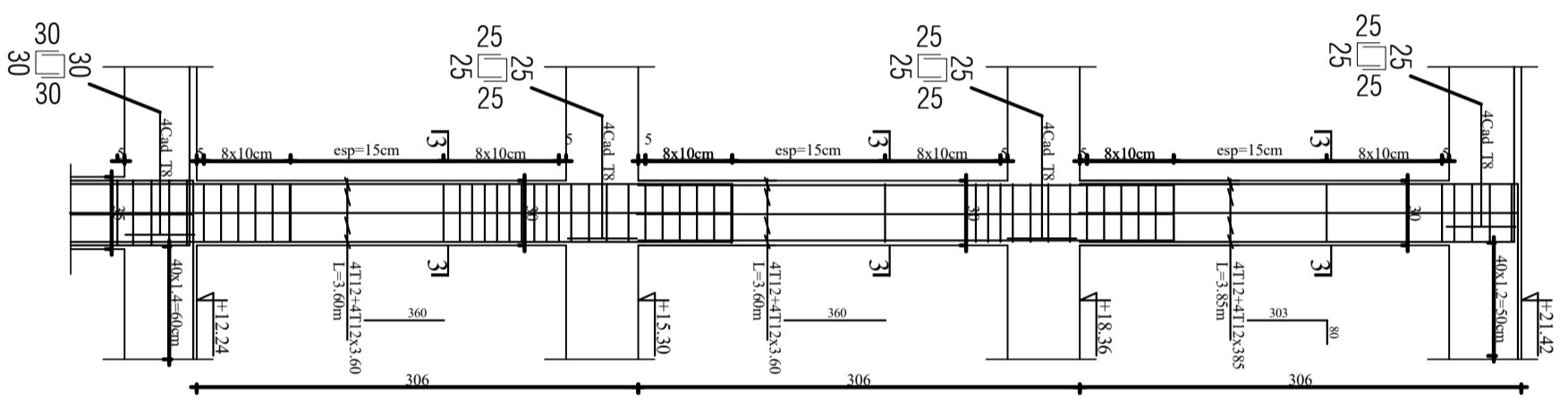


COUPE 1-1

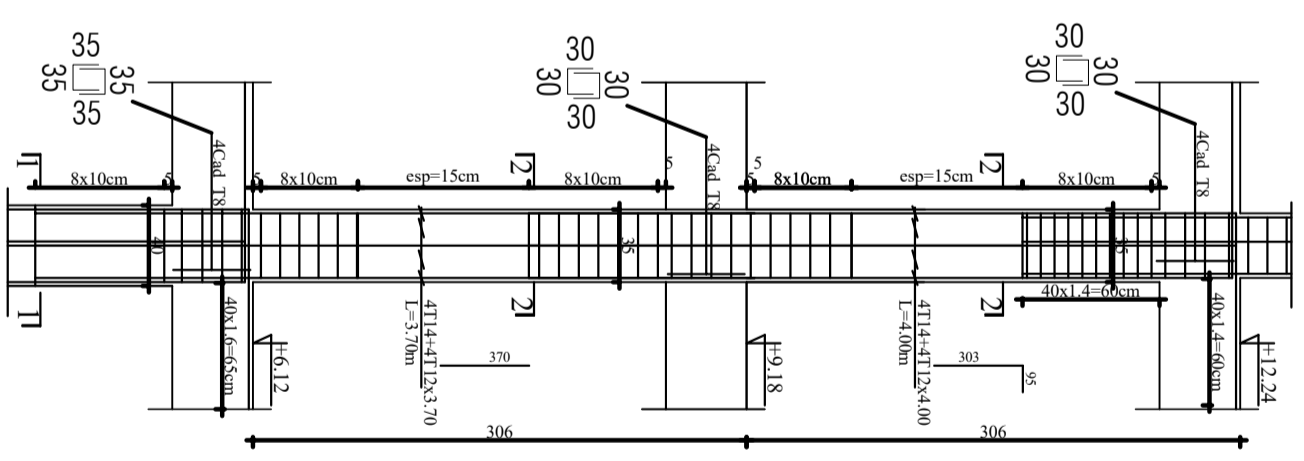
1--1



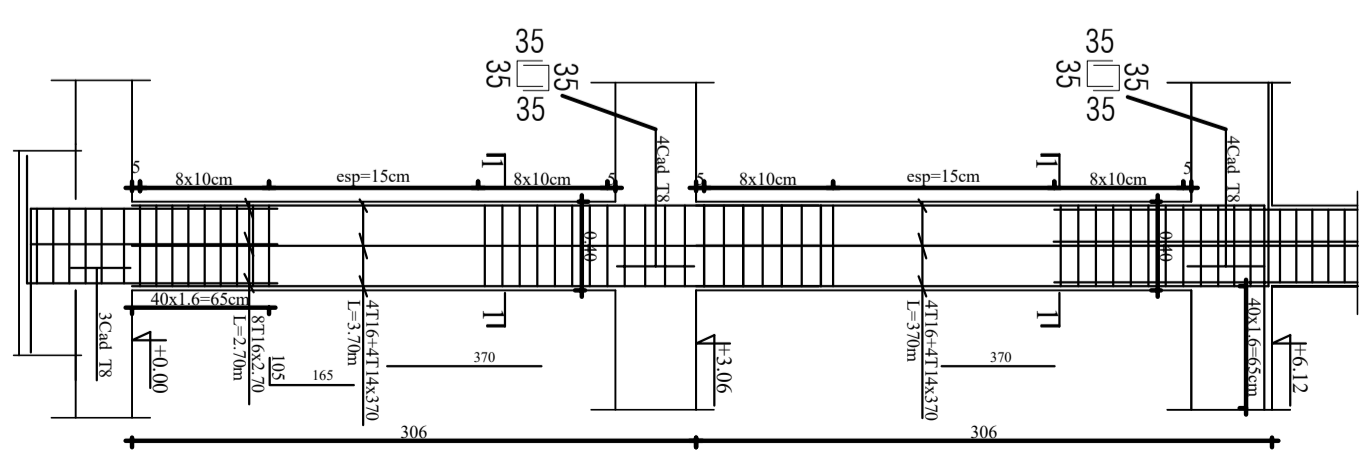
POTEAU 30*30



POTEAU 35*35

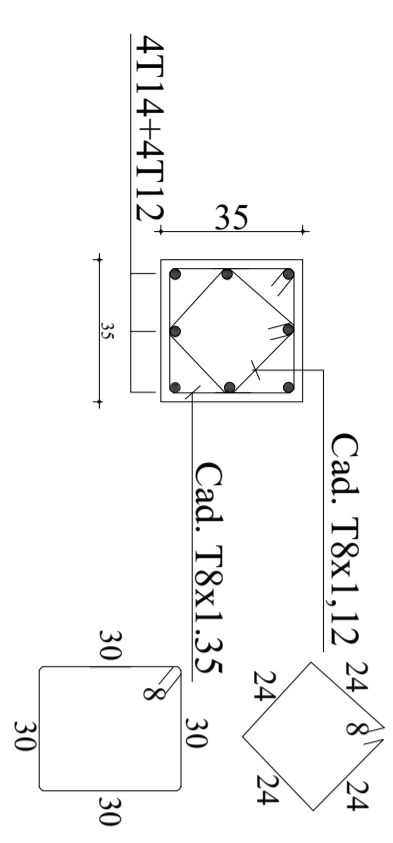


POTEAU 40*40



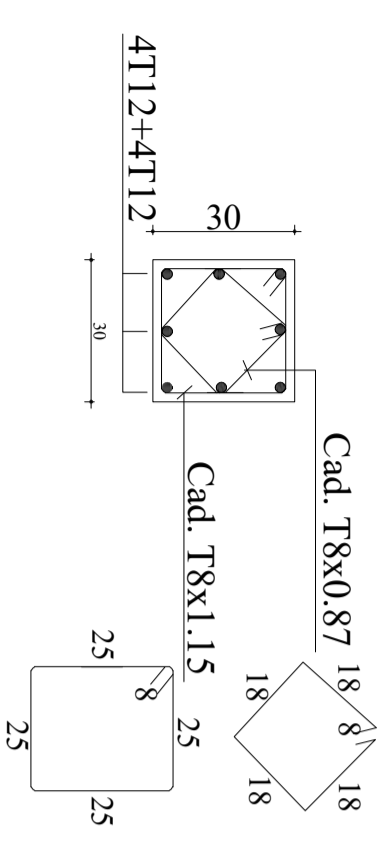
COUPE 2-2

2--2



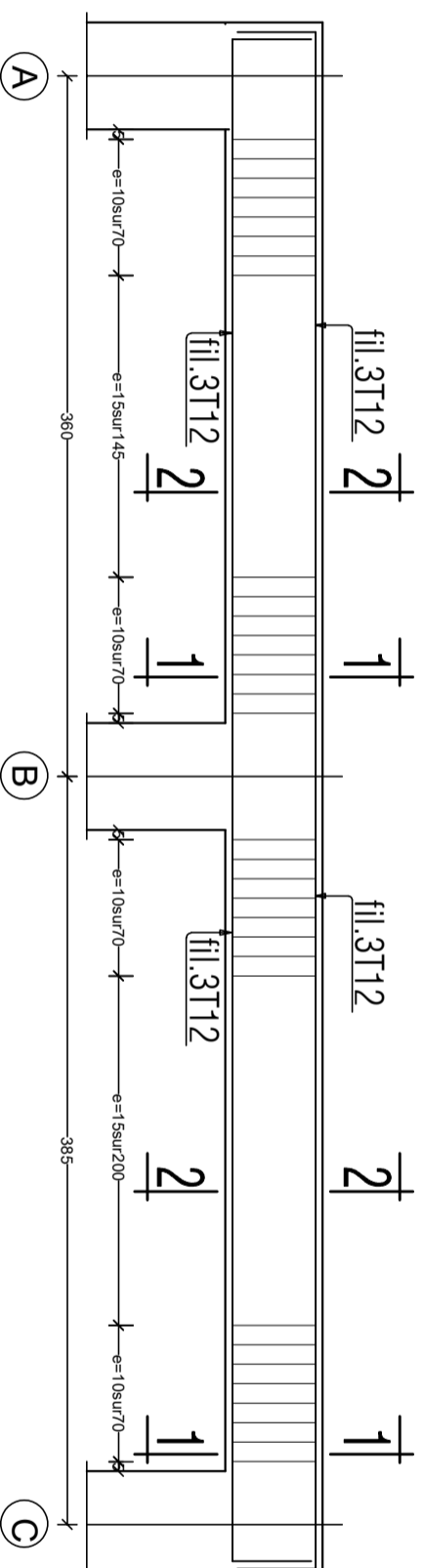
COUPE 3-3

3--3

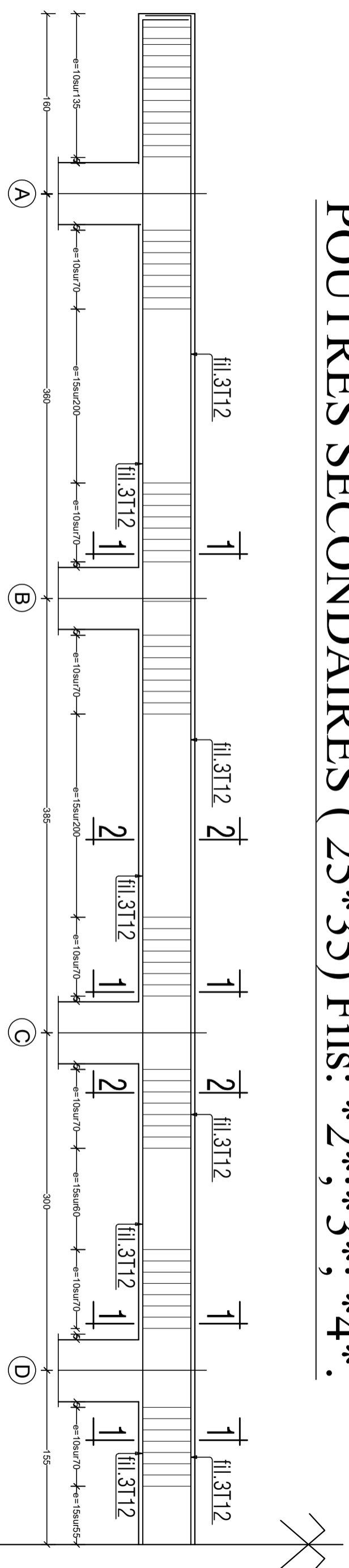


POUTRES SECONDAIRES (25*35).

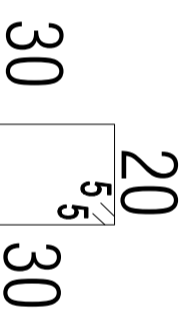
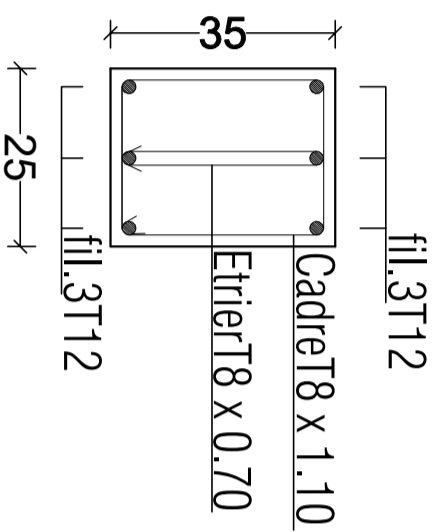
POUTRES SECONDAIRES (25*35) Fils: *1*. *5*



POUTRES SECONDAIRES (25*35) Fils: *2*. *3*. *4*.

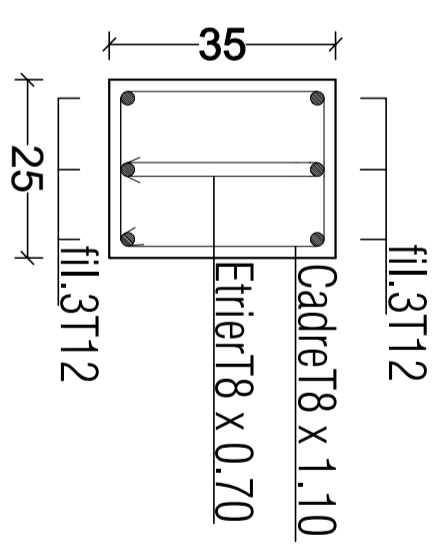


COUPE 1-1



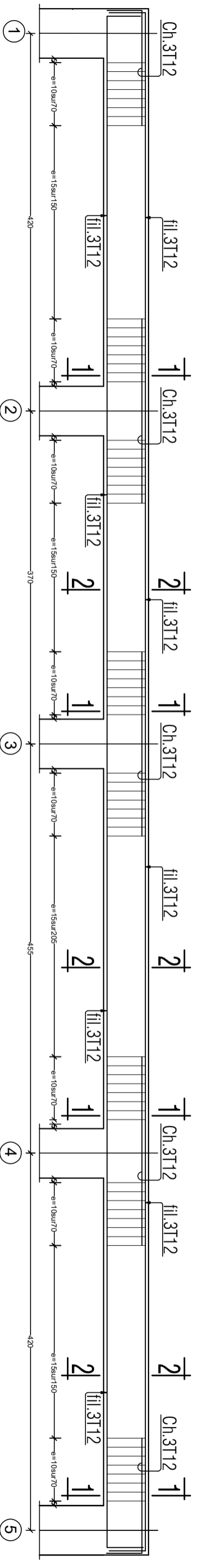
COUPE 2-2

ECH 1/10

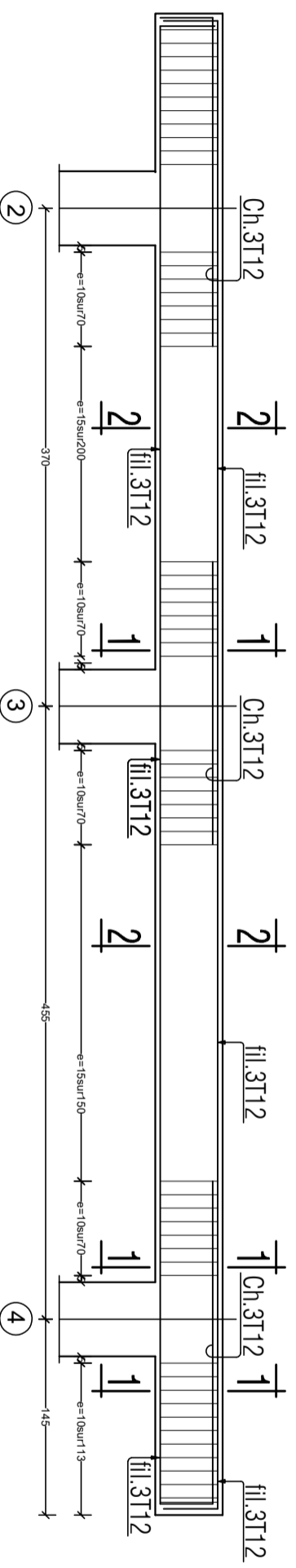


POUTRES PRINCIPALES (25*35).

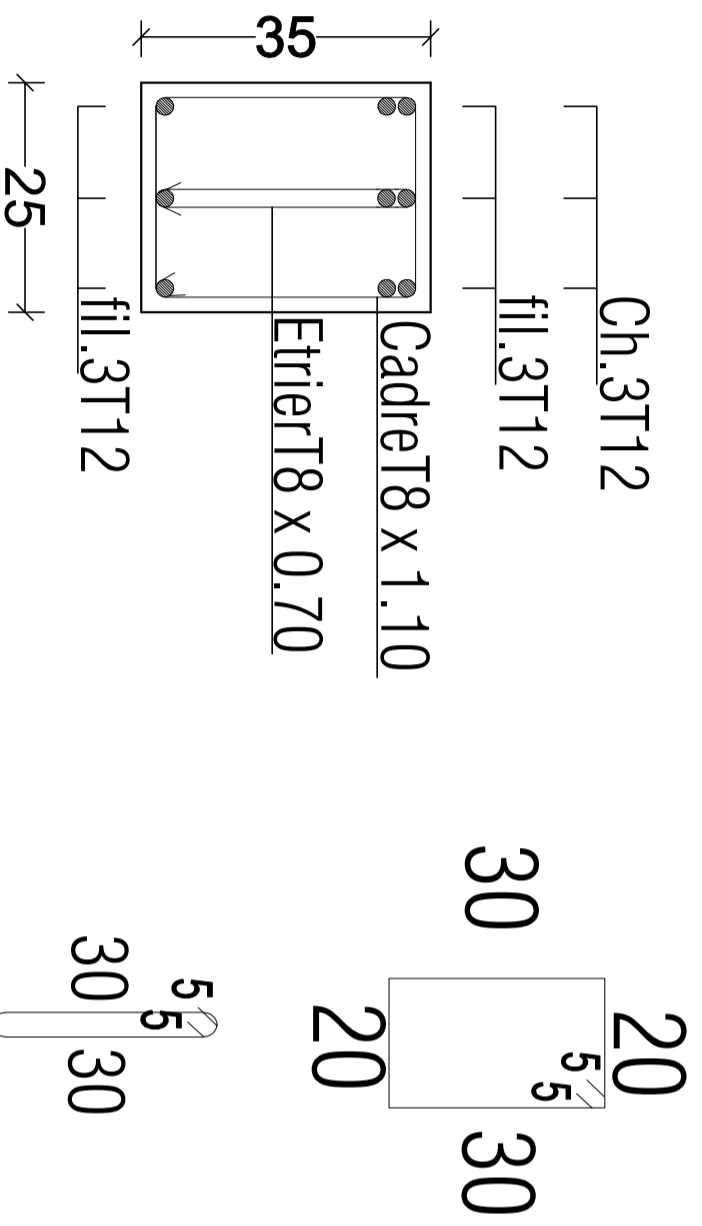
POUTRES PRINCIPALES (25*35) Fils: *A*,*B*,*C*,*F*,*G*,*H*.



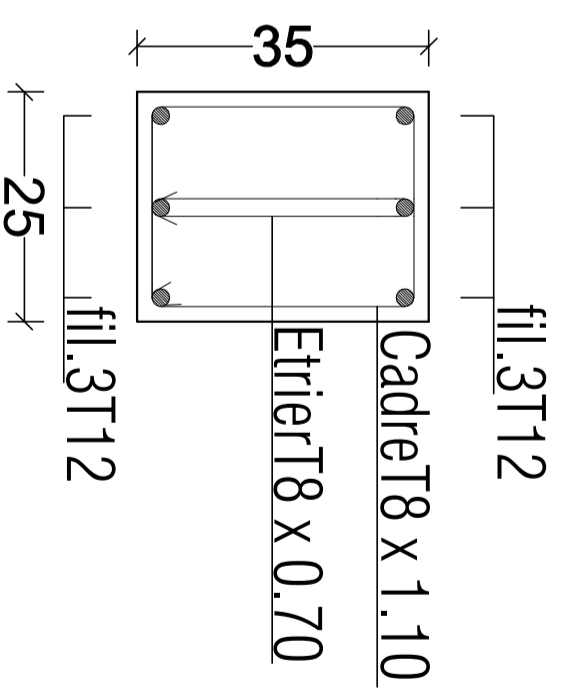
POUTRE PRINCIPALE (25*35) Fils: *D*,*E*.



COUPE 1-1

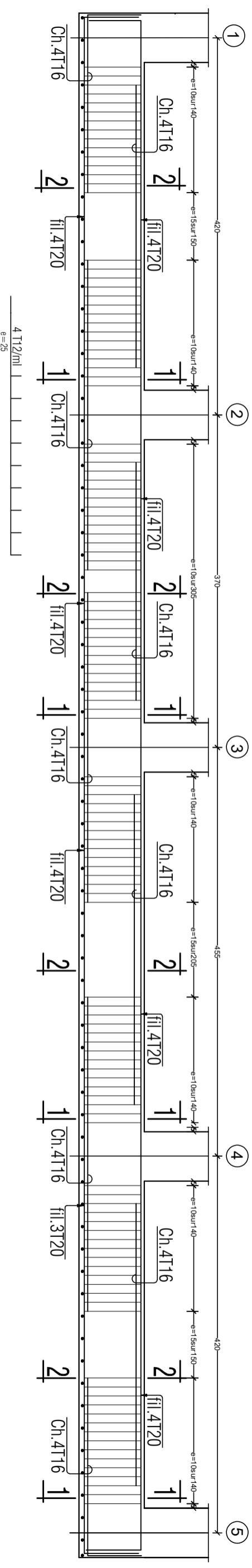


COUPE 2-2

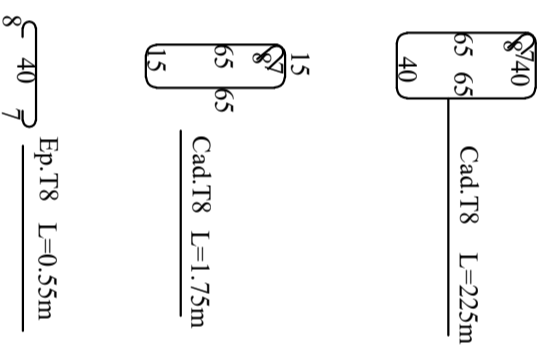
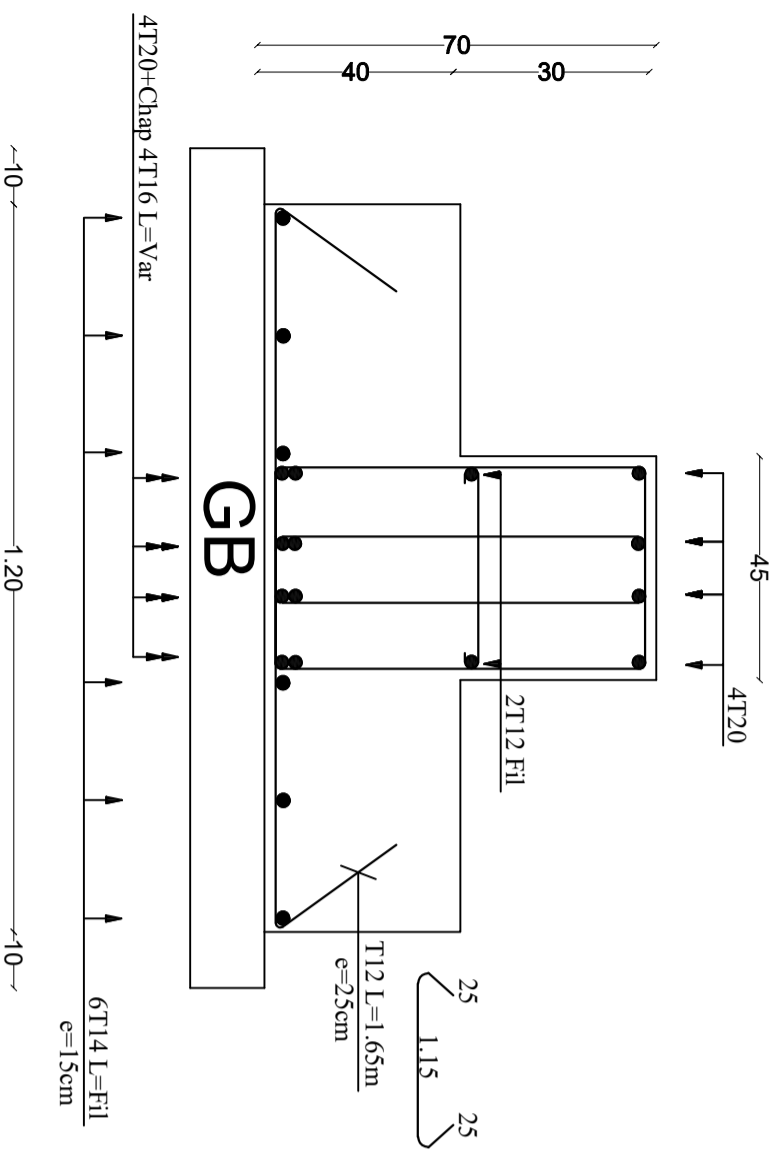


POUTRES DE RIGIDITE (45*70).

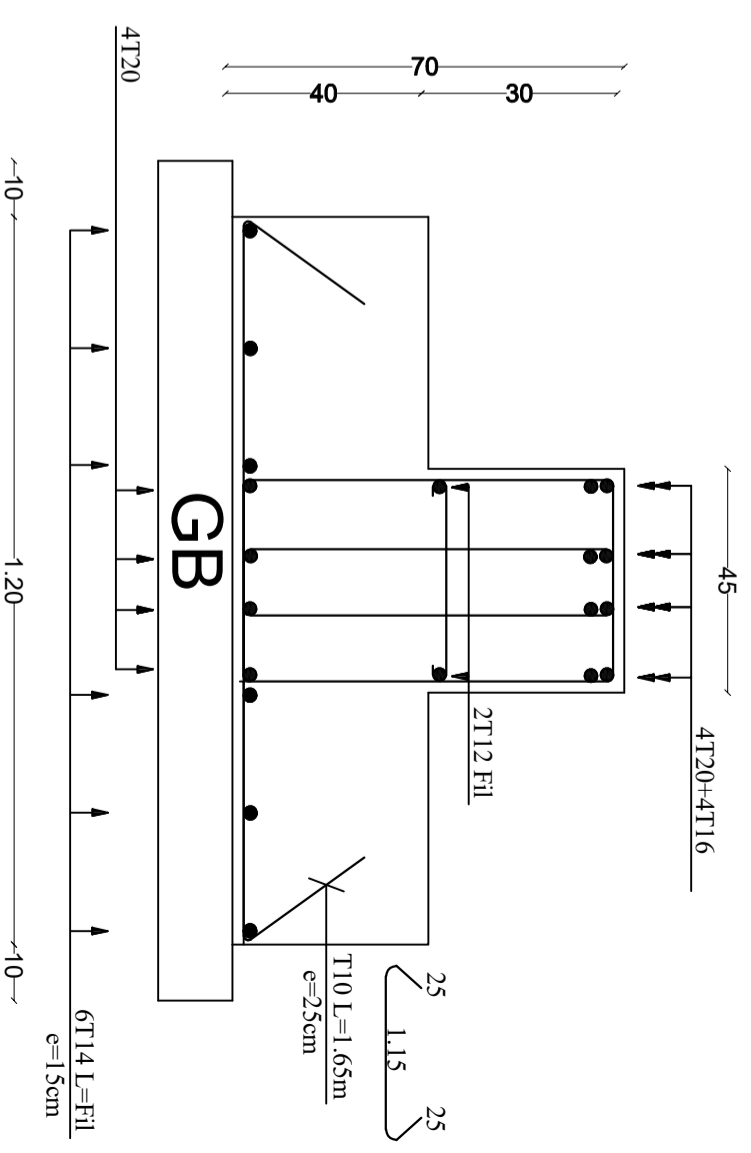
POUTRES DE RIGIDITE (45*70) FILS: *A**B**C**F**G**H*.



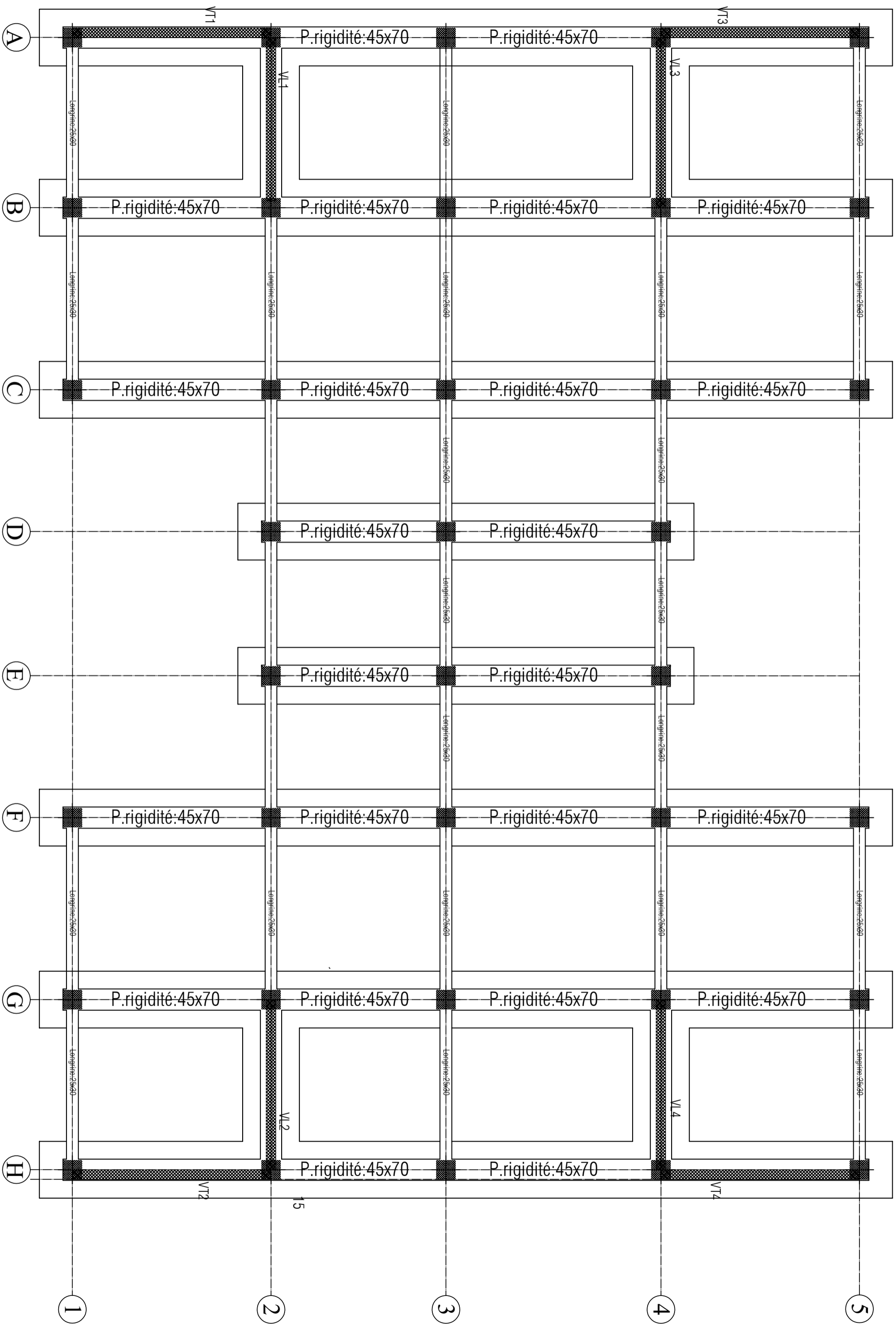
Coupe 1-1



Coupe 2-2

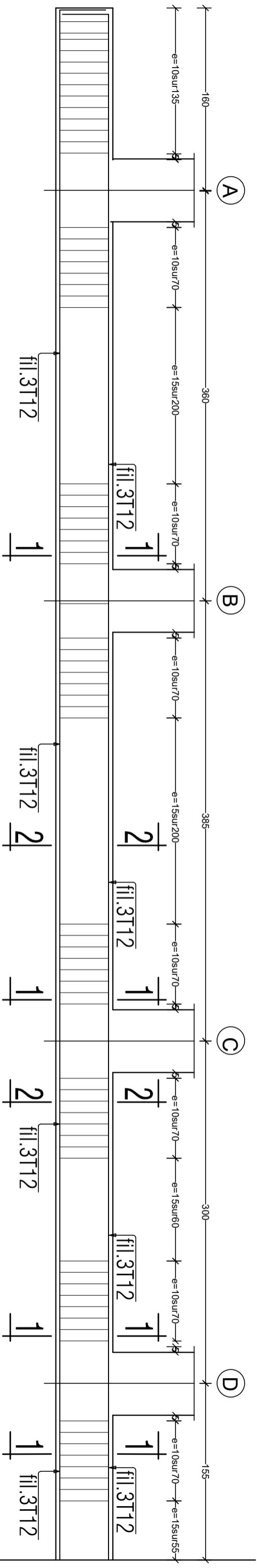


Plan de coffrage des semelles filantes NIV: +0.00m

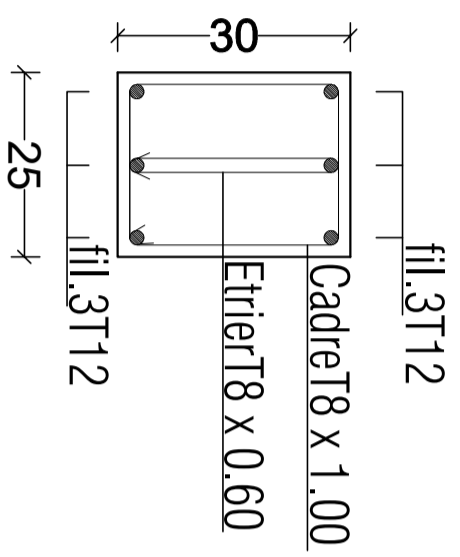


La longrine (25*30).

La longrine (25*30) Fils: *2*,*3*,*4*.

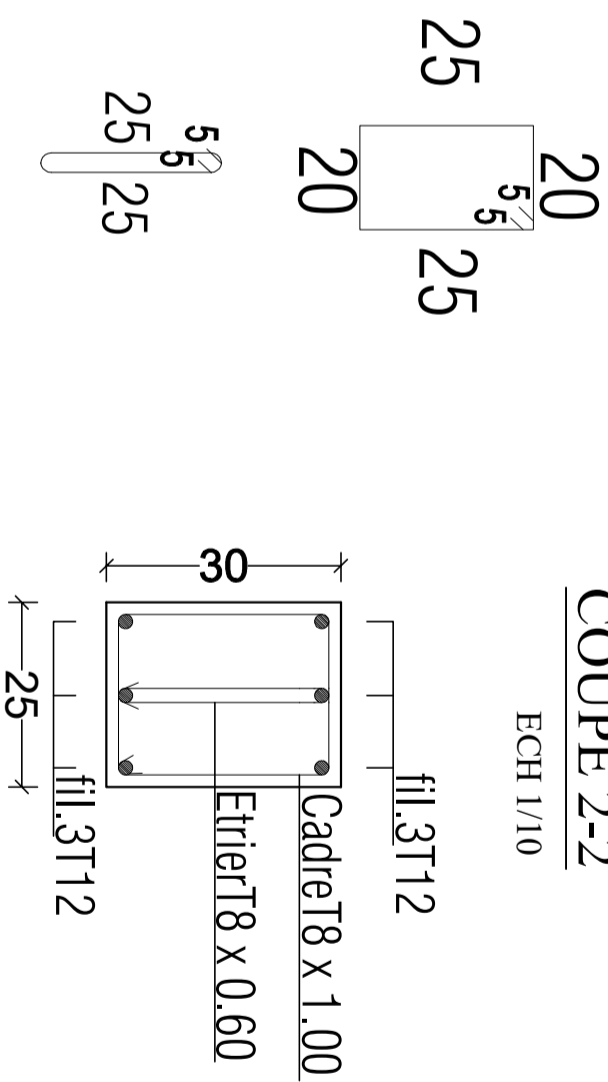


COUPE 1-1

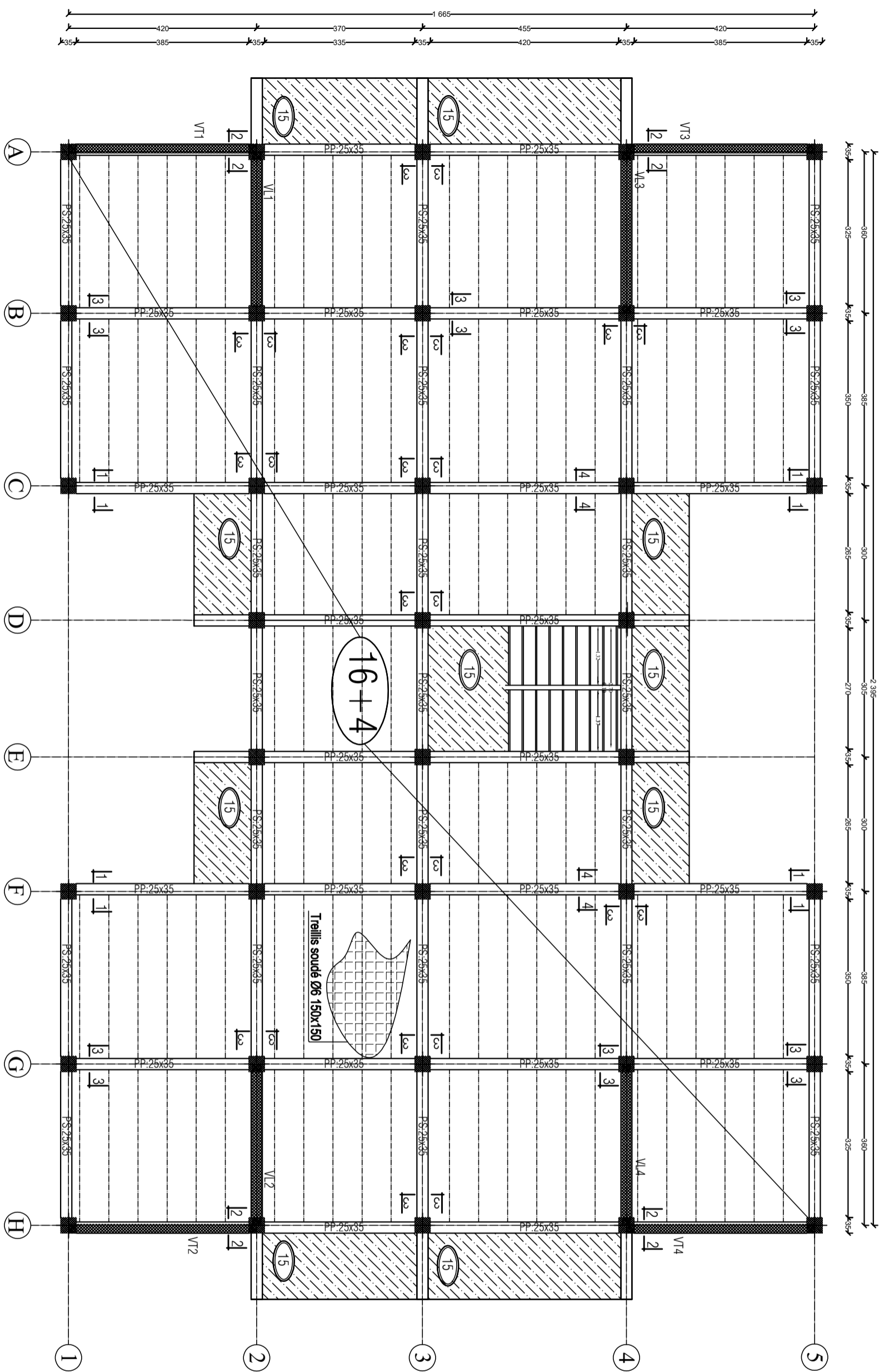


COUPE 2-2

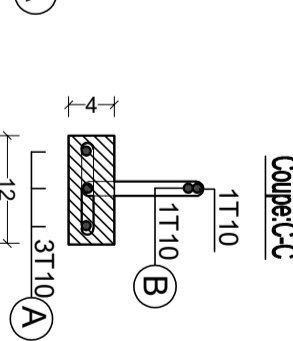
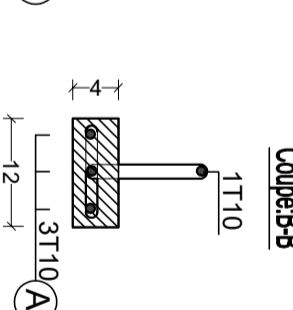
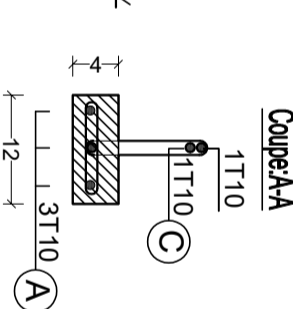
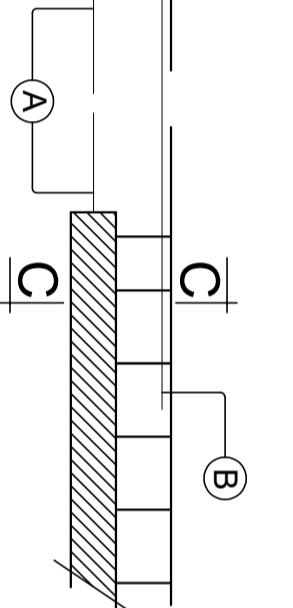
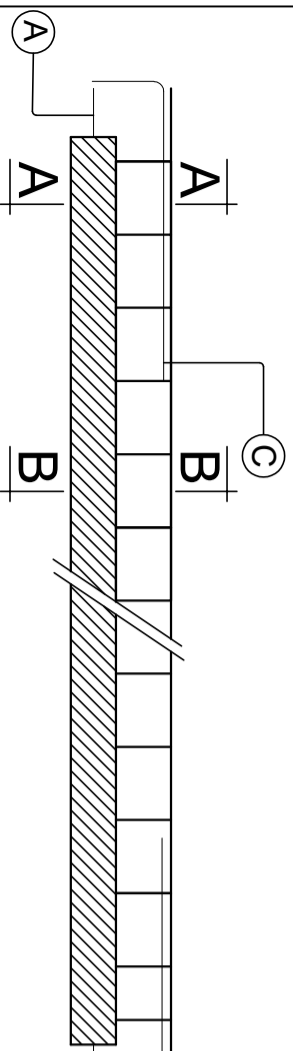
ECH 1/10



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 9,18 ;12,24 m

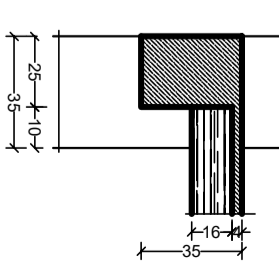


LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)



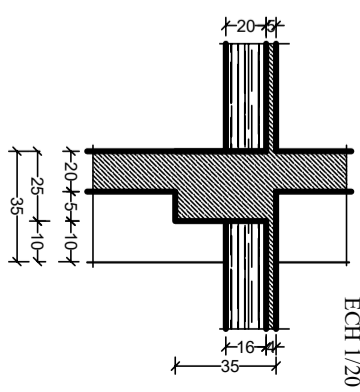
COUPE 1-1

ECH 1/20



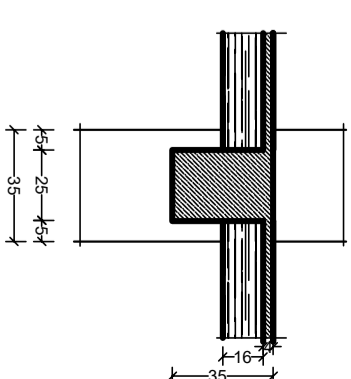
COUPE 2-2

ECH 1/20



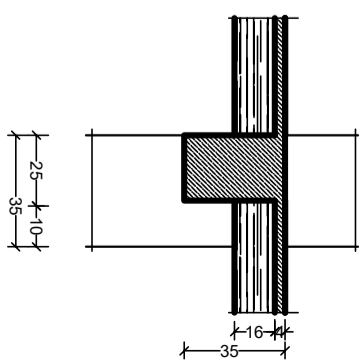
COUPE 3-3

ECH 1/20

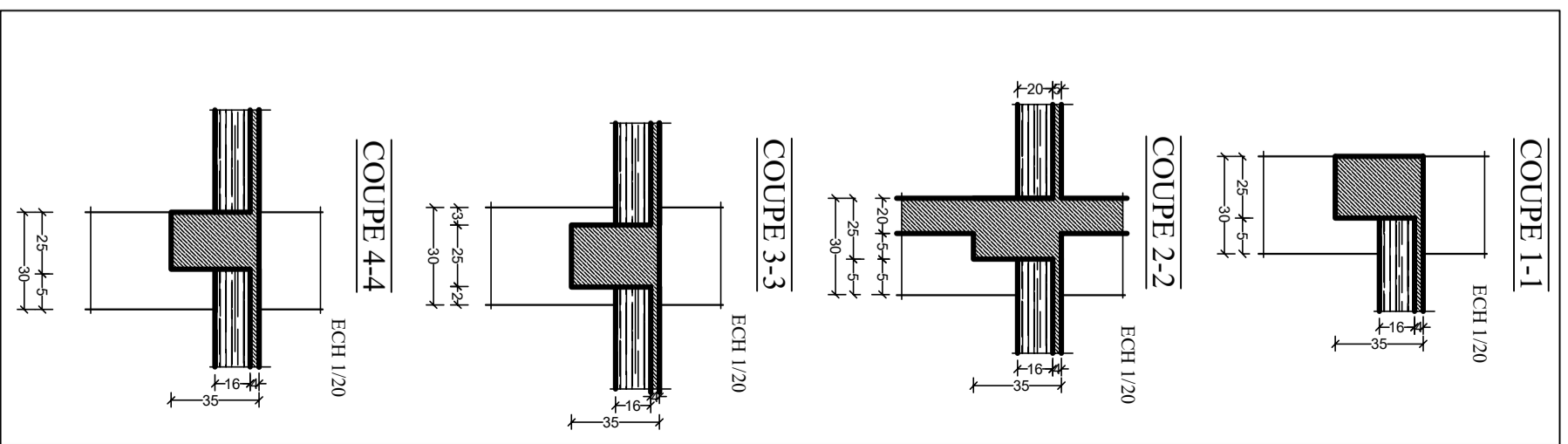
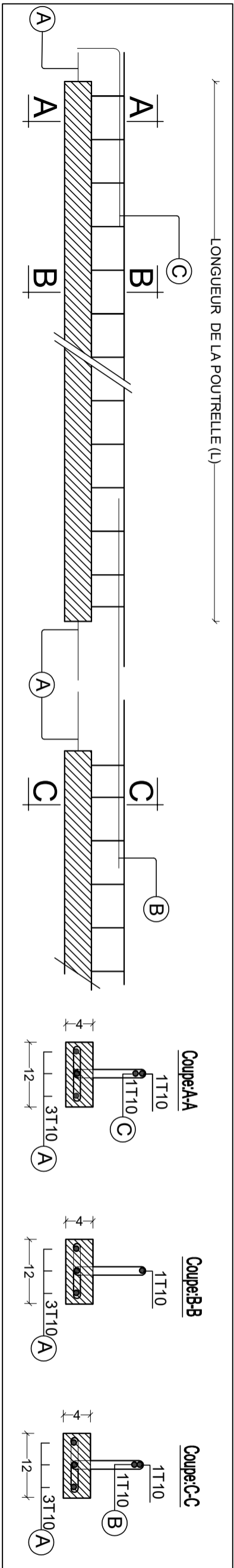
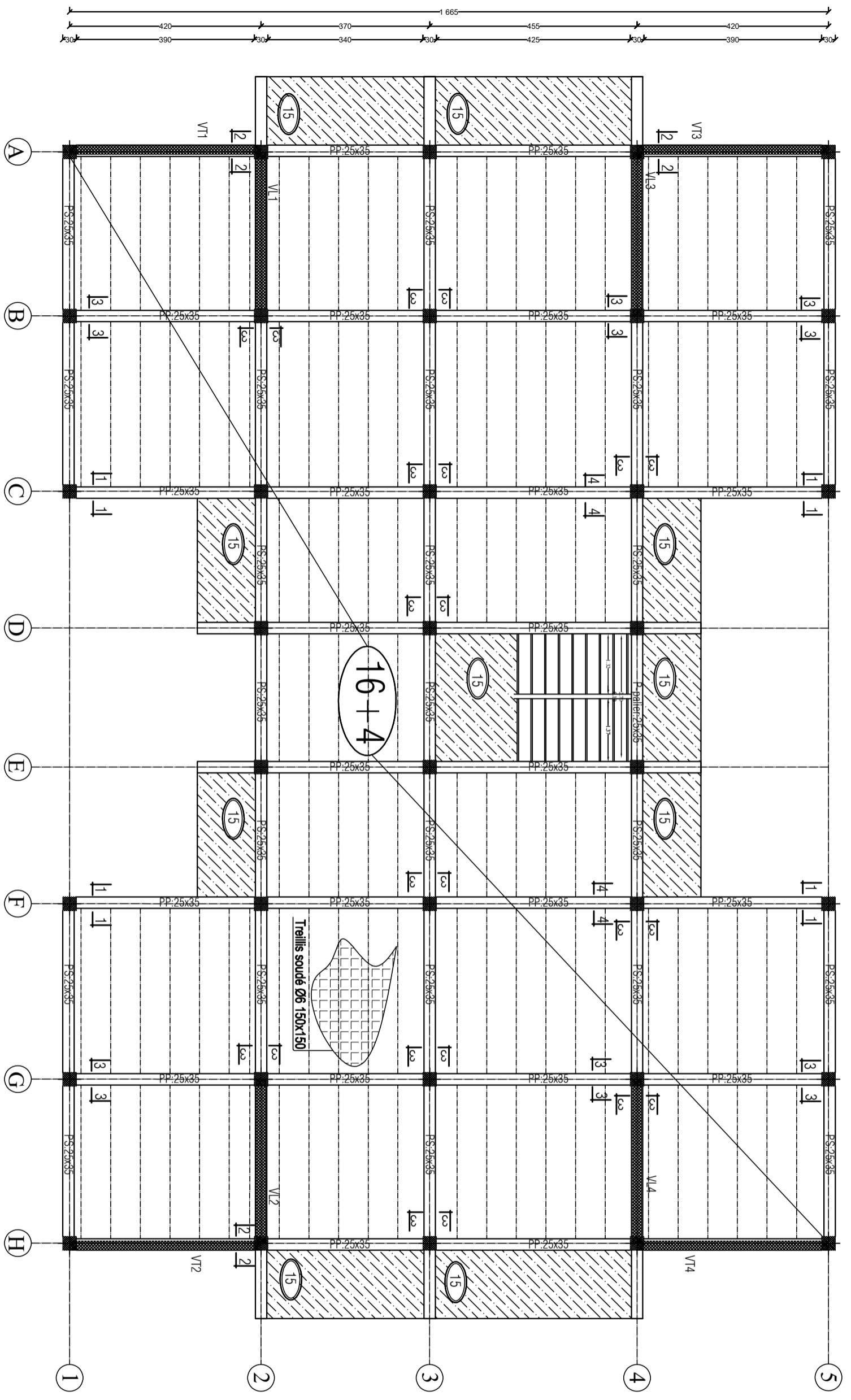


COUPE 4-4

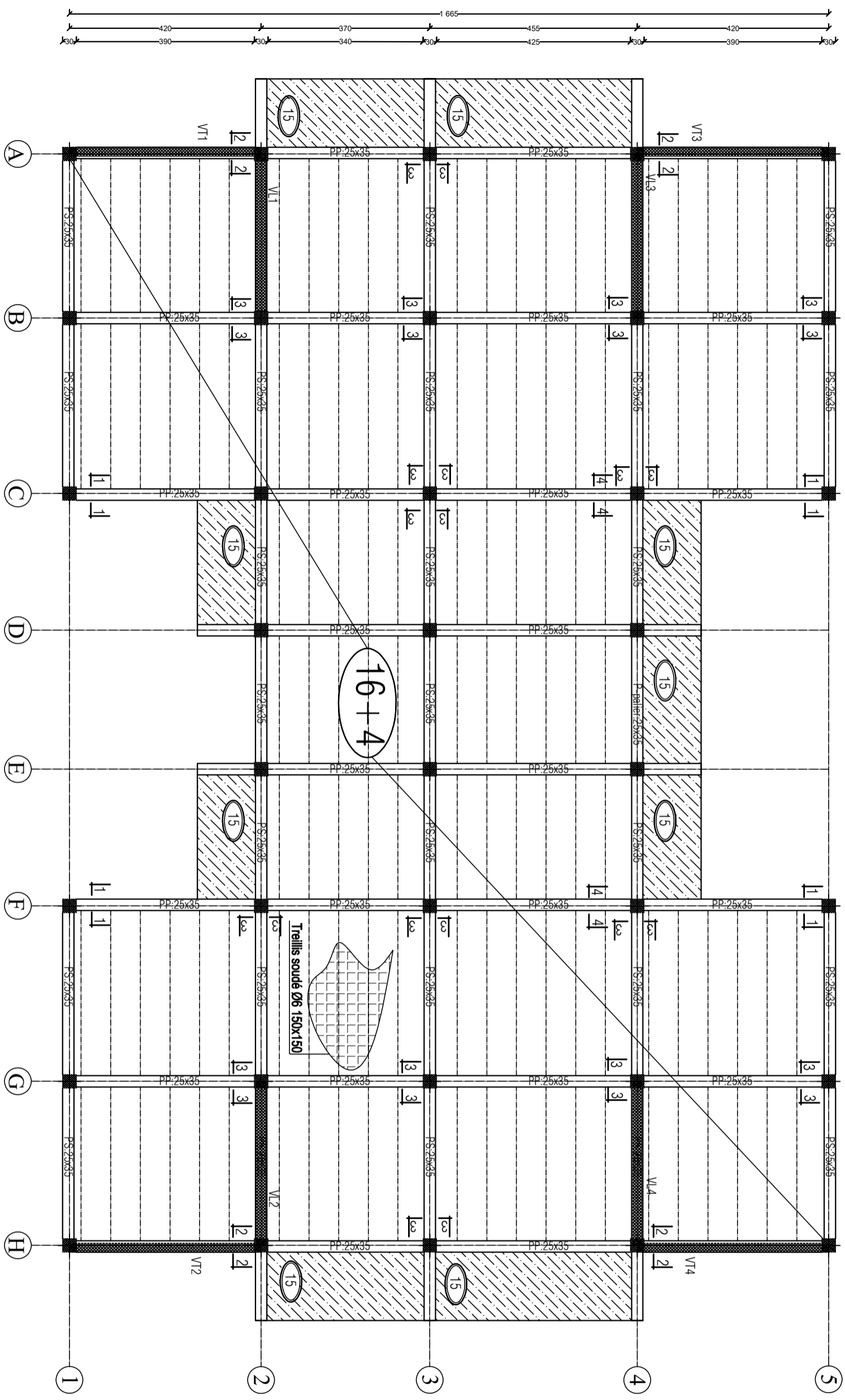
ECH 1/20



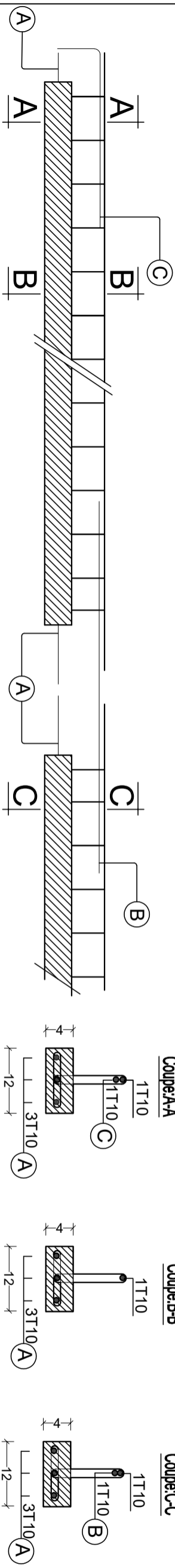
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 15,3;+18,36 m



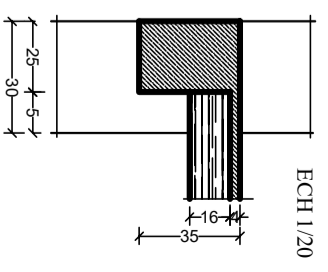
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 21,42 m



LONGUEUR DE LA POUTRELLE (L)

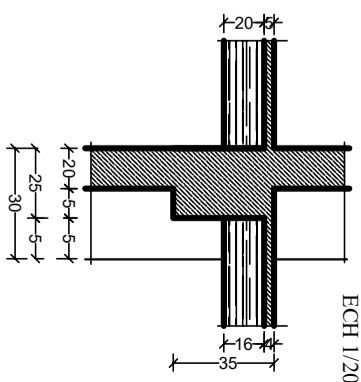


COUPE 1-1



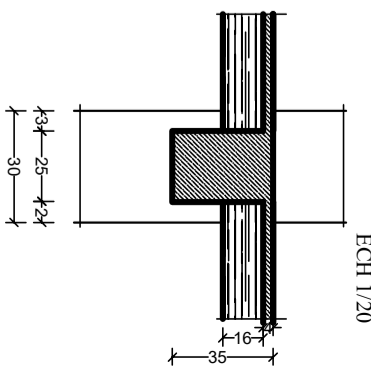
ECH 1/20

COUPE 2-2



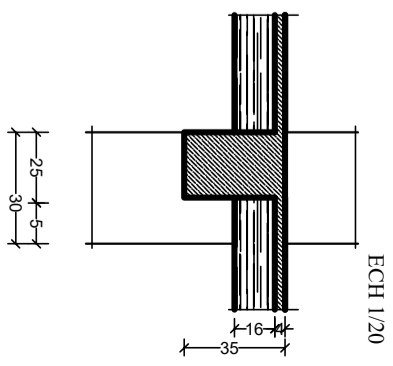
ECH 1/20

COUPE 3-3



ECH 1/20

COUPE 4-4



ECH 1/20

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, béton armée, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratique.

Les différentes rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évaluation considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citons ROBOT-BAT que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

A terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.

Bibliographie

REGLEMENT

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003

Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93

Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91

COURS

Béton armé.

Dynamique des structures Bâtiments.

Recherche globale sur internet.

Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Cour et TD des années de spécialité.

LOGICIELS

Logiciel ROBOT-BAT v23.

EXPERT 2010.

EXCEL 2007.

WORD 2007.

AUTO CAD 2014.

PDF created