

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



MEMOIRE

de fin d'études



En vue de l'obtention du diplôme master 2 en génie civil
Option : Construction Civil et Industrielle (C.C.I)

Thème :

Calcul d'un structure R+7 + 2 sous-sols
à usages multiple et ossature mixte.
Modélisé avec le logiciel ETABS



Etudié par :

- N'AMAR MILISSA
- SIDI MAMMAR CHABHA

Dirigé par :

- Mr. MANSOURI

Promotion: 2021/2022

Remerciements

A l'issu de ce travail, on remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, Ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de Monsieur MANSOURI. On le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, et sa confiance, ses remarques et ses conseils, sa rigueur et sa disponibilité durant ma préparation de ce mémoire. Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde gratitude.

On voudrait également remerciées les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce travail.

Nos remerciements s'adressent également à tous mes professeurs pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Enfin, Merci à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail et d'avoir participer à faire de ses années, une expérience inoubliable et heureuse.

Dédicaces

*Au terme de ce travail je tiens à remercier en premier lieu le dieu
Qui a donné la force d'achever cette étude.*

Et

Je dédie ce modeste travail

A ma chère Mère

A mon chère père

*Qui n'ont jamais cessé ; de formuler des prière a mon égard ;
De me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre
Mes objectifs*

A mon très chers frères Momouh et sa femme Cylia

A mes très chères sœurs Liza et Sarah

A mon cher cousin Smail

Qui m'avez toujours soutenu et encourager tout au long de mon parcours.

A mes ami : Farid et Farida

Qui m'en aide et supporté dans les moments difficiles

A mes tentes : Nora, Djamila, Roza, Ourdia, Ouiza, Djamila et leur Maries.

A mes oncles: Hacem , Slimane, Salem, Nacer, Ali, Mokrane, et leur Mariées.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis avec lesquels j'ai passé des meilleurs moments

Et qui m'ont soutenu moralement depuis toujours

Qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous les étudiants de la promotion 2022.

Milissa

Dédicaces

*Au terme de ce travail je tiens à remercier en premier lieu le dieu
Qui a donné la force d'achever cette étude.*

Et

Je dédie ce lapidaire travail

*A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les
Plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes
Côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié
Toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

A mon fiancé qui m'a beaucoup soutenu OUKIL Youcef

A mes très chers frères : Fouad; Yazid, Moh arezki ET Fawzi

A mes très chères sœurs :

CHahrazed,

Hayet, Sabrina, Rymat

Fetta ET Lycia;

A toute ma famille sans exception.

A mes cher cousine : , Nadia, Houria, Asema, Sihame Lila .

A mes NEVEUX : Salim, Younes, Ahlem, Abd Aslam,

Fatima, Alia, Anya, Samy, Amrane,

Fouzi, Ayemen , Talya

A tous mes amis avec lesquels j'ai passé des meilleurs moments

Et qui m'ont soutenu moralement depuis toujours

Qui ont contribué à la réalisation de ce modeste travail.

A Tous les étudiants de la promotion 2022.

CHABHA

Listes de figures

Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs	4
Figure I.2 : Vue d'une console.	4
Figure I.3: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)	9
Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformation.	11
Figure .II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.....	14
Figure. II. 2: 1Dimensions de la poutre.....	16
Figure. II.3 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.	18
Figure. II. 4 : Coupe verticale du voile.	19
Figure. II. 5 : Coupe de voile en plan.....	19
Figure. II. 6: Coupe verticale de l'acrotère	24
Figure. II. 7: La surface revenant au poteau (C3).....	25
Figure. II. 8: Dégression des charges	28
Figure. II. 9: Récapitulatif des sections choisies	32
Figure III.A.1 : Coupe verticale de l'acrotère.....	32
Figure III.A.2: Diagrammes des efforts internes.....	33
Figure III.A.3: Schema statique de la section de l'acrotère.....	33
Figure III.A.4: Schéma statique des distances.....	34
Figure III.B.1 : Schéma statique de calcul	39
Figure III.B.2 : Ferrailage de la console.....	44
Figure III.D.1 : Schéma statique d'escalier.	45
Figure III.D.2 : Schéma statique d'escalier a l'ELU.	48
Figure: Diagramme des efforts tranchants et les moment fléchissant à l'ELU.....	49
Figure III.D.4 : Schéma statique d'escalier a l'ELU.	50
Figure III.D.5 : Schéma statique d'escalier a l'ELS. D'après les formules de la RDM :	53
Figure Diagramme des efforts tranchants et les moment fléchissant à l'ELS.	55
Figure III.F.1 : Coupe transversal de la poutre de chainage.....	58
Diagramme des efforts internes a L'ELU	59
Figure III.F.3 : Diagramme des efforts internes a l'ELS.....	62
Figure III.G.1 : Section de la poutre palière.	65
Figure III.G.2 : Schéma statique a l'ELU.....	65
Figure III.G.3: Schéma statique a l'ELS	68
Figure III.E.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.	70

Figure III.E.2: Schéma de dalle travail dans les 2 sens.	72
Figure III.E.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.	77
Fig. III.F.1 coupe de la poutrelle	79
Fig. III.F.2 Efforts internes dans la poutrelle	80
Fig.III.F.3 Exemple méthode trois moments	82
Fig.III.F.4 Répartitions des charges.	83
Fig.III.F.5 : Efforts tranchants et moments fléchissant aux ELU	85
Fig.III.F.6 :Repartition des charges a l ELS.....	85
Fig.III.F.7 : Efforts tranchants et moments fléchissant au ELS	86
Fig.III.F.8: Dimensions de la section	86
Fig.IV.1 :Coupe de voile	94
Fig.IV.2 : Le diagramme des aires	97
Fig.IV.3 : Représentation graphique des pourcentages de participations des éléments (Voiles et portiques).....	102
Figure V.1 : Vue en trois dimensions de la structure.....	106
Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul.	109
Figure V.3 : Déplacement maximal dans le sens x-x	113
Figure V.4 : Déplacement maximal dans le sens y-y	113
Figure V.5 :Effort normal suivant l'axe D.....	118
Figure V.6 :Effort normal suivant l'axe 4	119
Figure V.7 :Effort tranchant 2.2 suivant l'axe.....	120
Figure V.8 :Effort tranchant 2.2 suivant l'axe 4.....	121
Figure V.9 :Effort tranchant 3.3 suivant l'axe D.....	122
Figure V.10 :Effort tranchant 3.3 suivant l'axe 4.....	123
Figure V.11 :Moment 3.3 suivant l'axe 4	124
Figure V.12 :Moment 3.3 suivant l'axe D	125
Figure VI.2 : Délimitation de la zone nodale.	131
Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier.....	172
Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	174
Figure VII.3 : Schéma statique du débord.....	179
Figure VII.4: Répartition trapézoïdale	181
Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié.	182
Figure VII.6: Répartition triangulaire	182
Figure VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).	189

Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).	189
Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).....	190
Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).	190
Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).....	191
Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).	191
Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).	192
Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).	192
Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy)	193
Figure VII.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).	193
Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).....	194
Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).	194
Figure VII.19: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).	195
Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).	195
Figure VII.21 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).....	196
Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y)	196

Listes de Tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.....	10
Tableau I.2 : Les contraintes des aciers utilisés	11
Tableau II.2 : Tableau des charges par élément.....	26
TableauII.3:Recapulatif dela decsente de charges du poteau	29
Tableau.III.D.1:Charge totale du palier.....	46
Tableau III.D.2 : Charge totale de la volée.	47
Tableau III.D.3 : Les efforts internes à l'ELU.	48
Tableau III.D.4 : Les efforts internes à l'ELS.	54
Tableau III.G.1 : vérification a l'ELS.	69
Tableau III.E.1 : Ferrailage de la dalle.....	73
Tableau.III.E.2 : Les charges a L'ELS.....	86
Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux	94
Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux	95
Tableau IV.3 : Inerties des voiles transversaux	95
Tableau IV.4 :Inerties des voiles longitudinaux.....	95
Tableau IV.5 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau	99
Tableau IV.6 : Inerties fictives des portiques (sens transversal).....	101
Tableau IV.7 : Inerties fictives des portiques (sens longitudinal).....	102
Tableau IV.8 : comparaison des inerties des voiles transversal	102
Tableau IV.9 :comparaison des inerties des voiles transversal	102
Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.	107
Tableau V.2: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.	108
Tableau V.3 : Caractéristiques du spectre de réponse.....	108
Tableau. V.4 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et W_t	111
Tableau. V-5: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y	112
Tableau V.6 : Période et participation massique.....	114
Tableau V.7 : Excentricité suivant x-x.....	115
Tableau V.8 : Excentricité suivant y-y.....	115
Tableau V.9 : justification Vis-à-vis De l'effet $P-\square$ dans les deux Sens	116
Tableau1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle	126
Tableau2: Section minimal dans les poteaux	127
Tableau3 : Détermination des armatures longitudinales et transversal des poteaux.....	130
Tableau 4 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.....	134

Tableau 5 : Vérification a l'ELS	138
Tableau 6 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux. (Sens X-X).....	139
Tableau 7 : Le calcul des sections et le choix des armatures PP.....	143
Tableau 8 : Le calcul des sections et le choix des armatures PS.....	143
Tableau 9 : Vérification du ferrailage des poutres principale à l'ELS	148
Tableau 10 : Vérification du ferrailage des poutres Secondaire à l'ELS.....	149
Tableau 11 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.....	150
Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).	165
Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	165
Tableau VI-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.	166
Tableau VII.4 : vérification de la section minimale.....	177
Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).	187
Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	188
Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.	197
Tableau VII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.....	197
Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS	199

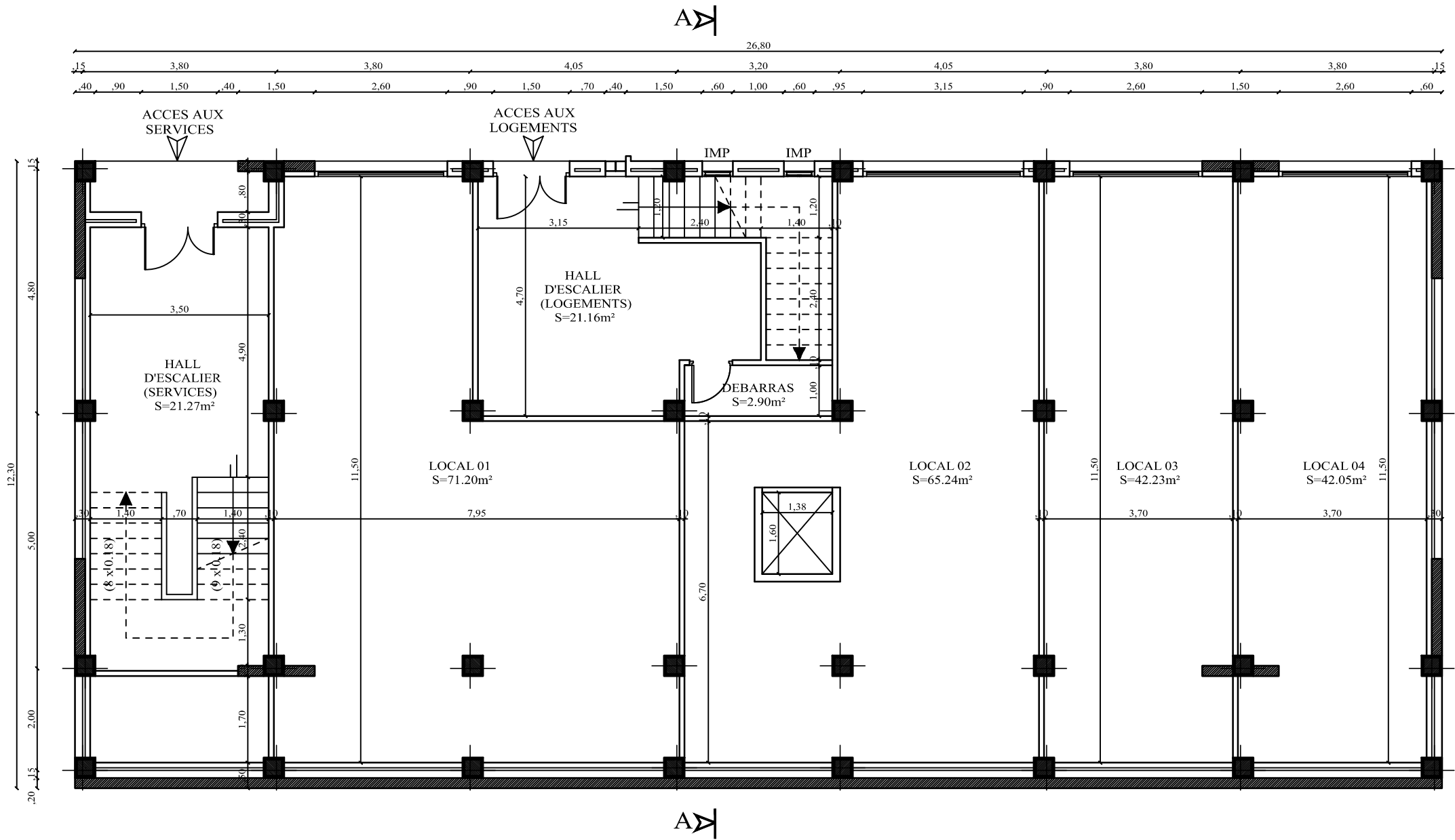
SOMMAIRE

Introduction Général

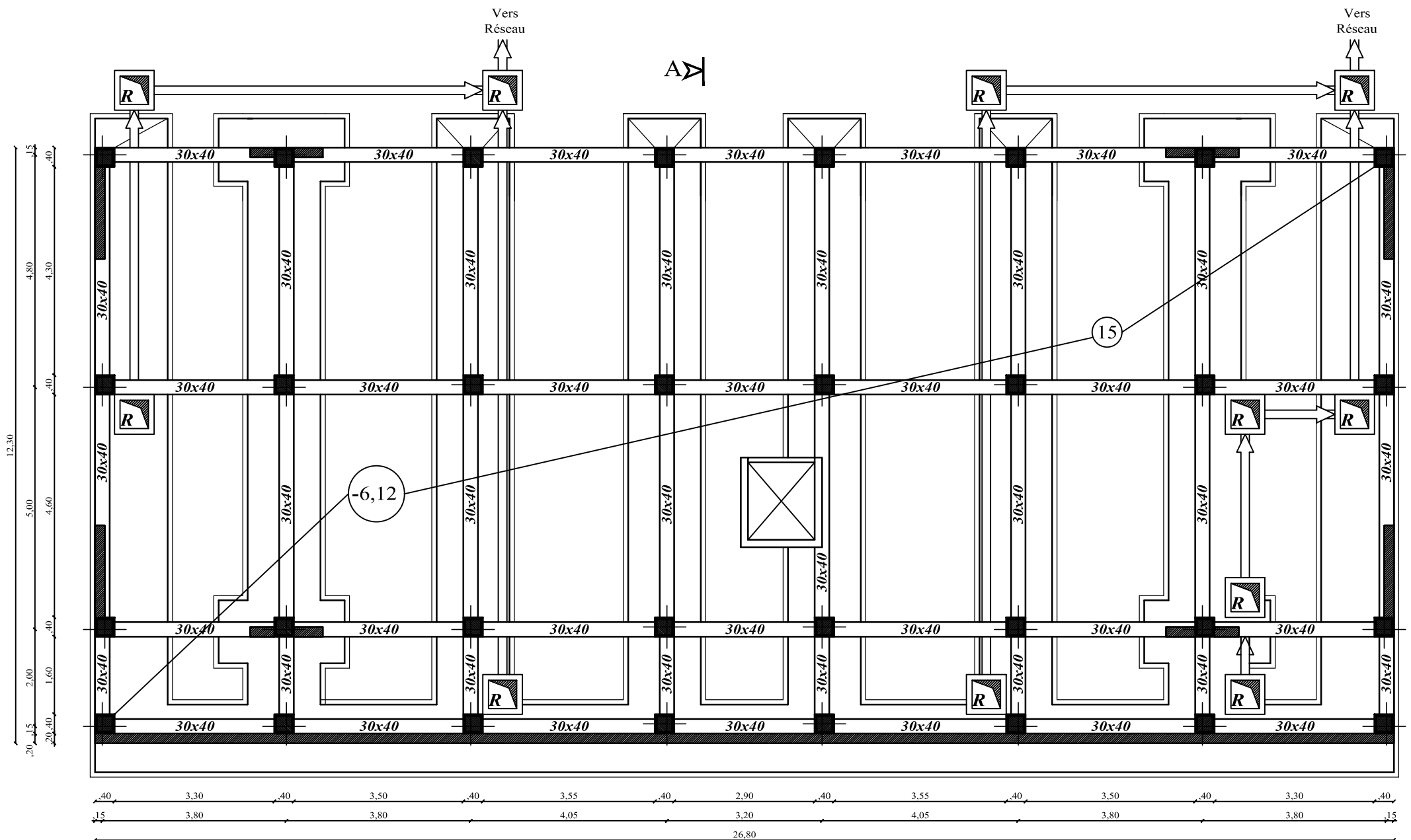
CHAPITRE I : Présentation et description de l'ouvrage.	1
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.	15
CHAPITRE III : Calcul des éléments.	32
CHAPITRE IV : Étude du contreventement.	93
CHAPITRE V : La modélisation de la structure.	104
CHAPITRE VI : Le ferrailage de la structure.	126
CHAPITRE VII : L'infrastructure.	164

Plan d'exécution

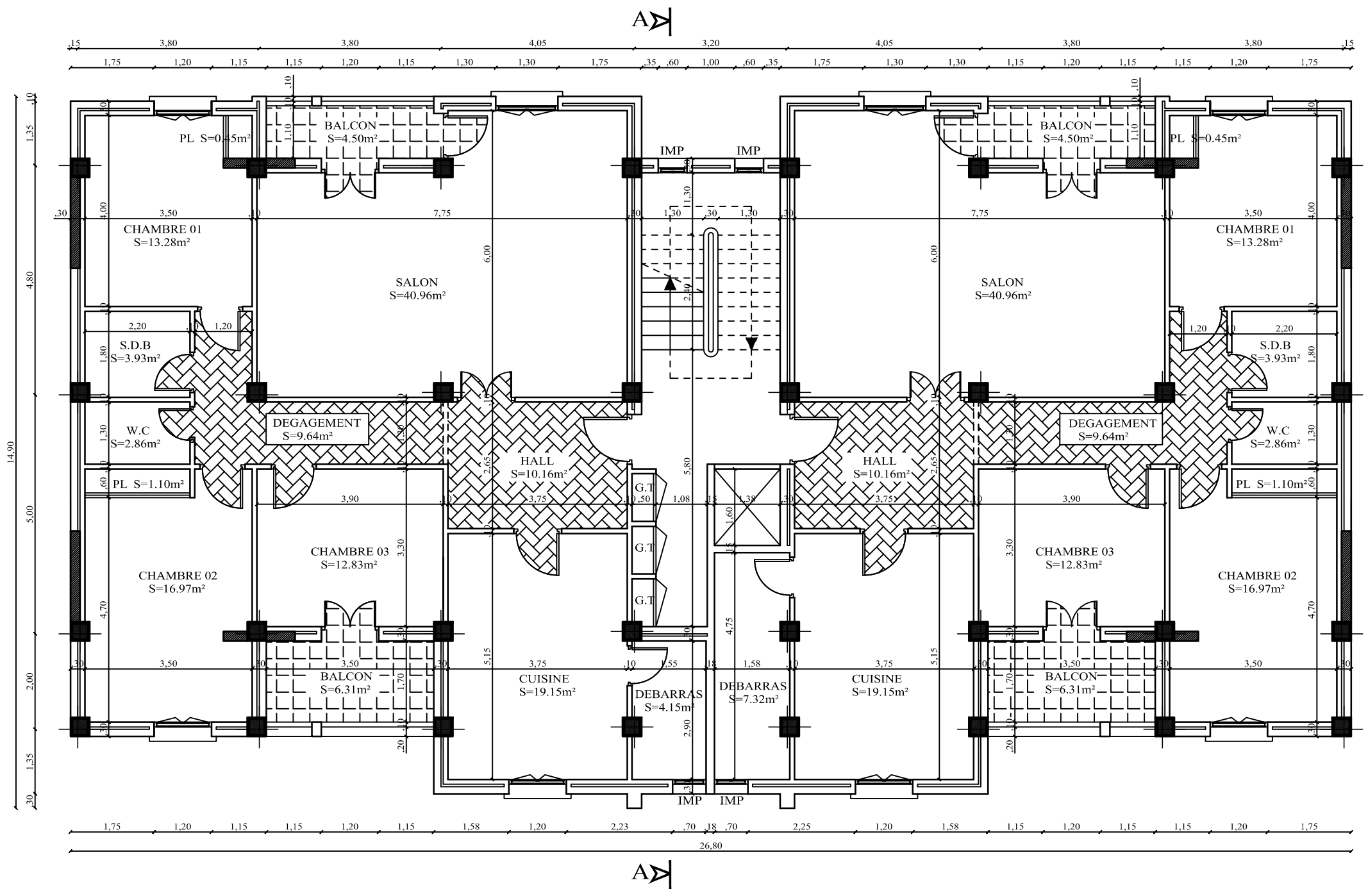
Conclusion général



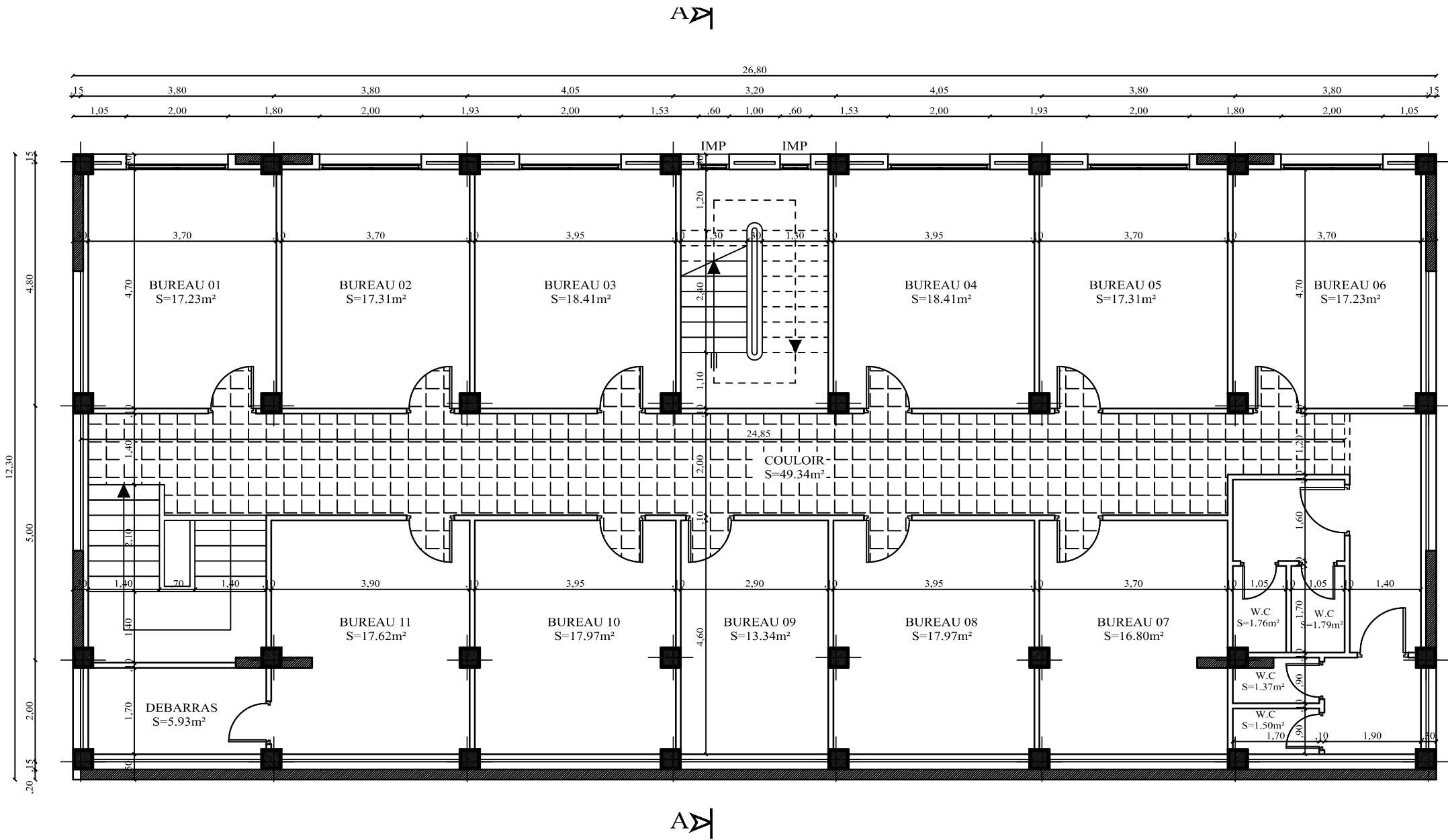
PLAN DU 2EME SOUS SOL
ECH 1/50



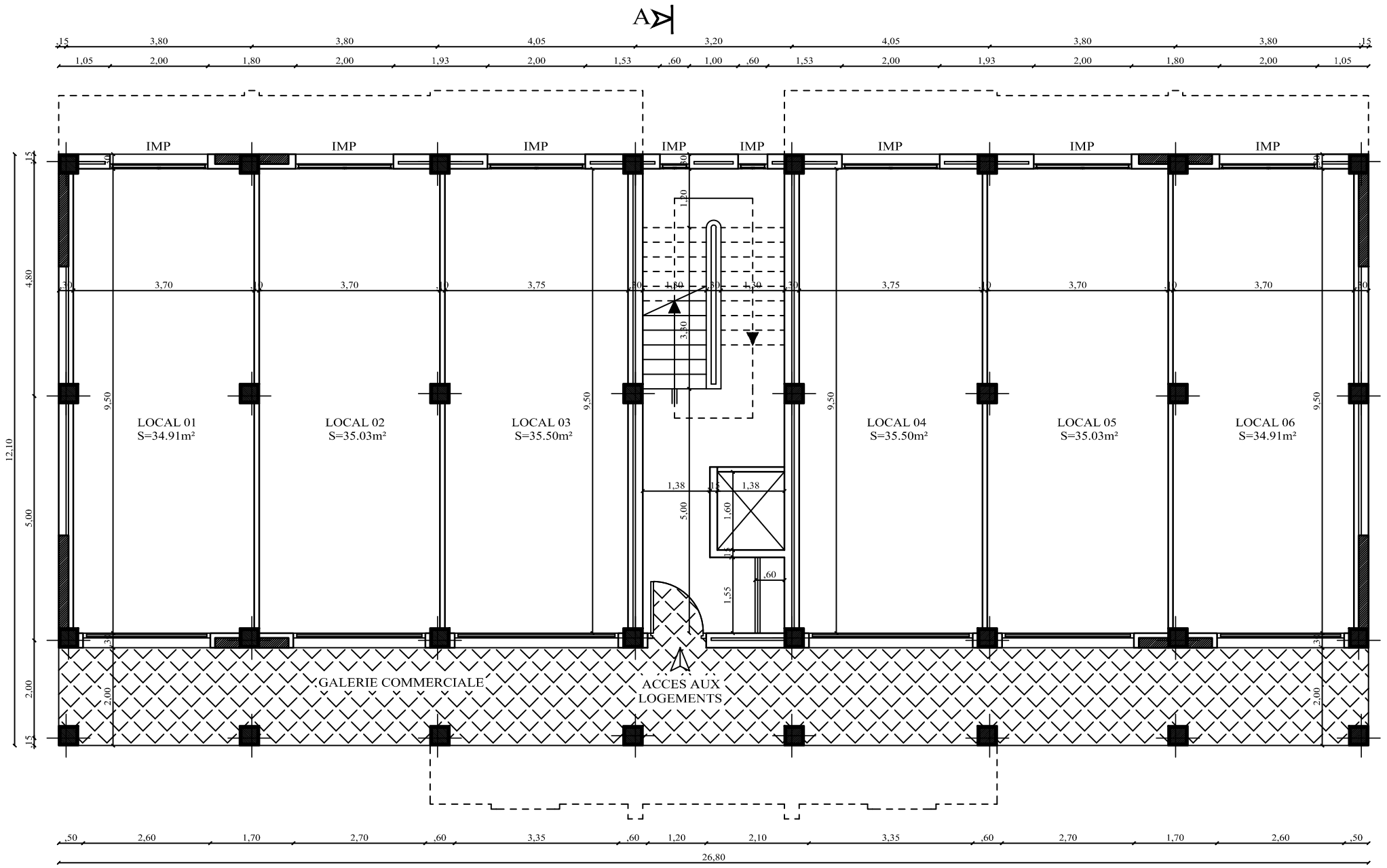
PLAN DE FONDATIONS
ECH 1/50



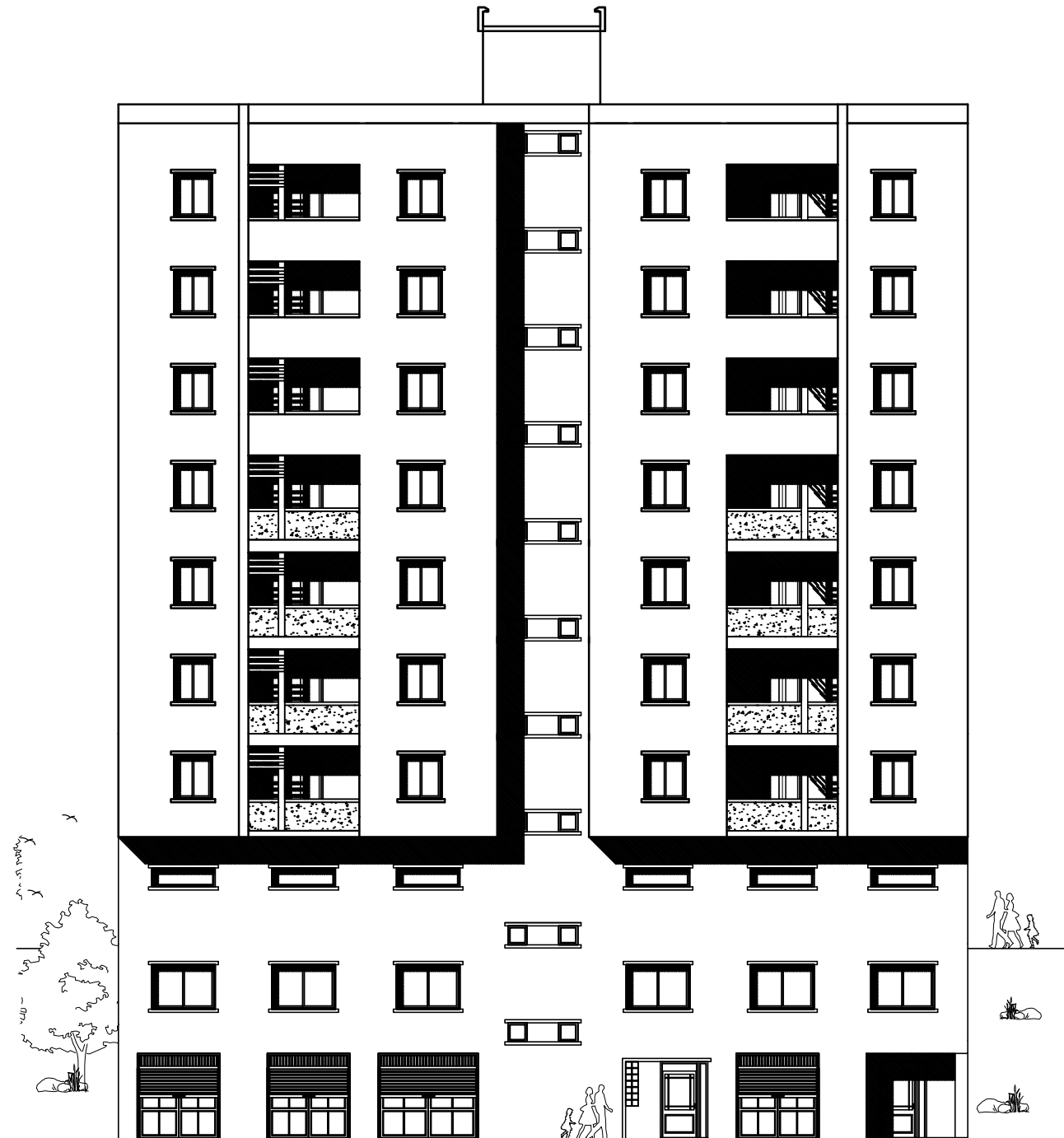
PLAN D'ETAGE COURANT 1-2-3-4-5-6-7 ECH 1/50



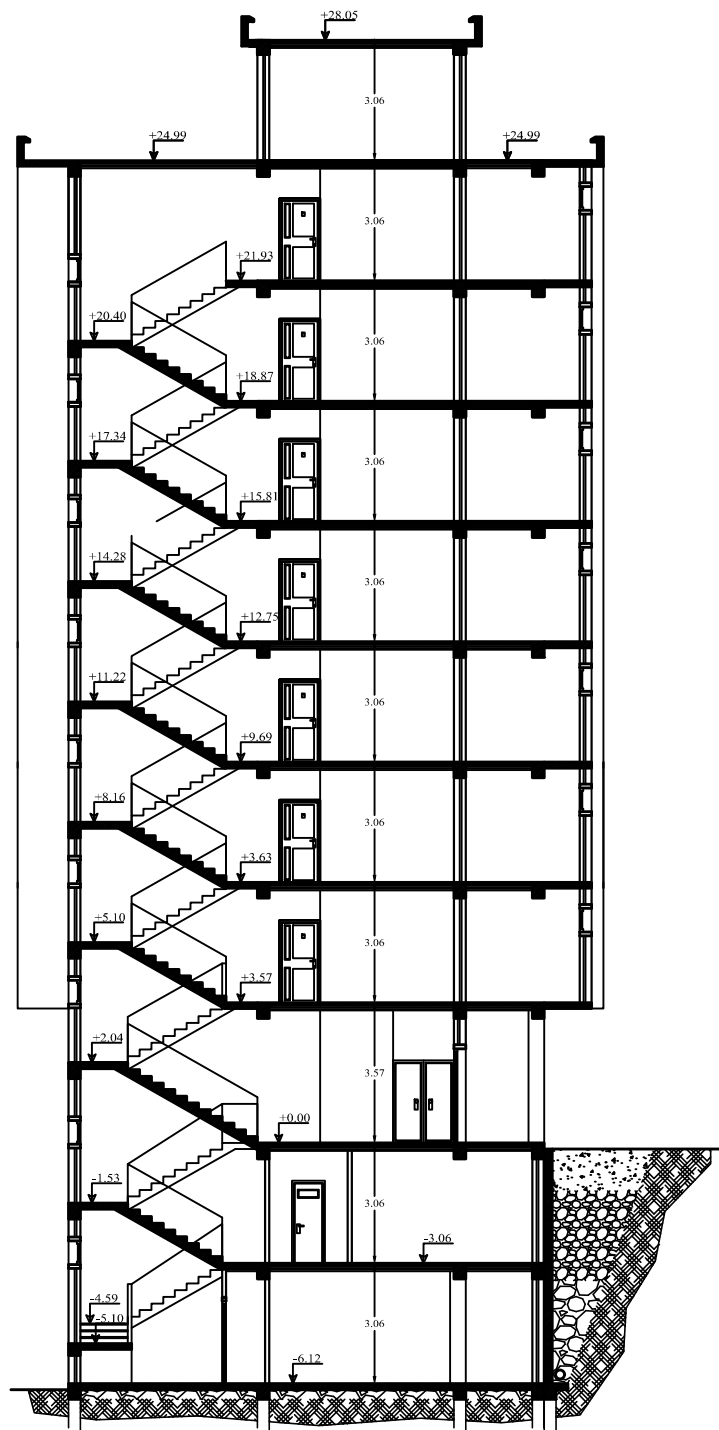
PLAN DU 1ER SOUS SOL
ECH 1/50



PLAN DE REZ DE CHAUSSEE
ECH 1/50



FAÇADE POSTERIEURE
ECH 1/50



COUPE AA
ECH 1/50



FAÇADE PRINCIPALE
ECH 1/50

Introduction :

On regroupera sous le terme « **Bâtiment** » les immeubles à usages d'habitation ou de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages courantes.

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

I.1 : Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en **(R+7+2 sous-sol)** à usage d'habitation et commercial ; il sera implanté à la commune de **TIZI OUZOU** qui est classée selon le **RPA99** version **2003** comme une zone de moyenne sismicité (zone **IIa**)

Cet ouvrage est composé de :

- Un (01) RDC à usage commercial
- Deux (02) Sous-Sol à usage commercial.
- Sept (07) étage à usage habitation.
- Une (01) terrasse inaccessible.
- Une (01) cage d'ascenseur.
- Une (02) cage d'escalier.

I.2 : Règlements utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlements Parasismique Algériennes « **RPA 99/Version 2003** »
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé « **B.A.E.L.91 /modifiées.99** ».
- Documents Technique Réglementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

I.3 : Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

➤ Hauteur totale du bâtiment	$H_T = 34.17m.$
➤ La hauteur du sous sol	$H_{S/S} = 3.06m.$
➤ La hauteur de l'étage courant	$H_{EC} = 3.06m.$
➤ La hauteur de rez de chaussée	$H_{RDC} = 3.57m.$

I.4 : Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1 : Ossature :

Selon la définition de **RPA** : Structure dont les éléments verticaux sont constitués de poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

a) - Portiques : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

b) - Voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage deux types de voiles :

- **Voiles périphériques** : Disposés à la périphérie du bâtiment au sous sol destinés à reprendre les efforts de poussées et de butées des terres sur le sous sol.

- **Voiles de contreventements** : Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

I.4.2 : Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

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

Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

On distingue deux types de planchers:

Planchers en corps creux : Les plancher a corps creux sont constituées de :

Nervure appelées poutrelles : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm** à **65cm**.

Un remplissage en corps creux : les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

Une dalle de compression en béton : est une dalle en béton armée d'un cadriage d'armatures ayant comme but :

- Limiter le risque de fissuration par retrait.
- Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant eau cloisons.

b) - Dalle pleine en béton armé : Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- Les planchers de rez de chaussée, sous sol et les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.
- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

I.4.3 : Maçonnerie : Il y a deux types de murs dans la structure :

Les murs extérieurs : Ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.

Murs intérieurs : Ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable.

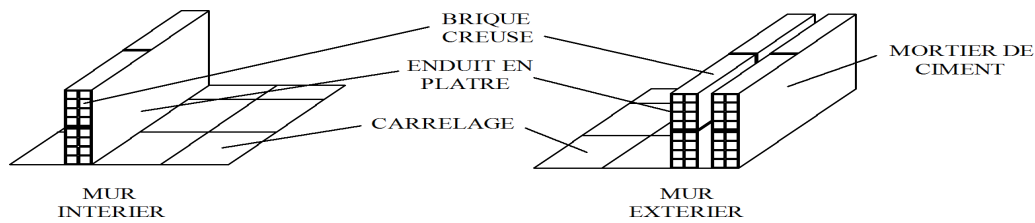


Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs

I.4.5 : Escaliers : Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

I.4.6 : Les consoles : Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies. Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

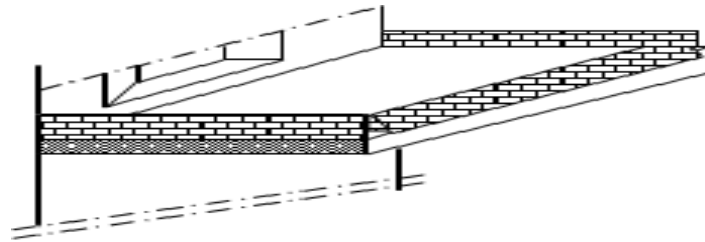


Figure I.2 : Vue d'une console.

I.4.7 : Cage d'ascenseur : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

I.4.8 : Revêtements : Les revêtements utilisés sont :

Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.

- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.
-

I.4.9 : L'acrotère : La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de **0.60m** de hauteur et de **10cm** d'épaisseur.

I.4.10 : Terrasse inaccessible : Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de **1.5%** pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.4.11 : Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.12 : Système de coffrage : Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (poutres – poteaux).

I.5 : Les états limitent:

a) États limites ultime (ELU) :

Qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique
- soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage.
- états limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures
- soit à la stabilité de forme.

b) États limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- états limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- états limites d'ouverture des fissures.
- états limites de service de déformation.

I.6 : Matériaux :

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

I.6.1 : Le béton :**➤ Définition :**

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

- La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.
- **Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.
- **La résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, **fc28**.

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. (**A.2.1, 11 / BAEL91 modifié99**) :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique **fc28** est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (**A.2.1.13 / BAEL91 modifié99**) :

- Pour le choix de la valeur de **fc28** on peut considérer que :
- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.

- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.
- Dans notre cas on a fixé **fc28 = 25 MPa**.

(A.2.1 ,11 /BAEL91modifié99) : La résistance à la compression varie avec l'âge du béton.

- Pour $j \leq 28$ jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \longrightarrow \quad \text{pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à **28 jours**.

❖ Résistance a la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \longrightarrow \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL91 modifié99})$$

$$\text{Dans notre cas : } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en **MPa** ou bien N/mm^2

□ Contrainte à la compression :

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \longrightarrow \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité ; $\gamma_b=1,5$ en situation courante

$\gamma_b=1,15$ en situation accidentelle

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta=0,85 \dots\dots\dots t \leq 24h \\ \theta=0,9 \dots\dots\dots 1h \leq t \leq 24h \\ \theta=1 \dots\dots\dots t \leq 1h \end{array} \right.$$

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

À j =28 jours en situation courante, $\theta =1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} \implies f_{bc} = 14,2 \text{MPa} \quad \mathbf{f_{bc} = 14,2 \text{MPa}}$$

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰(état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique).
- $2‰ \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5‰ \implies \sigma_{bc} = \frac{0,85f}{\theta \gamma_b} = f_{bc}$

b) ELS (Etat Limite de Service) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} \quad \text{avec} \quad \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

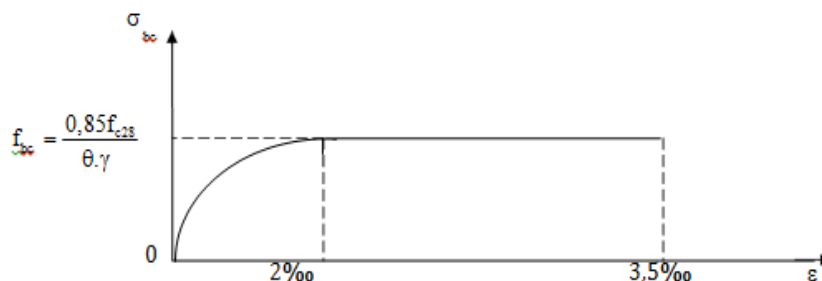


Figure I.3: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

c) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$\tau =$ cas où la fissuration est peu préjudiciable.

$\tau =$ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

❖ Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c 28}$ en [MPa] (Art A-2.1, 21BAEL91 modifié99).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24 heures.

Différée : $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_c 1}$ en [MPa] (Art A-2.1, 22BAEL91 modifié99).

Pour les charges de longue durée d'application.

f_{cj} : La résistance de béton à la compression à (j) jours.

A $j=28$ jours $E_{ij} = 321642$ MPA

$E_{vj} = 1081886$ MPA

❖ Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art A.2.1.3/BAEL91 modifié99})$$

Avec :

E: module de Young

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversal}}{\text{déformation relative longitudinal}}$$

❖ Coefficient de poisson:

Le coefficient de POISSON (ν) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. (A.2.1, 3 / BAEL91 modifié 99)

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

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations. (ELU)

I.6.2 : Les aciers :

❖ **Définition :**

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste mal à la traction, est pour ça on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu.

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence(H.A).

❖ **Les aciers utilisés :**

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

➤ On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad.FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

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

$$E_s = 2.105 \longrightarrow (\text{Mpa}) \text{ (A.2.2 ,1/BAEL91modifié99)}$$

❖ **Contraintes limites :**

a) **Etat limite Ultime (ELU) :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \longrightarrow (\text{Art A.2.1.2, BAEL91modifié99})$$

Avec:

σ_s : La contrainte d'acier à l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ Situation courante} \end{array} \right\} (\text{A.4.3 ,2/BAEL91modifié99})$$

Note : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine « O ». (A.2.2, 2/BAEL91modifié99).

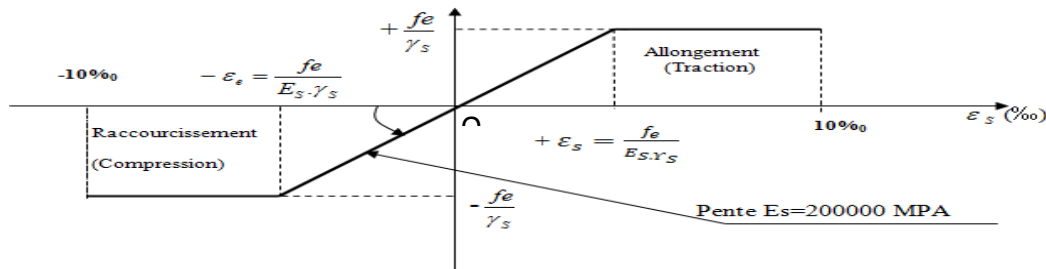


Figure I.4 : Diagramme contraintes – déformation.

Les résultants de σ sont résumés dans le tableau suivant :

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 235 MPa	$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

Tableau I.2 : Les contraintes des aciers utilisés .

b) Etat limite de service (ELS) : Etat limite d'ouverture des fissures :

1) Fissurations peu préjudiciables : (A.4.5,32/BAEL91modifié99)

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

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

2) Fissurations préjudiciables : (A.4.5,33/BAEL91modifié99)

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

Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\sigma_s = \min \left\langle \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\rangle$$

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

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

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

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

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

3) fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91modifié99)

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

Dans ce cas, on observe les règles suivantes : $\sigma_s = \min \left\langle 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\rangle$

□ Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ (Art 5.1, 1/BAEL 91modifié 99)

Avec :

V_u : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b₀ : largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

➤ Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \min (0,1 f_{c28} , 3 \text{ MPA})$$

➤ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min (0,1 f_{c28} , 4 \text{ MPA})$$

❖ Protection des armatures : (Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

- $C \geq 1 \text{ cm}$ si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $C \geq 3 \text{ cm}$ si si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $C \geq 5 \text{ cm}$ si si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

Conclusion:

A ce niveau on a défini tous les éléments qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respecte les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Chapitre II

Pré – dimensionnement des
éléments

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien « **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », « **CBA 93** » ainsi que le « **DTR-B. C.2.2** » (charges permanentes et charges d'exploitation).

II.1 Prédimensionnement des éléments :**II.1.1 Les planchers :**

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

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

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

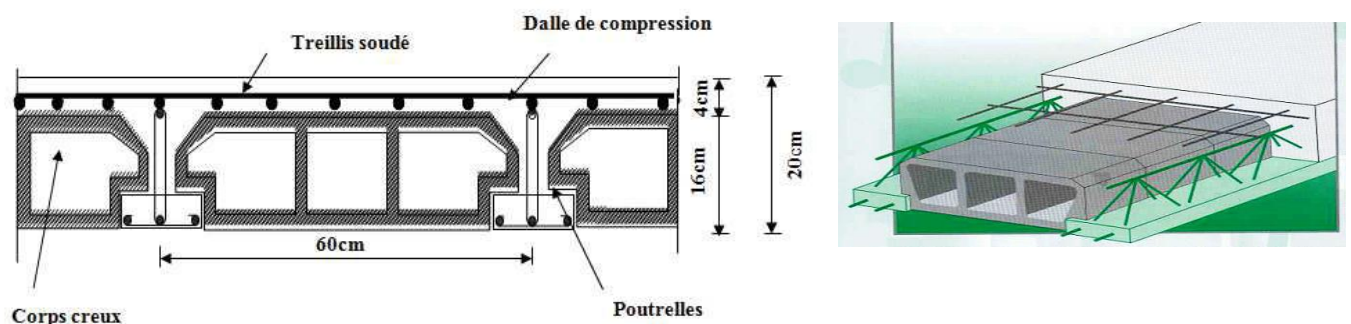


Figure 1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur totale du plancher notée « **htp** » est donnée par la formule suivante :

$$\text{htp} \geq L_{\max} / 22,5$$

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

htp: hauteur totale du plancher.

Remarque :

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone II.

Dans notre cas : $L_{\max} = 405 - 25 = 380$ cm

Ce qui nous donne : $\text{htp} = 380 / 22.5 = 16.88$ cm.

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

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

II.1.2 Dalle pleine :

Les dalles sont les plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, l'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que de vérification de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après:

a. Résistance au feu

$e = 07$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

b. Isolation acoustique (loi de masse) :

Selon les règles techniques « **CBA93** » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique

Minimale de 350 kg/m²

$$\text{D'où l'épaisseur minimale de la dalle est définie par : } h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

c. Résistance à la flexion : Dans notre cas c'est une dalle isolée.

➤ Panneau rectangulaire isolé portant dans les deux sens : $0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{30}$

➤ Panneau rectangulaire isolé portant dans un seul sens : $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{20}$

L_x : est la petite portée du panneau.

L_y : est la petite portée du panneau.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{1,55} = 0,838 \quad \rightarrow h_t = \frac{130}{30} = 4,33\text{cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 13\text{cm}, 3,33\text{cm})$$

Alors on adopte : **e = 15cm**

II.1.3 Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appuis verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles « **BAEL.91_modifiées.99** », les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement « **RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

Hauteur « ht » : $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$

Largeur « b » : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

Avec : Lmax: Distance maximale de la travée considérée.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

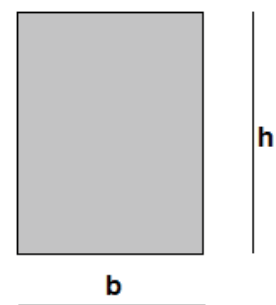


Figure 2: 1Dimensions de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version**

2003 (Art 7.5.1).

- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h \geq 20 \text{ cm}$
- $h/b \geq 4$
- $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$

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

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

a. Poutres secondaires : (sens transversal):

La hauteur : On a : $L_{\max} = 405 - 25 = 380 \text{ cm}$.

$$380/15 \leq h \leq 380/10 \quad 25,33 \leq h \leq 38$$

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

La largeur : $0,4 \times 35 \leq B \leq 0,7 \times 35$ $14 \leq B \leq 24,5$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

b. Poutres principales : (sens longitudinale) :

La hauteur : On a : $L_{\max} = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$.

$$475/15 \leq h \leq 475/10 \quad 31,66 \leq h \leq 47,5$$

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

La largeur : $0,4 \times 45 \leq B \leq 0,7 \times 45$ $18 \leq B \leq 31,5$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$.

Conditions RPA 99 Version 2003	Poutre principale (cm)	Poutre secondaire (cm)	Vérification
Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	Condition vérifiée
Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	Condition vérifiée
$h/b \leq 4$	1,33	1,17	Condition vérifiée

Tableau 1: Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions sont vérifiées, alors les sections ($b \times h$) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutres principales : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

Note : Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres Principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.

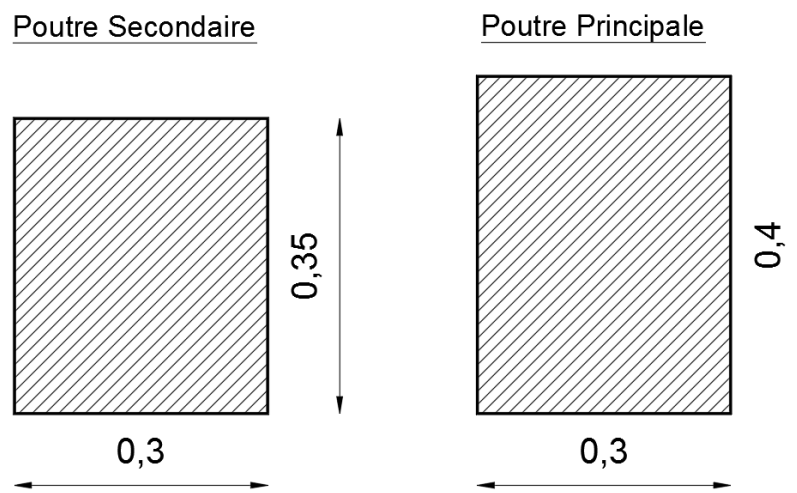


Figure 3 : Les dimensions des poutres principales et secondaires.

II.1.4 Les voiles :

Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99)

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

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

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

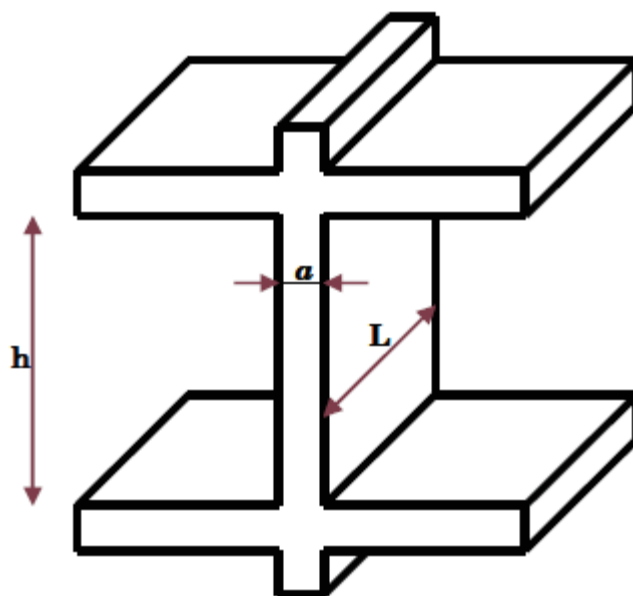


Figure 4 : Coupe verticale du voile.

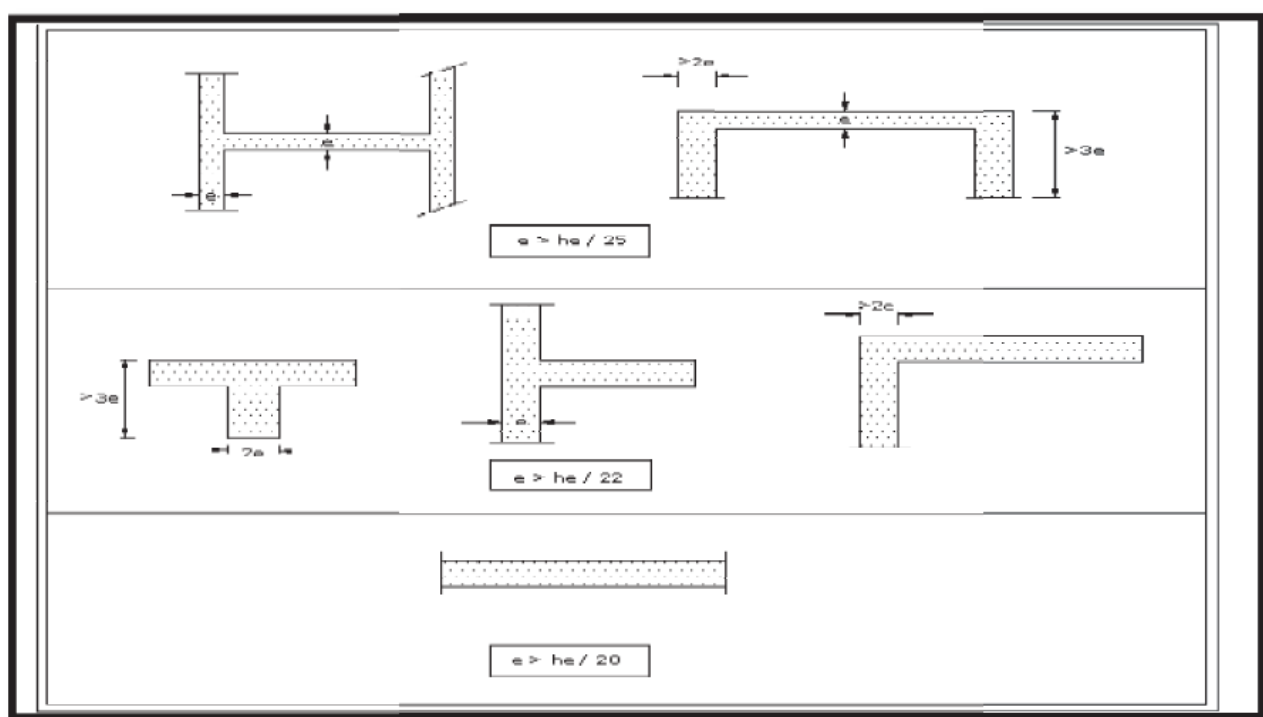


Figure 5 : Coupe de voile en plan

$e \geq \frac{he}{20}$ avec : $he = h - ep$, ep : Epaisseur des poutres

- Pour le sous-sol et étages courants : $he = h - ep = 306 - 45 = 261$ cm

$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{261}{20} = 13.05 \text{ cm}$$

- Pour le Rez-de-chaussée : $he = h - ep = 357 - 45 = 312$ cm

$$e \geq \frac{he}{20} = \frac{322}{20} = 15.6cm$$

On adopte une épaisseur : $e = 20$ cm

• **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante

:

$L_{\min} \geq 4x_a$ où L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 1,50$ m $> 4 \times 0,2 = 0,8$ m vérifiée

2- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$a = 20$ cm $> a_{\min} = 15$ cm vérifiée.

II.1.5 Les poteaux :

a. Principe :

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Chaque type de poteau reprend la surface du plancher lui revenant, et le calcul sera basé sur la descente de charges. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

b. Etapes de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par le poteau le plus sollicité ;
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- On calculera la section du poteau par deux méthodes soit :
 - aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau par les règles du **BAEL 91 modifié 99 / article B.8.4, 1 ou CBA 93**.
 - aux états limites de service (ELS) en compression simple en supposant que seul le

béton reprend l'effort normal $N_s = G + Q \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

- Vérification de la section à l'ELS
- Et d'autre part, ART 7.4.3.1 du RPA 99 outre les vérifications prescrites par le CBA 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec : $N_d = N_c + N_q + N_E$ en négligeant N_E , on aura pour les deux pré dimensionnement

- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA99 version 2003**.

c. Détermination de l'effort N par la descente de charges :

Dans notre cas, les poteaux centraux sont les plus sollicités : Poteau (C3)

La surface du plancher revenant aux poteaux centraux :

$$S = ((1.90 + 2.02 - 0.25) \times (2.40 + 2.50 - 0.25)) \times 4 = 17.24 m^2$$

La portée de la poutre principale : $L_{pp}= 4,75$ m

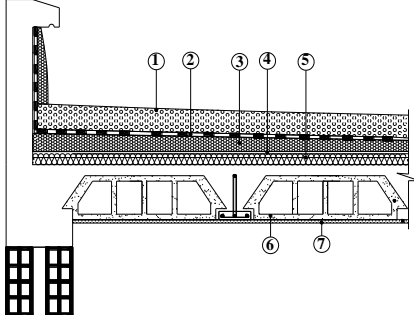
La portée de la poutre secondaire : $L_{ps}= 3,80$ m

II.2 Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) :

II.2.1 Charges permanentes :

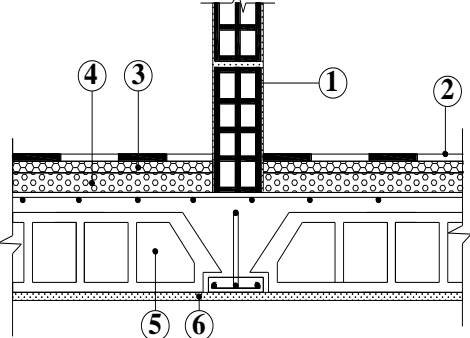
II.2.1.1 Plancher terrasse (accessible) :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Mortie de pose+ revêtement Carrelage	4	40	0,8
2	Étanchéité de type multiple	/	/	0,12
3	Béton en forme de pente	$e_m=7$	22	1,54
4	Pare vapeur	1 feuille	/	/
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2,8
7	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				5,62



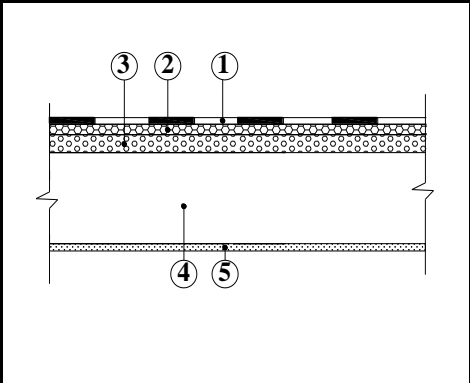
II.2.1.2 Plancher d'étage courant :

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Maçonnerie en briques Creuses avec enduit	/	/	1,3
2	Revêtement en carrelage	2	20	0,4
3	Mortier de pose	2	20	0,4
4	Couche de sable	3	18	0,54
5	Plancher en corps creux	20	/	2,8
6	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				5,64



II.2.1.3 Dalle pleine :

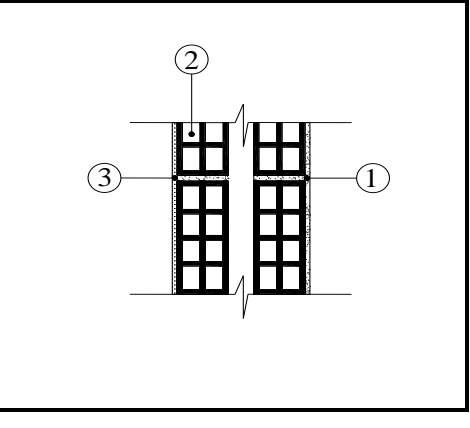
Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Chape de mortier	2	20	0,4
3	Lit de sable	3	18	0,54
4	Dalle pleine en B A	16	25	4,00
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				5,29



II.2.1.4 Maçonnerie :

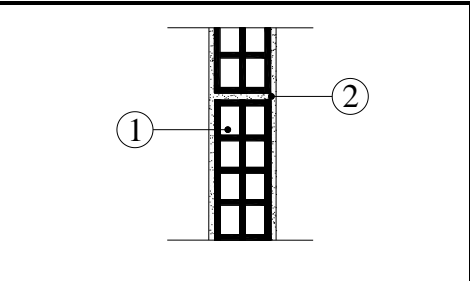
➤ *Les murs extérieurs :*

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit de ciment	2	18	0,36
2	Maçonnerie en briques creuses	10	9	0,9
	Lame d'air	5	0	0
2	Maçonneries brique creuses	10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	2	10	0,2
TOTAL				2,36



➤ *Les murs intérieurs :*

Désignation des éléments		Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
2	Biques creuses	10	/	0,9
1	Enduit en plâtre	2	10	0,2
TOTAL				1,3



II.2.1.5 La charge de l'acrotère :

➤ Poids propre

Masse volumique du béton

$$G_{acrotère} = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times 0.1 / 2) + (0.07 \times 0.1)] = 1.71 \text{ kN / ml}$$

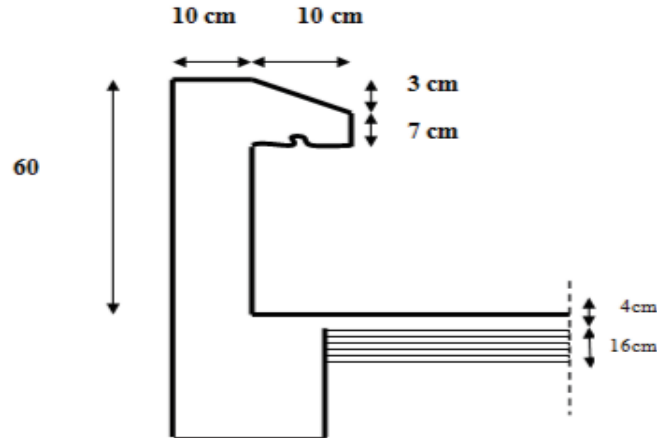


Figure 6: Coupe verticale de l'acrotère

II.2.2 Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ kN / m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN / m}^2$
- Plancher sous-sol : à usage administratif (bureaux) $Q = 2,50 \text{ kN / m}^2$
- Plancher RDC : à usage commercial (boutique) $Q = 5,00 \text{ kN / m}^2$
- Balcons : à usage habitation $Q = 3,50 \text{ kN / m}^2$
- L'acrotère $Q = 1,00 \text{ kN / ml}$
- L'escalier $Q = 2,50 \text{ kN / m}^2$

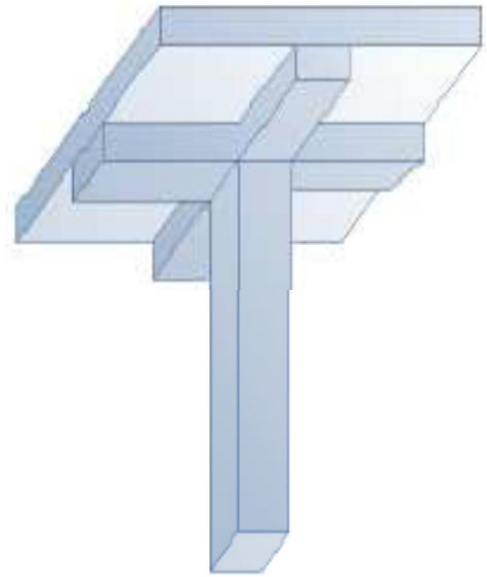
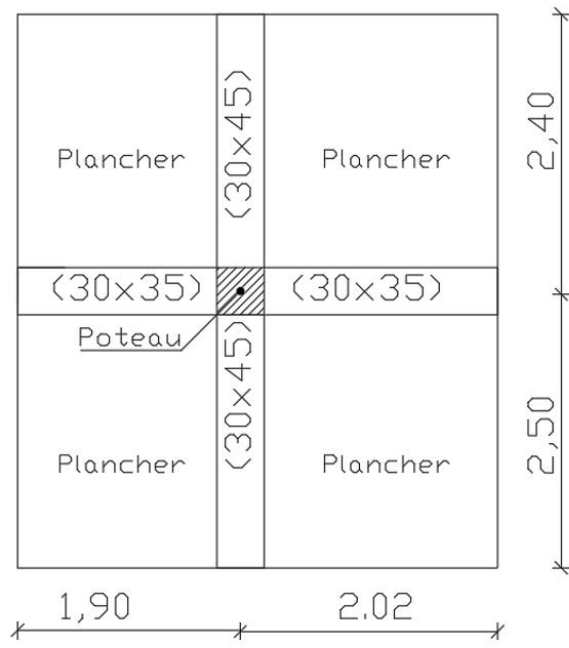


Figure 7: La surface revenant au poteau (C3)

II.3 Poids revenant à chaque élément

Poids du plancher $P = G \times S$.

<u>Poutres principales et poutres secondaires</u>	
Poutre principale (30x40ht), $\square b = 25 \text{ kN/m}^3$	15,69 KN
Poutre secondaire (30x35ht), $\square b = 25 \text{ kN/m}^3$	9,63 KN

<u>Plancher terrasse</u>	
surface d'influence m^2	17,07 m^2
Poids surfacique	5,67 (kN/m ²)
Poids permanent (kN)	96,76 KN

<u>Plancher d'étage courant</u>	
surface d'influence m^2	17,07 m^2
Poids surfacique	5,64 kN/m ²
Poids permanent (kN)	96,25 KN

<u>Plancher bas RDC en dalle pleine (commerces)</u>	
surface d'influence m^2	17,07 m^2
Poids surfacique	5,54 kN/m ²
Poids permanent (kN)	94,54 KN

<u>Poteaux (section minimale exigée par le RPA)</u>	
Poteaux rez-de-chaussée H=3,57m	
<i>Poteau (45x50), $\square b = 25 \text{ kN/m}^3$</i>	5,58 kN
Poteaux étages courants et sous-sols) H=3,06m	
<i>Poteau (40x45), $\square b = 40 \text{ kN/m}^3$</i>	4,78 kN

Tableau II.2 : Tableau des charges par élément

• **Charges d’exploitation :**

Loi de dégression des charges d’exploitation D.T.R.B.C.22 :

Comme il est rare que toutes les charges d’exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d’exploitation si le nombre de niveaux $n \geq 5$. Notre ouvrage est composé de 10 étages ($n \geq 5$) donc on doit appliquer la méthode.

Remarque :

Si des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d’étage pour lesquels interviennent la loi de dégression et leurs charges sont **incluses** intégralement.

Dans cette étude, la charge d’exploitation est la même pour tous les étages à l’exception de deux niveaux, qui sont à usage commercial (RDC) et à usage du bureau (1^{er} et 2^{eme} sous-sol).

Q : Charge d’exploitation.

Sous terrasse..... Q_0 .

Sous dernier étage..... $Q_0 + Q_1$ (étage 1).

Sous étage immédiatement inférieur :

Etage 1 $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$;

Etage 2 $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$;

Etage 3 $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$;

Etage n $n \geq 5 : Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n (Q_i + \dots + Q_n - Q_i) +$

$\sum_{i=1}^n (Q_i)$.

Avec :

n : Nombre d’étage.

Q_0 : La charge d’exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : les charges d’exploitation respectives des planchers des

Étages 1, 2, 3, ... n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Niveau des planchers	Charge	Σ d’exploitation	Q cumulée (kN/m ²)	Q cumulée (kN)
T	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1	17,07
P9	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5	42,68
P8	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85	65,72

P7	Q_3	$\sum_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05	86,20
P6	Q_4	$\sum_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1	104,13
P5	Q_5	$\sum_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7	119,49
P4	Q_6	$\sum_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75	132,29
P3	Q_7	$\sum_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_6)+Q_7$	12,39	211,50
P2	Q_8	$\sum_8=Q_0+0,69$ $(Q_1+\dots\dots\dots+Q_6)+Q_7+Q_8$	14,71	251,10
P1	Q_8	$\sum_8=Q_0+0,67$ $(Q_1+\dots\dots\dots+Q_6)+Q_7+Q_8+Q_9$	18,53	316,31

Figure 8: Dégression des charges

II.4 Dimensionnement des poteaux :

❖ D’après l’article **B.8.4,1** du **BAEL91 modifié 99** l’effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

avec :

N_u : effort normal ultime (compression) $N_u = 1,35G+1,5Q$

B_r : section réduite du poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d’épaisseur sur toute sa périphérie $B_r=(a-0,02)(b-0,02)$ ["m" ^"2"].

A_s : section d’acier comprimé.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

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

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$

α : coefficient de rectitude qui dépend de l’élancement mécanique λ :

- si $\lambda \leq 50$: $\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2)$

- si $50 < \lambda < 70$: $\alpha = 0,60 (50 / \lambda)^2$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l’élancement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (stabilité vis à vis du flambement)

D’où : $\alpha = 0,85 / (1+ 0,2 \cdot 1) = 0,708$

On suppose que la section d’armatures comprimées est nulle $A_s = 0$ (pour que le béton seul

reprenne l'effort normal pour se mettre dans cas le plus défavorable)

On aura : $N_u \leq \alpha (B_r \cdot f_{c28} / 0,9 \gamma_b) \Rightarrow B_r \geq 0,9 \frac{N_u}{f_{c28}}$

Alors que : $B_r \geq 0,763 N_u$ (B_r en cm^2)

❖ Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal : $N_s = G + Q$.

La section des poteaux est donnée par la formule suivante : $B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec B : la section du poteau.

N_s : Effort normal appliqué à la section du poteau à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{bc}$: La contrainte admissible du béton à l'ELS.

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

niveau	planchers	poteaux	poutres	Gc	Qc	Ns=Gc+Qc	Nu	B=Nsb _c	Br=Nsb _c	SECTION	ϑ	COTRAINTES
8	96,76	0	25,33	122,09	17,07	139,16	190,42	92,77	145,1	35x40	0,06	1,55
7	96,25	4,78	25,33	248,45	42,68	291,12	399,41	194,08	304,35	35x40	0,12	3,23
6	96,25	4,78	25,33	374,8	65,72	440,52	604,56	293,68	460,68	35x40	0,18	3,15
5	96,25	4,78	25,33	501,16	86,2	587,36	805,87	391,58	614,07	35x40	0,17	4,2
4	96,25	4,78	25,33	627,52	104,13	731,64	1003,3	487,76	764,54	40x45	0,22	5,23
3	96,25	4,78	25,33	753,87	119,49	873,36	1197	582,24	912,09	40x45	0,26	6,24
2	96,25	4,78	25,33	880,23	132,29	1012,52	1386,8	675,02	1056,7	40x45	0,2	5,63
1	96,25	4,78	25,33	1006,6	211,5	1218,08	1676,1	812,06	1277,2	40x45	0,23	6,77
RDC	94,54	5,58	25,33	1132	251,1	1383,14	1904,9	922,09	1451,5	45x50	0,26	7,68
SS	96,25	4,78	25,33	25,33	25,33	25,33	25,33	25,33	25,33	25,33	25,3	8,75

Figure II.3:Recapulatif dela decsente de charges du poteau .

II.5 Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :

b_1 et h_1 doivent vérifier les conditions suivantes:

Zone II.a on a

- $\min(b_1, h_1) = (35, 40) \geq 25$ condition vérifiée
- $\min(b_1, h_1) = (35, 40) > \frac{h_e}{20} = (3.57-0.35)/20 = 0.161$ condition vérifiée
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ condition vérifiée

II.5.1 Vérification au flambement :

Cette vérification concerne le poteau le plus élancé (le poteau situé au RDC), et le poteau dont l'inertie est petite (le poteau situé 5^{ème}, 6^{ème}, et 7^{ème} étage).

$h_{\max} = h_{\text{rdc}} = 3.57\text{m}$, le calcul se fera suivant le sens le plus défavorable.

$h_{\max} = h_{\text{5ème, 6ème, et 7ème étage}} = 3.06\text{m}$.

Risque de flambement du poteau dû à l'effort normal axial :

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}}$$

avec :

λ : L'élancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \text{ où } \left(I_{\min} = \sqrt{\frac{b^3 h}{12}} ; B = bh \right)$$

$L_f = 0,7l_0$ Si le poteau est à ses extrémités :

- Encastré dans un massif de fondation,
- Assemblé à des poutres de plancher le traversant de part en part, et ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré.

I : Inertie de la section du poteau.

B : Section du béton.

l_0 : Longueur libre délimitée par les faces supérieures de deux planchers successifs.

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot L_f}{b} = 3,464 \frac{L_0}{b}$

- RDC : Poteau (40×45) :

$$L_0 = 3,57 \Rightarrow \lambda = 27,48 \leq 35 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- 5^{ème}, 6^{ème}, et 7^{ème} étage : Poteau (35×40) :

$$L_0 = 3,57 \Rightarrow \lambda = 35,33 \leq 50 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les éléments structurels sont convenables.

Au stade de prédimensionnement, le choix des sections se fait de façon empirique, toutes les sections des éléments structuraux de notre ouvrage sont récapitulées dans le tableau ci-dessous.

Les sections ne sont pas définitives, nous serons peut-être amenés à les modifier selon la réponse dynamique de l'ouvrage en phase de la modélisation.

Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

		Dimensions (cm)
Plancher		16+4
Voiles		e=20
Poutres principales		b=30
		h=40
Poutres secondaires		b=30
		h=35
Poteaux	SS1, SS2, RDC	45x50
	1, 2, 3, 4	40x45
	5, 6, 7	35x40

Figure 9: Récapitulatif des sections choisies

Chapitre III

Calcul des élément Secondaires

Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **(BAEL 91 modifié 99)** et le **RPA**.

III. A : Calcul de l'acrotère :

III.A.1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton arme assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q= 1[KN/ml]**) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

III.A.2 : Détermination des sollicitations :

❖ **Le chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = p \times S \times 1m$

Avec : **p** : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1m$$

$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.**

❖ **Calcul des sollicitations :**

- Effort normal du au poids propre : **$N = G \times 1 = 1.7125 \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$**
- Effort tranchant : **$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$**
- Moment de renversement **M** du à **Q** : **$M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$**

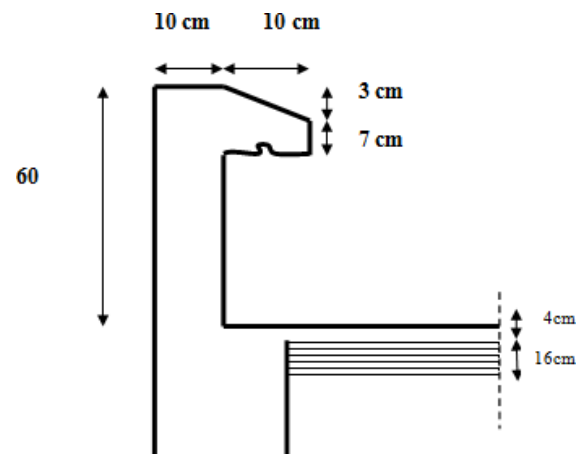


Figure III.A.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III.A.3 : Diagramme des efforts :

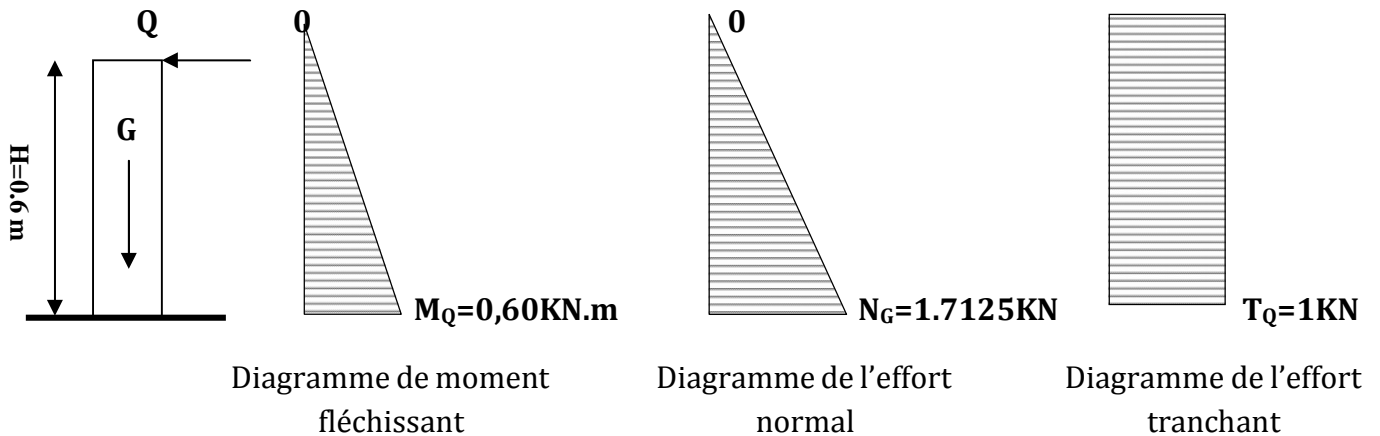


Figure III.A.2: Diagrammes des efforts internes.

III.A.4 : Combinaisons de Charge :

- **ELU:** $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

- **ELS:** $G + Q$

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

$$M_s = M_Q = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_Q = 1 \text{ KN.}$$

III.A.5 : Ferrailage de l'acrotère :

- ❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

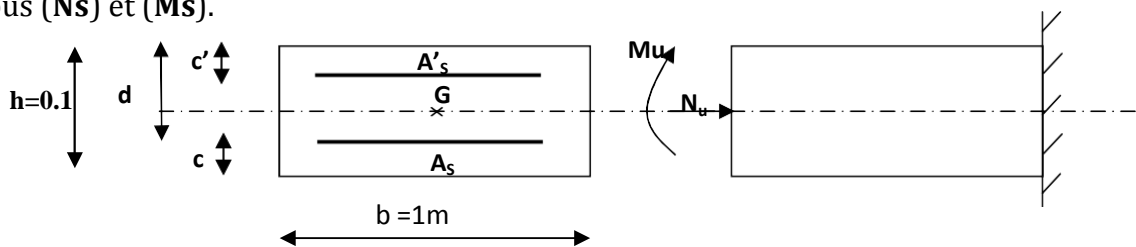


Figure III.A.3: Schema statique de la section de l'acrotère.

➤ **Position du centre de pression :**

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.389 \text{ m} = 39 \text{ cm}$$

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

❖ **On prend $c=c'=3 \text{ cm}$ car zone soumis aux condensations**

$$e_v > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

Avec : **Mu** : Moment du à la compression ; **Nu** : Effort de compression ;

Cp : Centre de pression ; **ev** : Excentricité ; **C** : L'enrobage.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif « **Mf** » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

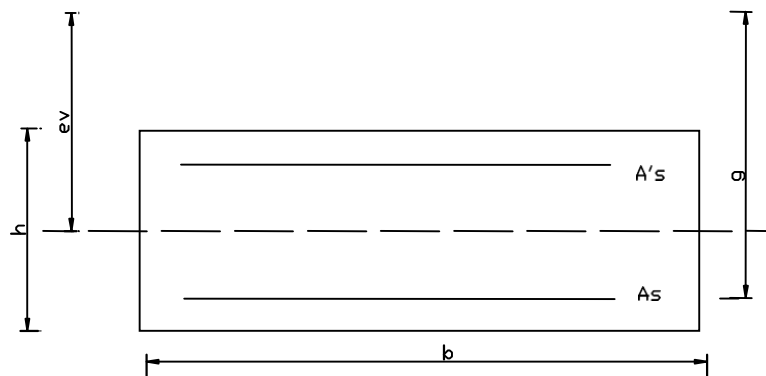


Figure III.A.4: Schéma statique des distances.

❖ **Calcul en flexion simple :**

❖ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec :} \quad g = e_v + \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] = 0.95 \text{ KN.m} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M_f = 0.95 \text{ KN.m}}$$

❖ Armatures fictives (flexion simple) :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.95 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0136.$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0.014 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.993 \quad (\text{Tirer de tableau})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.993$$

$$\text{Donc : } A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{sr}} = \frac{950}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.393 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{stf} = 0.393 \text{ cm}^2$$

❖ Armature réelles (flexion composée) :

$$A_r = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 0.393 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_r = 0.327 \text{ cm}^2$$

III.A.6 : Vérifications :**III.A.6.1 : Vérification à l'ELU :****A : Condition de non fragilité : (BAEL 99 Art A.4.2.1)**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : **As ≥ Amin**

$$\text{CNF : Condition de Ne Fragilité : } A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2. \quad \longrightarrow \quad A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que : **As < Amin**, la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$\mathbf{As = Amin = 0.845 \text{ cm}^2.}$$

La section d'acier est **5HA 8 / ml = 2.51 cm²** avec un espacement de **St = 20 cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.  Espacées de $St = 25 \text{ cm}$.

B : Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\}$ (MPa)

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.02 \leq \min \{ 0.15 \times 25 / 1.5, 4 \} = \min \{ 2.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.02 < 2.5 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C : Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1,3/BAEL 91 modifié 99)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}^- \quad \text{avec : } \tau_{se}^- = T_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$


Avec : $\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05} = 2.37 \text{ MPa.}$$

On a : $\tau_{se} = 2.37 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa}$

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

La longueur de scellement droit (**BAEL 91 A.6.1.221**)

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{on prend } L_s = 30 \text{ cm}$$

D : Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99)

La fissuration est très préjudiciable ; donc $S_t \leq \min \{1.5 h, 20 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm}$.

$h = 10 \text{ cm}$. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **15 cm** ; donc la condition est vérifiée.

III.A.6.2 : Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- ❖ La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- ❖ La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
- ❖ La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}^-$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta} f_{t28}\} = \{0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa.}$$

Les aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{array} \right.$ avec: $\eta = 1.6$ (coefficient de fissuration pour les barre H.A)

Calcul de σ_{st} : $\alpha_x = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$; avec: $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de ρ : $\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29$

$\rho = 0.29 \Rightarrow Q_1 = 0.914 \Rightarrow K_1 = 43.478 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.023.$

$\sigma_{st} = \frac{600}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 46.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 164.97 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifier.

- ❖ La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.023 \times 46.66 = 1.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

\Rightarrow Condition vérifiée.

Résultats:

Donc on va ferrailer avec la section minimale car c'est elle la plus défavorable.

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : **5 HA 8 = 2.51 cm² /ml** avec un espacement de **20 cm**.
- Armatures de répartition : **3 HA 8 = 2.01 cm² /ml** avec un espacement de **25cm**.

III.B : Etude de balcon :

Dans notre ouvrage les balcons sont en dalle plein , leurs épaisseurs est déjà calculée au chapitre précédent (ép=15cm), avec un garde-corps d'un mètre de hauteur.

Ils son est assimilé à une console encastrée au niveau des poutres de rive de plancher.

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.

Schéma statique est montre dans la **Figure III.B.1**.

III.B.1 Dimensionnement de la console :

Pour les dalle pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$ep \geq \frac{L}{10} = \frac{1.30}{10} = 0.13m = 15cm \quad \text{avec } L: \text{ largeur du la consol}$$

on adopte **ep=15cm**

G : Charge permanent uniformément reparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

g : Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creusede **10 cm** d'épaisseur.

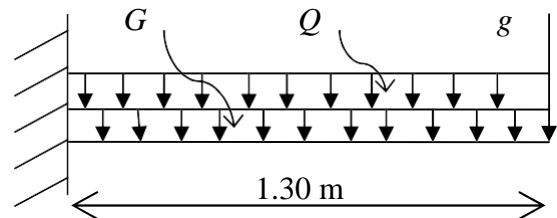


Figure III.B.1 : Schéma statique de calcul

III.B.2 : Détermination des charges et surcharges de la console.

- **Charges permanentes :** G = 5.29 KN/ml (déterminer dans le chapitre II).
- **Charges permanentes de mur :** g = 1.78 KN.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Résultats (KN/m ²)
Brique (ep=0.1m)	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02x2	22	0.88
Somme (g)			g=1.78

Tableau III.B.1 : charge permanentes de garde-corps.

- **Surcharge d'exploitation :** D'après le DTR B.C.2.2 : Q= 3.5 KN/ml.

III.B.3 : Combinaisons de charges :

- **A l'ELU :**
- **La dalle :** $q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.29) + (1.5 \times 3.5) = 12.39 \text{ KN/ml}$.
- **Le garde corps :** $g_u = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ KN}$.

III.B.4 : Calcul a l'ELU:**1 : Calcul des efforts internes :**

$$M_u = \frac{qu l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12.39 \times 1.30^2}{2} + 2.403 \times 1.30 = 13.59 \text{ KN.m}$$

$$V_u = qu \times l + g_u = 12.39 \times 1.30 + 2.403 = 18.51 \text{ KN.}$$

2 : Ferrailage a l'ELU :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

a) Armatures principales :

$$M_u = 13.59 \text{ KN.m} \quad b = 100 \text{ cm.} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13.59 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.056 \quad \text{c)}$$

$$\mu_u = 0.056 < \mu = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.082 \quad \beta = 0.971$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma} = \frac{13.59 \times 1000}{0.971 \times 13 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

soit: 5HA10 /ml = 3.93 cm² : avec : S_t = 20 cm.

b) Armatures de répartition :

$$A = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA8 = 2.51 cm²/ml avec : S_t = 20 cm

3: Vérifications à l'ELU :**A : Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

B : Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad \text{avec } \Psi_s = 1.5 \text{ haute adhérence}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.51}{0.9d \sum u_i} = \frac{18.51 \times 1000}{0.9 \times 130 \times 157} = 1.01 \quad \text{avec } \sum u_i = n \pi \varphi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPA} \leq \tau_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

c : Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$ (Fissuration très préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{18.51 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,142 \text{ MPA} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D : Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

E : Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_{se} = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5 \times 1.5 \times 2.1 = 2,84 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_c}{4 \tau_{se}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm}$$

Soit un crochet de longueur L_r : $L_r = 0,4 L_s = 0.4 \times 35.21 = 14.08 \text{ cm}$

F : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\bar{V}_u = 0.4 f_{c28} \cdot 0.9 \cdot d \cdot b / \gamma_s = 0.4 \times 25 \times 1000 \times 0.9 \times \frac{0.13 \times 1}{1.15} = 1017.39 \text{ KN}$$

$$V_u = 18.51 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017.39 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

G : Influence de l'effort tranchant aux appuis : (armatures principales).

$$A_s \geq V_u / (f_e / \gamma_s) \quad \text{avec: } V_u = 18.51 \text{ KN.}$$

$$V_u / (f_e / \gamma_s) = (18.51 \times 1000 \times 1.15) / (400 \times 100) = 0.53 \text{ cm}^2.$$

Donc: $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.53 \text{ cm}^2$. \longrightarrow Condition vérifiée

G : Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\emptyset \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ avec } \tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPA}$$

$$L_s = (1.0 \times 400) / (4 \times 2.84) = 35.21 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 35 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$

On adopte : $L_r = 18 \text{ cm}$.

III.B.5 : Vérification à l'ELS :**1 : Combinaison de charge :**

- A l'ELS :
- La dalle : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.29 + 3.5 = 8.79 \text{ KN /ml}$.
- Le garde-corps : $g_s = g = 1.78 \text{ KN}$.

2 : Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs}$$

$$M_s = q_s \frac{L^2}{2} + g_s \times L$$

$$M_s = 8.79 \times \frac{1.30^2}{2} + 1.78 \times 1.30$$

$$M_s = 9.74 \text{ KN.m}$$

3 : Les contraintes dans le béton et l'acier :

La contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5 f_s, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = \{0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_1 = \frac{A_s \times 100}{bd} = \frac{3.93 \times 100}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\beta=0.913 \quad K1=42.805 \quad K=0.023$$

$$\sigma_{st} = \frac{9.74 \times 1000}{0.913 \times 13 \times 3.93} = 208.81 \text{ MPA}$$

La contrainte dans le beton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{208.81}{42.805} = 4.87 \text{ MPA}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 4.87 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$



Condition vérifiée.

4 :Vérification de la flèche :

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie les conditions suivantes:

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{1.5 M0} \quad ; \quad \frac{As}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.11 \quad ; \quad \frac{1}{16} = 0.062 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{As}{bd} = \frac{3.93}{13 \times 100} = 0.003 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Mt}{1.5 M0} = \frac{22.97}{10 \times 22.97} = 0.1 \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{130} = 0.11 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **5 HA10 = 3.39 cm² /ml** avec un espacement de **20 cm**.

Armatures de répartition : **5 HA 8 = 2.51cm²/ml** avec un espacement de **20cm**.

III.D : Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

III.D.1 : Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

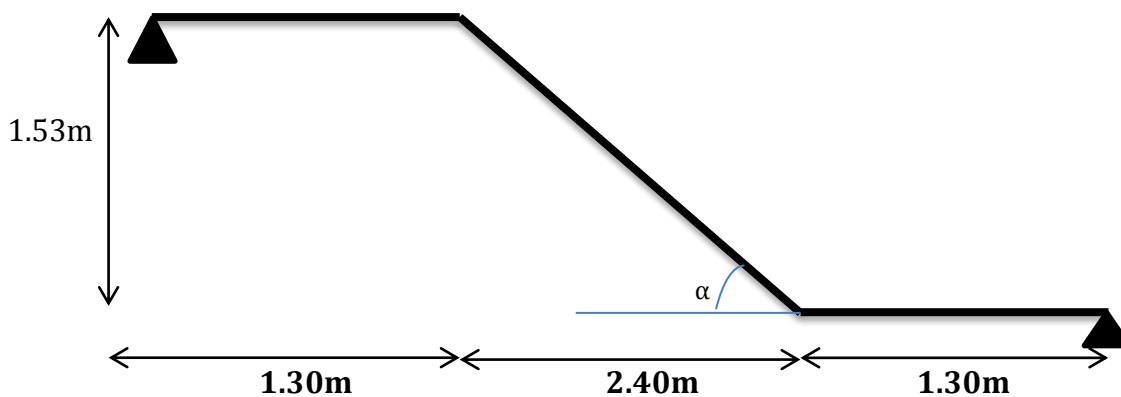


Figure III.D.1 : Schéma statique d'escalier.

a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{ cm}$; on prend **h = 17 cm**.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

b) Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

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

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm.}$$

La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

1 : Epaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

Avec :

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L_1 + L_2$.

L₁ : longueur de la paillasse projetée.

L₂ : longueur du palier.

$$\text{tg } \alpha = 17 / 30 = 0.566 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 276 \text{ cm} \quad L_2 = 130 \text{ cm.}$$

Donc : $L = 276 + 130 = 406 \text{ cm.}$

$$\text{D'où : } \frac{406}{30} \leq e_p \leq \frac{406}{20} \quad \longrightarrow \quad 13.53 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.3 \text{ cm}$$

Soit : $e_p = 18 \text{ cm.}$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.D.2 : Détermination des charges et surcharges :

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

➤ **Les charges permanentes :**

- **Le palier :**

Eléments	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la dalle pleine en BA	25 x 0.18 = 4.5
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	G₁ = 5.94.

Tableau III.D.1 : Charge totale du palier.

- **La volée :**

Eléments	Poids (KN/m ²)
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.18}{\cos \alpha} = 5.17$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale.	G₂ = 8.73

Tableau III.D.2 : Charge totale de la volée.

- **la charge concentrée :**

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

$$P = (3.06 - 0.18) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.80 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (**DTR C2-2**) pour une construction a usage d'habitation **Q = 2.5 KN /m².**

III.D.3 : Combinaison des charges :

❖ **ELU:** $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{u1} = (1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.77 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{u2} = (1.35 \times 8.73 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.54 \text{ KN / ml.}$

Mur extérieure : $P = 1.35 \times 6.80 = 9.18 \text{ KN.}$

❖ **ELS:** $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_{s1} = (5.94 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.44 \text{ KN / ml.}$

Volée : $q_{s2} = (8.73 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.23 \text{ KN / ml.}$

Mur extérieure : $P = 6.80 \text{ KN.}$

III.D.4 : Calcule des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2.4 \text{ m.}$

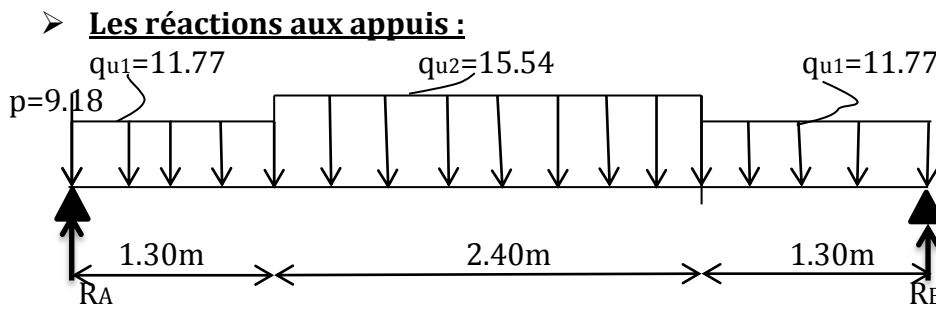


Figure III.D.2 : Schéma statique d'escalier a l'ELU.

➤ **D'après les formules de la RDM :**

$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 2(11.77 \times 1.30) + (15.54 \times 2.4) + 9.18 = 77.078 \text{ KN.}$

$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 33.949 \text{ KN.}$

$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_A = 43.129 \text{ KN.}$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.30$	$-11.77x + 33.95$	$-5.88x^2 + 33.95x$	0	33.95	0
			1.3	18.65	34.12
$1.30 \leq x \leq 3.7$	$-15.54x + 38.851$	$18.649x + 9.95 - 15.54 \left(\frac{(x-1.3)^2}{2} \right)$	1.3	18.65	34.19
			3.7	-18.64	34.19
$0 \leq x \leq 1.3$	$-11.77x + 24.902$	$-5.885x^2 + 33.95x$	0	-18.64	34.19
			1.3	-33.95	0

Tableau III.D.3 : Les efforts internes à l'ELU.

Remarque : Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$dM_z(x) / dx = 0$$

$-15.54x + 38.851 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 2.5 \text{ m}$

$M_z(2.5) = 45.5 \text{ KN.m}$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 1.6 \text{ m}$. Donc $M_{zMAX} = 45.3837 \text{ KN.m}$

➤ $M_{\text{appui}} = -0.3 \times 45.5 = -13.65 \text{ KN.m}$

➤ $M_{T \text{travée}} = 0.85 \times 45.5 = 38.67 \text{ KN.m}$

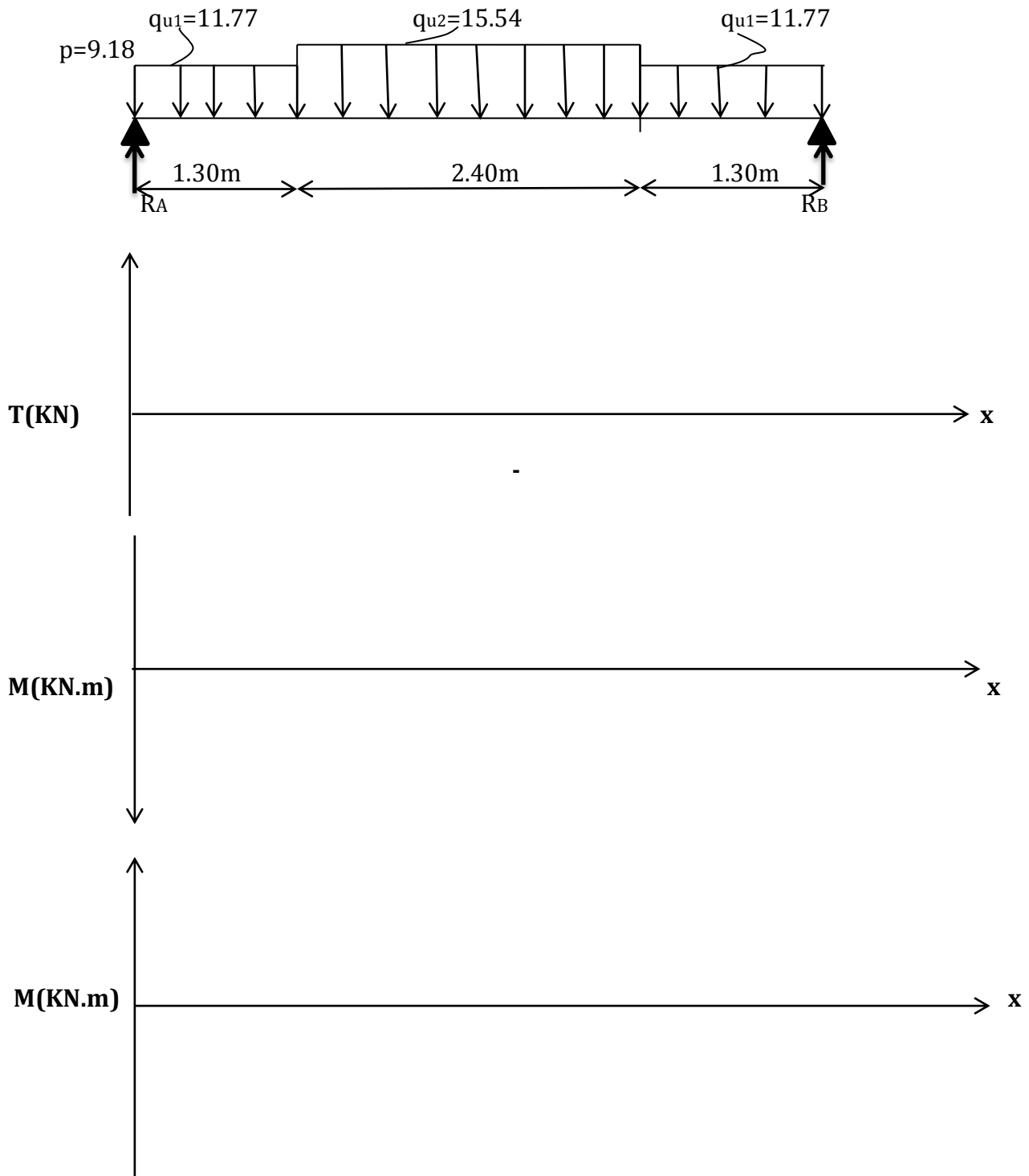


Figure Diagramme des efforts tranchants et les moment fléchissant à l'ELU.

1 : Ferrailage :

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

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 16 \text{ cm}$.

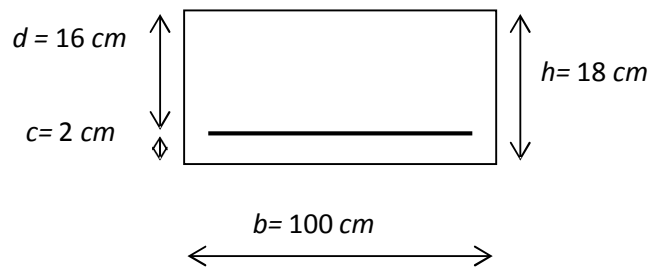


Figure III.D.4 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

Aux appuis :

➤ **Appui : $M = 13.65 \text{ KN.m}$.**

• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{13.65 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.037$$

$$\mu_a = 0.037 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.037 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.9815$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.65 \times 1000}{0.9815 \times 16 \times 348} = 2.497 \text{ cm}^2$$

$A = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 4\text{HA}8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **En travée : $M_t = 38.67 \text{ KN.m}$**

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{38.67 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.106$$

$$\mu_t = 0.106 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.106 \quad \beta_1 = 0.944$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{38.67 \times 1000}{0.944 \times 16 \times 348} = 7.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}14 / \text{ml} = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 20\text{cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_{rt} = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25\text{cm.}$

2: Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Espacement des barres :

Armatures principales : $S_t \max = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures répartitions : $S_t \max = 25 < \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : (BAEL 99, Art-5.1.2.1)

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{27.83 \times 1000}{1000 \times 160} = 0.174 \text{ Mpa}$$

Avec $T_{u\max}$: Effort tranchant maximal. Avec : $T_{u\max} = 27.83 \text{ KN}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ Mpa} \right] = \min [3.33; 5 \text{ Mpa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$\tau_u = 0,174 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$  Condition vérifiée.

d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art 5-1-3)

❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0.4 f_{c28} \times ab}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 16 \times 100}{1.5} = 960 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 27.83 < 960 \text{ KN}$  Condition vérifiée

❖ influence sur Les armatures:

Il faut avoir:

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u \max + \frac{Ma}{0.9d}) = \frac{1.15}{400} (27.83 + \frac{(-13.65 \times 10^2)}{0.9 \times 16})$$

$$A_a \geq -0.19$$

$A_a = 3.93 \text{ cm}^2 \geq -0.57 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée.

e) Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL99, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ $\Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$ Pour HA : $\Psi_s = 1.5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u \max}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

➤ **Appui A et B :**

$$\sum i \pi \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{27.83}{0.9 \times 160 \times 15.7} = 0.012 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{se} = 0.012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ ➡ Condition vérifiée.

f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)

$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$ avec $\tau_{se} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$

$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm} = 35.27 \times 1.4 = 49.38 \text{ cm}$

Pour l'appui A et B : $\phi_B = 1 \text{ cm.}$ $L_{sB} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm.}$

$L_B = 0.4 \times L_{sB} = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm.}$

III.D.5 : Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :

❖ **Les réactions aux appuis :**

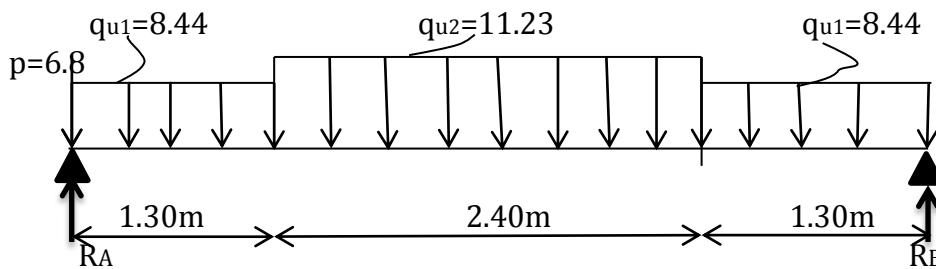


Figure III.D.5 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.

D'après les formules de la RDM :

$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 55.696 \text{ KN.}$

$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 24.45 \text{ KN.}$

$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_A = 31.25 \text{ KN.}$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (M_z)	x (m)	Ty (KN)	M_z (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.3$	$-8.44x + 24.45$	$-4.22x^2 + 24.45x$	0	24.45	0
			1.3	13.48	24.65
$1.3 \leq x \leq 3.7$	$-11.23x + 28.08$		1.3	13.48	24.65
			3.7	-13.48	24.658
$0 \leq x \leq 1.3$	$8.44x - 24.45$	$-4.22x^2 + 24.45x$	0	-24.45	0
			1.3	-13.48	24.65

Tableau III.D.4 : Les efforts internes à l'ELS.

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement a l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$dM_z(x) / dx = 0$$

$$-11.23x + 28.08 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 2.5 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est maximum pour la valeur $X = 2.5 \text{ m}$. **Donc :** $M_{z\text{MAX}} = 32.74 \text{ KN.m}$.

- $M_B \text{ appui} = -0.3 \times 32.74 = -9.82 \text{ KN.m}$.
- $M_T \text{ travée} = 0.85 \times 32.74 = 27.83 \text{ KN.m}$.

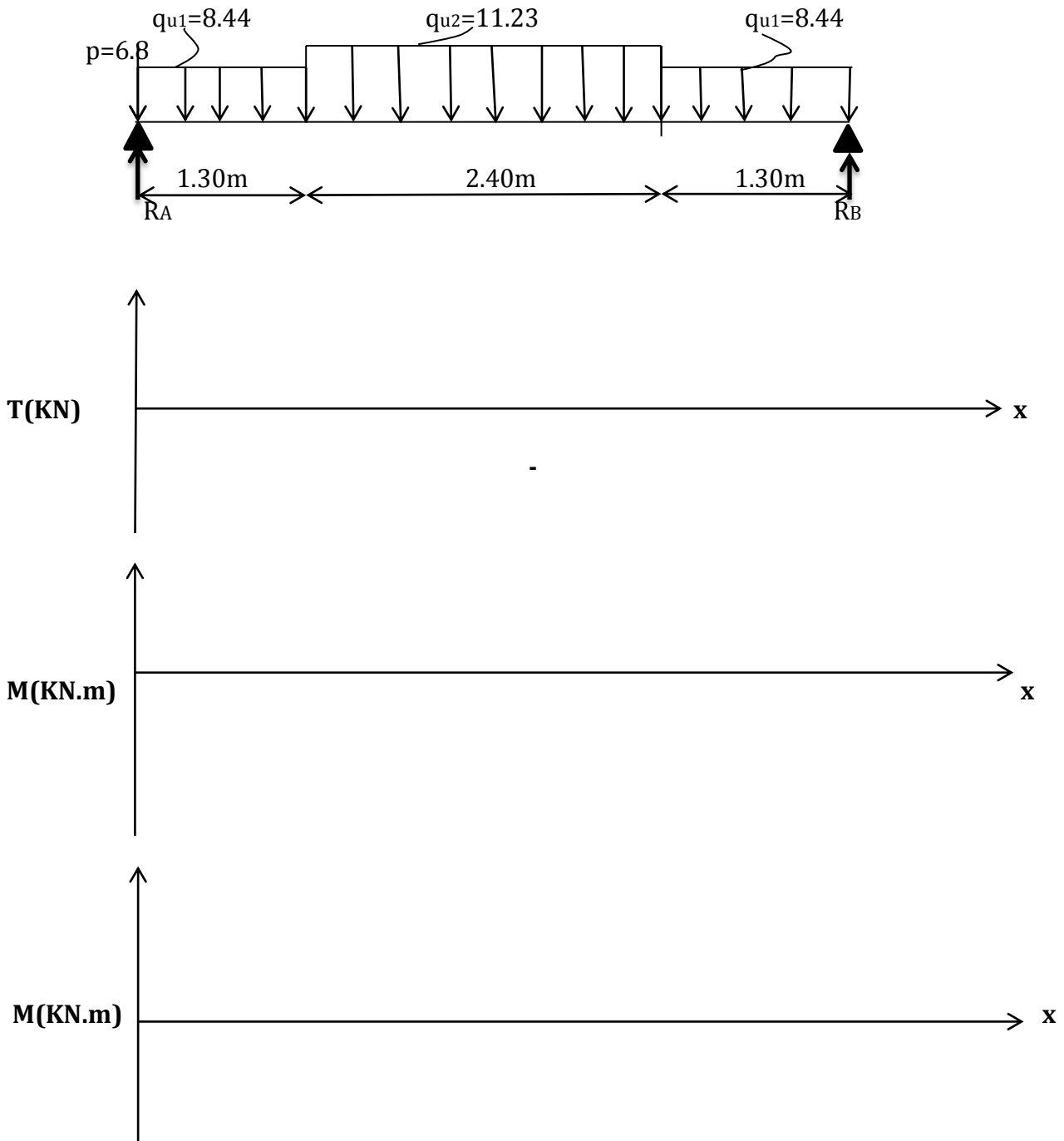


Figure Diagramme des efforts tranchants et les moment fléchissant à l'ELS.

III.D.5 : Vérifications à l'ELS :

❖ **Les contraintes dans le béton et l'acier :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectué.

➤ **Appui A et B :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0,483$$

$$\rho = 0,483 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K=0.030 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{9.82 \times 1000}{0.895 \times 16 \times 7.69} = 89.17$$

$$\sigma_s = 89.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma = 0.030 \times 89.17 = 2.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0.48$$

$$\rho = 0,48 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.895 \\ K = 0.030 \end{cases}$$

$$\sigma_s = 27.83 \times 1000 / 0.895 \times 16 \times 7.69$$

$$\sigma_s = 252.72 \text{ MPA}$$

$$\sigma_c = K \times \sigma = 0.020 \times 252.72 = 5.05 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

➤ **Pour paillasse :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \cdot \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_1}{M_0} \quad \cdot \quad \frac{A}{b \cdot d} \geq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{500} = 0.036 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{7.7}{100 \times 16} = 0.0048 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{500} = 0.036 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = 0.019 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis A et B : 5 HA14 = 7.70 cm² /ml avec un espacement de 20 cm.**
- **Travée : 5 HA 14 = 7.70 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.**

III.F : Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.F.1 : Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

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

$$\frac{L}{15} = \frac{405}{15} = 27 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{405}{10} = 40.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte une hauteur } h = 25 \text{ cm}$$

- **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times h = 10 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times h = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adoptera une largeur } b = 25 \text{ cm.}$$

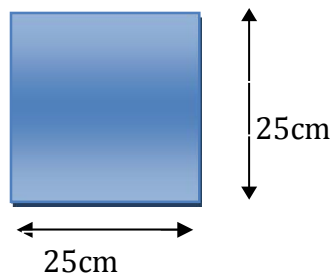


Figure III.F.1 : Coupe transversal de la poutre de chaînage.

III.F.2: Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes :**

- Poids propre de la poutre : $0,25 \times 0,25 \times 25 = 1.562 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,25) \times 2,36 = 6.632 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5,50 \times \frac{0,65}{2} = 1.7875 \text{ KN/ml}$

$$G_t = 9.98 \text{ KN/ml.}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times 0.64/2 = 0,487 \text{ KN/ml.}$$

III.F.3: Combinaisons des charges :

- ❖ **ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1.35 \times 9.98 + 1.5 \times 0.487 = 14.20 \text{ KN/ml.}$
- ❖ **ELS :** $q_s = G + Q = 9.98 + 0.487 = 10.47 \text{ KN/ml.}$

III.F.4: Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

1) Calcul des moments :

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

➤ **En travée :**

$$M_t = 0.85 \times 14.20 \times \frac{4.05^2}{8} = 24.75 \text{ KN.m.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_a = -0.3 \times 14.20 \times \frac{4.05^2}{8} = -8.73 \text{ KN.m}$$

➤ **Les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.20 \times 4.05}{2} = 28.75 \text{ KN.}$$

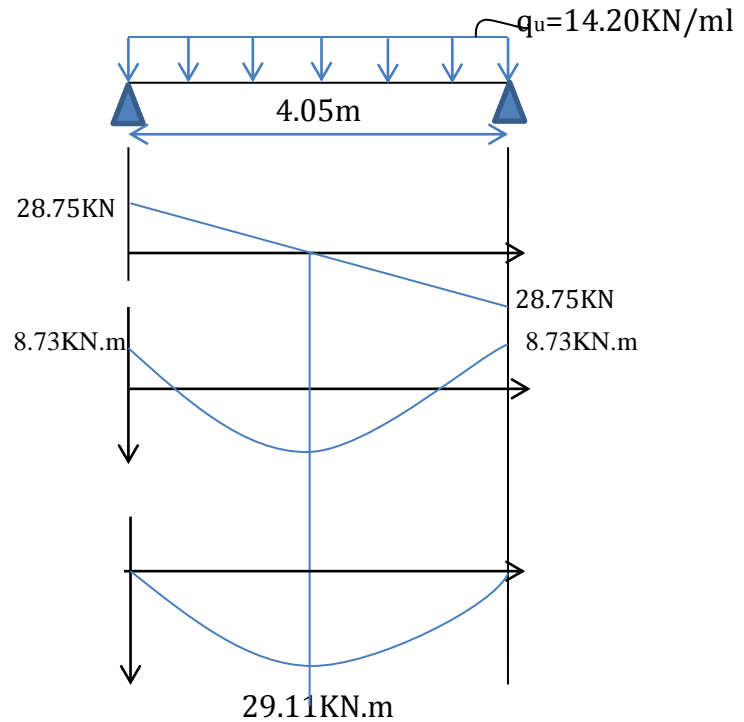


Diagramme des efforts internes à l'ELU

2) calcul des armatures➤ **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{24.75 \times 1000}{25 \times 23^2 \times 14.2} = 0.132$$

$\mu \leq \mu = 0,392$ ➡ La section est simplement armée.

$\mu_b = 0.132$ ➡ $\beta = 0.929$

$$A = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24.75 \times 1000}{0.929 \times 23 \times 348} = 3.33 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures on prendra : **3HA12 = 3.39 cm²**

➤ **En appui :**

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.73 \times 1000}{25 \times 23 \times 14.2} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$\mu \leq \mu = 0,392$ \longrightarrow La section est simplement armée.

$\mu_b = 1.07$ \longrightarrow $\beta = 0.964$

$$A_a = \frac{Ma}{Bd\sigma_{st}} = \frac{8.73 \times 10^3}{0.964 \times 23 \times 348}$$

$$A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA10 = 2.35 cm²**

2) Vérification à ELU

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ b.d.} \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.69 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0.69 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 2.35 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3.39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \left[\begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{T_U}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } T_U = 28.75 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{28.75}{0.25 \cdot 0.23} = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right] = \min [3.3; 5 \text{ MPA}] = 3.3 \text{ MPA}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPA} \\ \tau_u = 0.5 \text{ MPA} \end{array} \right\} \longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

❖ **Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)**

$$T_U = 28.75 \text{ KN} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 345 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(28.75 + \frac{8.73}{0.9 \times 0.23} \right) = 0.20 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

d) Vérification à l'entraînement des barres : (BAEL 91 modifié 99/Art A.6.1, 3) :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \quad \text{pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times (3,14) \times 0,12 = 1,13 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28,75 \cdot 10^3}{0,9 \times 230 \times 113}$$

$$\tau_e = 1,23 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

- Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \phi = 35,21 \phi \text{ cm}$$

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad L_s = 35,21 \times 1,2 = 42,25 \text{ cm.}$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm.}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \quad \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35} = 0,71; \frac{25}{10} = 2,5; 1,4 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ Ecartement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 23; 40 \text{ cm}) = \min (20,7; 40 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \quad \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,608 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

espacement entre les barres.

E
 Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{25}{4} = 6.25 ; 16.8 ; 30 \right\} \longrightarrow \text{soit : } e = s_t = 6 \text{ cm}$$

- **En travée**
- $$e \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{Soit : } s_t = 12 \text{ cm}$$
- $$e \leq \frac{25}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

III.F.5 : Vérification à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 9.98 + 0.487 = 10.47 \text{ KN/ml}$$

Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.47 \times \frac{4.05}{2} = 21.20 \text{ KN}$$

Calcul des moments:

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.47 \times \frac{4.05^2}{8} = 21.47 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement:

$$M_a = -0.3 \times 21.47 = -6.44 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 21.47 = 18.25 \text{ KN.m}$$

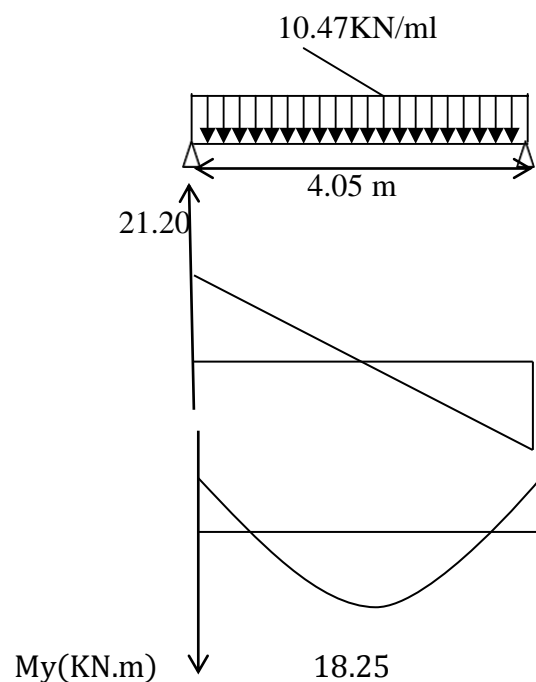


Figure III.F.3 : Diagramme des efforts internes a l'ELS.

a) Calcul des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \}.$$

Les aciers $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA : } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ f_e \text{ E } 400 \end{array} \right. \rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ (2/3) \times 400 , 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1} \} = \min \{ 266.67 , 201.63 \} = 201.63 \text{ MPa.}$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma}{K_1}$ Avec : $\sigma = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Ast}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 Ast}{b_0 d}$

➤ **Sur travée :**

$$\rho = \frac{100 Ast}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.38}{25 \times 23} = 0.588 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.586 \\ K_1 = 29.05 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Ast} = \frac{18.25 \times 10^6}{0.586 \times 230 \times 3.39 \times 10^2} = 399.42 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{399.42}{29.05} = 13.75 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9.25 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis :**

$$\rho = \frac{100 Ast}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 23} = 0.408 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.902 \\ K_1 = 36.02 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta \cdot d \cdot Ast} = \frac{6.44 \times 10^6}{0.902 \times 230 \times 2.35 \times 10^2} = 132.09 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{132.09}{36.02} = 3.67 \text{ MPA}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 3.67 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche: (BAEL 91 modifié 99/ Art B.6.5, 2)

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Me}{10M_0} \\ \frac{At}{bxd} \leq \frac{4.2}{fe} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{405} = 0.062 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{h}{l} = 0.062 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{A_t}{bxd} = \frac{3.39}{25 \times 23} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **En travée** **3 HA12 = 3.39 cm²**
- **Aux appuis** **3HA10=2.35 cm²**

III.G : Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III. G.1 : Pré dimensionnement :

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} \leq h_t \leq 32 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 35\text{cm}$

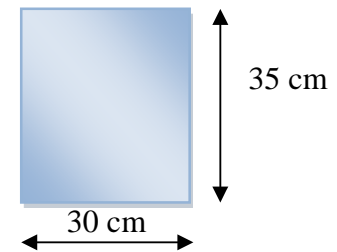


Figure III.G.1 : Section de la poutre palière.

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend $b = 30\text{cm}$.

❖ Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$b \geq 25\text{cm} \quad , \quad h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 14 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 30 \text{ cm}$.

Notre poutre a pour dimension **($b \times h$) = (30 × 35) cm²**

III.G.2 : Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre: $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$.
- Charge d'exploitation ; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
- Effort tranchant à l'appui A :
- ELU: $R_U = 33.95 / 1\text{m} = 33.95\text{KN} / \text{ml}$.
- ELS: $R_S = 31.25 / 1 \text{ m} = 31.25\text{KN} / \text{ml}$.

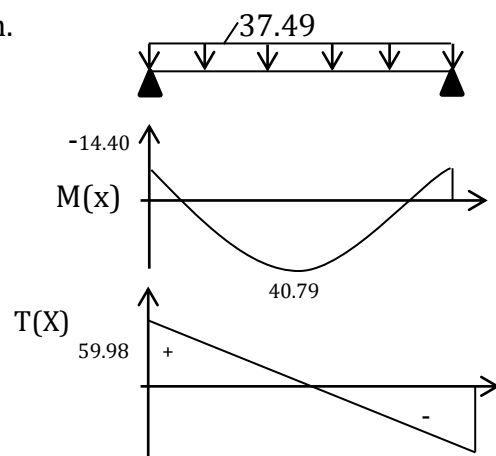


Figure III.G.2 : Schéma statique a l'ELU

III.G.3 : Calcul à l'ELU:**a) Combinaison à considérer :**

$$q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times 2,625 + 33,95 = 37,49 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + R_s = 2,625 + 31,25 = 33,87 \text{ KN/ml.}$$

b) Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{37,49 \times 3,20}{2} = 59,98 \text{ KN.}$$

c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37,49 \times 3,2^2}{8} = 47,99 \text{ KN}$$

$$M_a = -0,30 M_0 = -14,40 \text{ KN.mh}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 40,79 \text{ KN.m}$$

d) Calcul les armatures longitudinales :

$$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 33 \text{ cm.}$$

❖ **Aux appuis :**

$$M_u^{\text{ap}} = 14,40 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{\text{ap}}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,40 \times 1000}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,031 < \mu = 0,392$$

$$\mu_b = 0,031 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,984$$

$$A_a = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14,40 \times 10^3}{0,984 \times 33 \times 348}$$

$$A = 1,27 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$.❖ **En travée :**

$$M_u^t = 40,79 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40,79 \times 1000}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,088 < \mu = 0,392$$

$$\mu_b = 0,088 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,954$$

$$A_t = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,79 \times 1000}{0,954 \times 33 \times 348} = 3,72 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3 \text{ HA } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$

III.G.3 : Vérification à l'ELU :**a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.27 \text{ cm}^2 < (A_t = 4.62 \text{ cm}^2, A_a = 3.39 \text{ cm}^2) \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{59.98}{30 \times 33} = 0.096 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{t28}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.096 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Pas de risque de cisaillement}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T = 59.98 \text{ KN} \leq 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 33 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

d) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-3) :**❖ Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0.4 f_{c28} . a . b}{\gamma_s} \quad \text{avec: } a = 0.9d$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 1000 \times 0.9 \times 0.325 \times 0.30}{1.5} = 585 \text{ KN}$$

$$V = 59.98 < 585 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Influence sur Les armatures:

Il faut avoir :

$$A = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T + \frac{M}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(59.98 + \frac{-14.40}{0.9 \times 0.33} \right) = 0.033 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art 6.13/BAEL91) :

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par

l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9 . d \sum U_i} = \frac{59.98}{0.9 \times 33 \times 9.42} = 0.214 \text{ MPA} \quad \text{avec: } \sum U_i = 3 \times 3.14 \times 1.0 = 9.42$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 0.214 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f) Calcul les armatures transversales :

$$\phi_l \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right]$$

Diamètre:

$$\phi_l \leq \min \left[\frac{350}{35} ; \frac{300}{10} ; 14 \right] = 10 \text{ mm}$$

On adoptera 1 cadre et un étrier en HA8

$$s_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(29.7 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

❖ **Espacement :** selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

En appuis : $s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l, 30\right) = \min(8.75; 14.4, 30) \longrightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

En travée : $s_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

III.G.4 : Vérification à l'ELS :

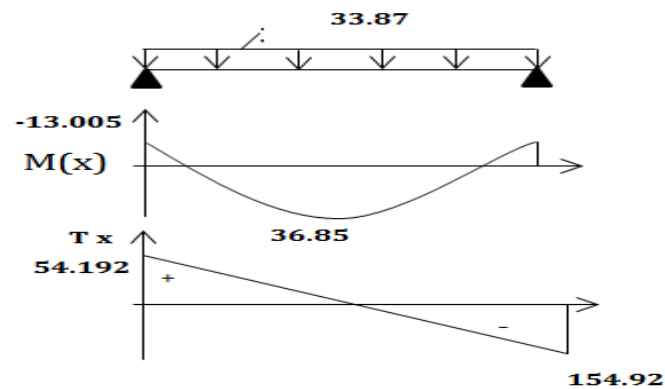
$$q_s = G + R_s = 2.625 + 31.25 = 33.87 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 33.87 \text{ KN/ml}$$

a) Réaction aux appuis :

$$R = R = q_s \frac{l}{2} = 33.87 \times \frac{3.2}{2} = 54.192 \text{ KN}$$

Figure III.G.3: Schéma statique a l'ELS



b) Les moments :

$$M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 33.87 \times \frac{3.2^2}{8} = 43.35 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 43.35 = -13.005 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 43.35 = 36.85 \text{ KN.m}$$

❖ **Etat limite de résistance à la compression dans le béton :(BAEL91/Art.4.5,2)**

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\sigma = \frac{100 A_s}{b.d} ; \quad \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d}$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$
travée	36.85	4.62	0.472	0.896	0.031	269.76	8.36	15
appuis	13.005	3.39	0.238	0.922	0.02	181.88	3.64	15

Tableau III.G.1 : vérification a l'ELS.

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**
(BAEL 91, Art A.5.34)

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

❖ **Vérification de la flèche : (BAEL.99/Artb6.5,2)**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_e}{10M_0}$$

$$\frac{A_t}{bxd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{320} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{h}{l} = 0.109 \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.085 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$\frac{A_t}{bxd} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0047 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Remarque :

Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour la poutre palière, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel **ETABS**.

Résultats:

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3 HA14 = 4.62 cm²** avec **S_t = cm.**

Armatures en appuis : **3 HA 10 = 2.35cm²** avec **S_t = cm.**

III.E : Calcul de la salle machine :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine.

III.E.1 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $1.95 \times 1.70 = 3.315 \text{ m}^2$.
- La surface de la cabine est de : $1.40 \times 1.00 = 1.40 \text{ m}^2$.
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de : 8t ($P=80 \text{ KN}$).

III.E.2-Calcul de la dalle pleine :**a) Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{170}{30} = 5.67 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15 \text{ cm}$.

On adopte : $h_t = 15 \text{ cm}$.

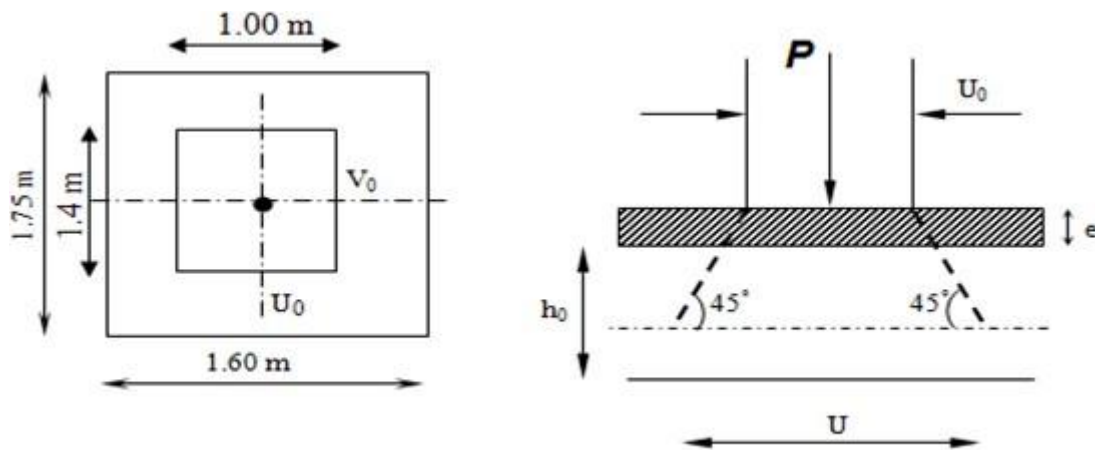


Figure III.E.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$U = U_0 + 2 \times K_x e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \times K_y e + h_0$$

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

K: 1, car le revêtement est aussi solide que le béton.

$U_0=100$ cm

$V_0=140$ cm

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

On remplace :

$$U = U_0 + 2 \times K \times e + h_0 = 100 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2 \times K \times e + h_0 = 140 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 165 \text{ cm.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule : $M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2)$

$$M_{y1} = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

M_{x1} et M_{y1} : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M_1 et M_2 coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$; $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ et $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$ dans les abaques de **PIGEAUD**.

ν : coefficient de Poisson. **À l'ELU, $\nu = 0$**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.25}{1.7} = 0.73 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.65}{1.95} = 0.85$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.95} = 0.87 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $M_1=0.065$, $M_2=0.048$.

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.065 = 7.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.048 = 5.184 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.95} = 0.87 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0488 ; \quad \mu_y = 0.721. \quad (\text{Tirer des tableaux de Pigeaud})$$

Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{KN/ml}$

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/mP}$$

$$M_{x2} = 0.0448 \times 6.56 \times 1.70^2 = 0.925 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.721 \times 0.925 = 0.667 \text{KN.m}$$

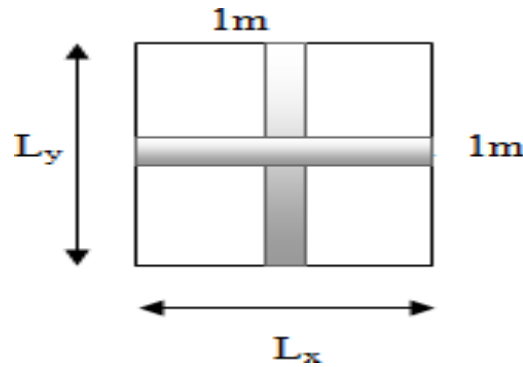


Figure III.E.2: Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.02 + 0.925 = 7.945 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.184 + 0.667 = 5.851 \text{KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

d) Ferraillage de la dalle :

➤ Dans le sens de la petite portée : x-x

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 7.945 = 6.75 \text{KN.m} \quad \text{avec } c=3\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{6.75 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta=0.792$$

$$A_{st} = \frac{6.75 \times 10^6}{0.792 \times 120 \times 348} = 204.09 \text{mm}^2 = 2.04 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (As=3.14cm²)** avec un espacement **St = 25cm.**

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times 7.945 = 2.38 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.38 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.012 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta=0.994$$

$$A_{st} = \frac{2.38 \times 10^6}{0.994 \times 120 \times 348} = 57.34 \text{ cm}^2 = 0.57 \text{ mm}^2$$

Soit **4HA10 (A_s=3.14cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 5.851 = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{4.97 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.024 < 0.392 \implies \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{4.97 \times 10^6}{0.988 \times 120 \times 348} = 120.46 \text{ mm}^2 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 (A_s=3.14cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = 0.3 \times 5.851 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.75 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 14.2} = 0.0085 < 0.39 \implies \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.955$$

$$A_{st} = \frac{1.75 \times 10^6}{0.955 \times 120 \times 348} = 43.88 \text{ mm}^2 = 0.44 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 (A_s=3.14cm²)** avec un espacement **S_t = 25cm.**

➤ **Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu(KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A Adoptée (cm ²)	St max (cm)
Sur appuis	x-x	2.38	0.0012	0.994	0.57	4HA10=3.14	25
	y-y	1.75	0.0085	0.955	0.44	4HA10=3.14	25
En travée	x-x	6.75	0.0033	0.792	2.04	4HA10=3.14	25
	y-y	4.97	0.024	0.988	1.2	4HA10=3.14	25

Tableau III.E.1 : Ferrailage de la dalle.

III.E.3 : Vérification à L'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

ρ₀ = 0.8‰, pour les HA, FeE400 et FeE500.

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{170}{195} \right) = 1.28 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

B- Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm.

$$S_t = 25\text{cm} \leq (2h = 30\text{cm} ; 25\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25\text{cm} \leq (3h = 45\text{cm} ; 33\text{cm}) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C- Condition de non poinçonnement : (Art A-5-2-42)

$$p \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{y_b}$$

P: charge de calcul à L'ELU

h_t: épaisseur totale de la dalle

U_c: périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.70+1.95) = 7.3\text{m}$$

$$P = 80 \leq 0.045 \times 7.3 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 821.25\text{KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D- Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a **U < V**, alors :

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.25 + 1.65} = 19.28\text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.65} = 16.16\text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{19.28 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.161\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{y_b} \times f_{c28} ; 5\text{MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33\text{MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ \longrightarrow Condition est vérifiée.

E- Diamètre minimaux des barres :

Il faut vérifier la condition suivante : $\Phi_{\max} \leq h_0 / 10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15\text{ mm.}$$

Donc : $\Phi = 8\text{mm} < \Phi_{\max} = 15\text{mm}$ \longrightarrow Condition est vérifiée.

III.E.3 : Vérification à l'ELS :

a) Moments engendrés par le système de levage :

$$\text{À l'ELS } v = 0.2 ; \quad M_1 = 0.065 ; \quad M_2 = 0.048$$

$$M_{x1} = 80(0.065 + 0.2 \times 0.048) = 5.97\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.065 + 0.048) = 4.88\text{KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de **1m** de largeur.

Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\mu_x = 0.0559 \quad ; \quad \mu_y = 0.804$$

$$q_s = G+Q=3.75+1 = 4.75\text{KN/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.0559 \times 4.75 \times 1.7^2 = 0.77\text{KN.m} \\ M_{y2} = 0.804 \times 0.767 = 0.62\text{KN.m} \end{array} \right.$$

c) Superposition des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 5.97+0.77 = 6.74\text{KN.m} \\ M_y = 4.88+0.62 = 5.5 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

✓ **Remarque**

En tenant compte des semi encastrement de la dalle au niveau des voiles ; ces moments seront minores en travée en leur effectuant le coefficient 0.85 ; et aux appuis par 0.3 .

• **En travée :**

$$M_{tx}=0.85 M_x = 0.85 \times 6.74 = 5.792 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis**

$$M_{ax}=0.3 M_x = 0.3 \times 6.74 = 2.022 \text{ KN.m}$$

III.E.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

$$\begin{array}{l} \text{Les aciers} \quad \text{HA : } \emptyset \geq 6 \text{ mm} \\ \quad \quad \quad \text{fe E 400} \end{array} \quad \rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) \times 400 , 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{266.67 , 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

• **En travée :**

$$M_s = 5.792\text{KN.m} \quad ; \quad A_s = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{On doit vérifiée que :} \quad \bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

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

$$\rho(\%) = 100 A_s / bd = 100 \times 3.14 / 100 \times 12 = 0.26$$

$$\rho_1 = 0.26 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 46.73 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.792 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 167.26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = \frac{1}{46.73} \times 167.26 = 3.58 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 3.58 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis:**

$$M_s = 2.022 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifi e que : $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho(\%) = 100 A_s / bd = 100 \times 3.14 / 100 \times 12 = 0.26$$

$$\rho_1 = 0.26 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 46.73 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{2.022 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 314} = 58.39 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K} \sigma_{st} = \frac{1}{46.73} \times 58.39 = 1.25 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

: Vérification de la flèche:

Dans le cas de la dalle rectangulaire appuy e sur quatre cotes ; on peut se dispenser du calcul de la flèche .si les conditions suivants sont vérifiées:

$$\frac{ht}{lx} \geq \frac{Mxu}{20 Mxs} \qquad \frac{Ax}{b.d} \leq \frac{2}{fe}$$

$$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{100} = 0.15 \geq \frac{5.792}{20 \times 6.74} = 0.043 \quad \longrightarrow \quad \text{condition v erifi e.}$$

$$\frac{Ax}{b.d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.026 \leq \frac{2}{fe} = 0.005 \quad \longrightarrow \quad \text{condition v erifi e.}$$

Les deux conditions sont vérifiées .on se dispensera du calcul de la flèche .

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopt e le ferrailage suivant :

On a adopt e le même ferrailage pour les travées et les appuis

4HA10(3.14 cm² /ml), Avec un espacement de 25cm.

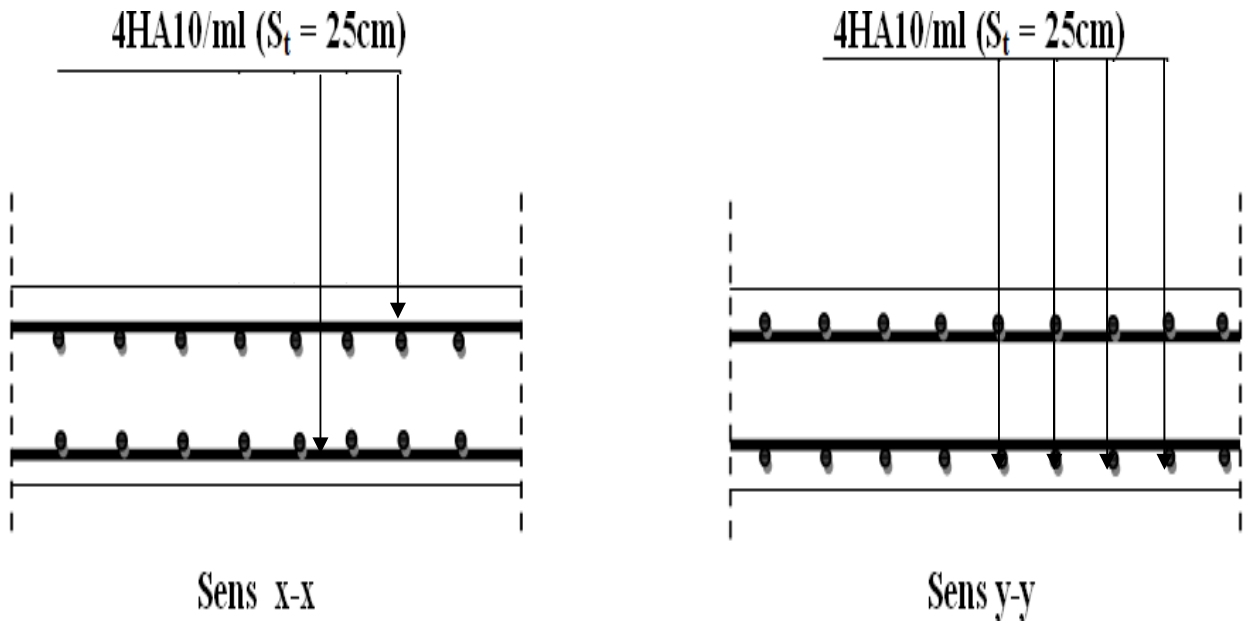


Figure III.E.3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

III.2 Etude des planchers :

Le bâtiment comporte des planchers en corps creux (16+4) et des poutrelles préfabriquées ; celles-ci seront disposées dans le sens de la plus petite portée (sens longitudinal) sur lesquelles reposera le corps creux.

Nous aurons à étudier dans notre cas trois types de planchers qui diffèrent de par leurs nombre de travées (2, 4 et 7 travées) et leur charge d'exploitation (commerce, bureau, habitation).

III.2.1 Ferrailage de la dalle de compression (BAEL91/Art 6.1, 21):

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un treillis soudé (TS) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Le ferrailage se fera de la manière suivante :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad \text{Avec } F_e = 520 \text{ MPa (treillis soudés TLE 520)}$$

l : distance entre axes des poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot 0,65}{52} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_{\perp} = 5\phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 20 \text{ cm}$

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

$$A_{//} = 5\phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement } e = 20 \text{ cm}$$

On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension **200x200** d'un diamètre de **4 mm**.

III.2.2 Etude des poutrelles :

l : largeur du plancher reprise par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

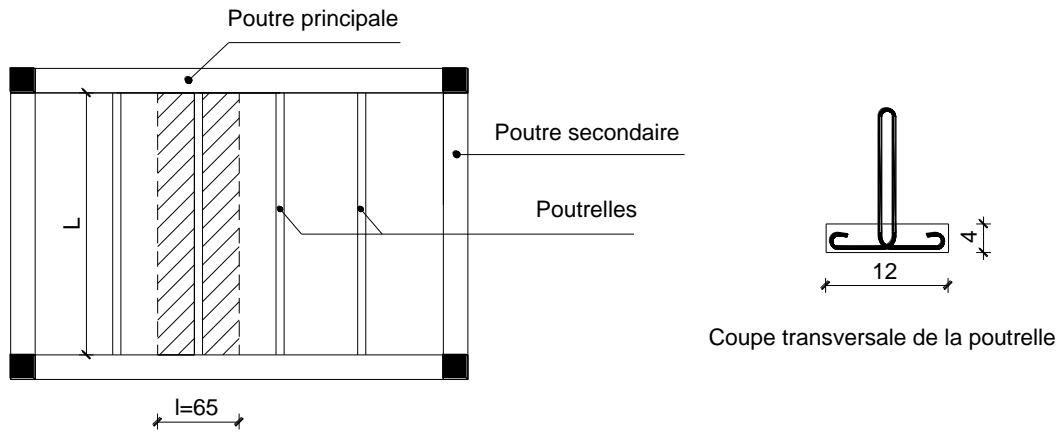


Fig. III.6

III.2.2.1 Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux poutres principales, elle doit supporter son propre poids, le poids du corps creux et celui de l'ouvrier.

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle

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

Poids du corps creux

$$G = 0,65 \cdot 0,95 = 0,62 \text{ kN/ml}$$

$$G = 0,74 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge due au poids de l'ouvrier

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

Combinaison des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (0,74) + 1,5 \cdot (1) = 2,5 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ kN/ml}$$

Moment maximal en travée :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \cdot (3,75)^2}{8} = 4,40 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 4,40 \text{ kN.m}$$

Effort tranchant maximal :

$$T_{\max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \cdot (3,275)}{2} = 4,68 \text{ kN}$$

$$T_{\max} = 4,68 \text{ kN}$$

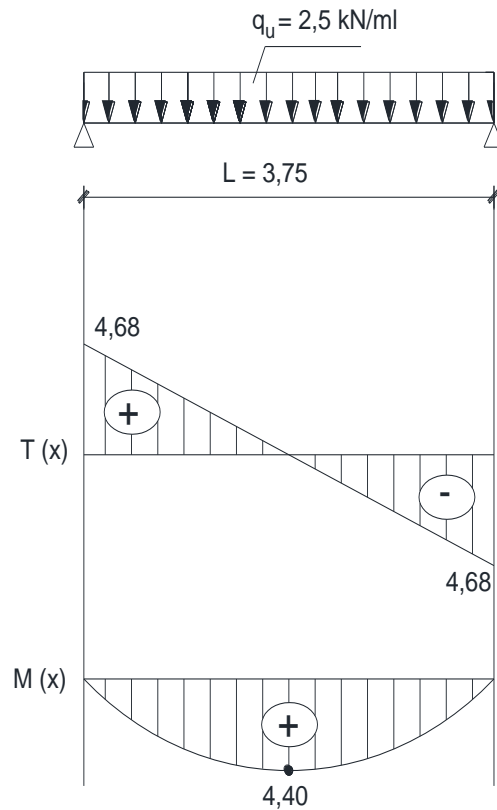


Fig. III.7 : efforts internes dans la poutrelle

Calcul des armatures :

Dimensions de la section de la poutrelle :

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = h - c = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_0}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,40 \cdot 10^3}{12 \cdot (2)^2 \cdot 14,2} = 6,45$$

$$\mu > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée (A' \neq 0)} .$$

Les armatures de compression sont nécessaires ; et comme la section est très réduite pour placer ces armatures, on prévoit un coffrage intermédiaire (étaie) pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

III.2.2.2 Après le coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme étant une poutre continue sur plusieurs appuis de section en T

Elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

Evaluation des charges (étage courant) :

- **Charges permanentes :**

Poids propre du plancher $G = 5,64 \cdot 0,65 = 3,67 \text{ kN/ml}$

- **Charges d'exploitation :**

Plancher 2^{ème} sous-sol (usage commercial) $Q = 5 \cdot 0,65 = 3,25 \text{ kN/ml}$

Plancher RDC (usage commercial) $Q = 5 \cdot 0,65 = 3,25 \text{ kN/ml}$

Plancher 1^{er} sous-sol (usage administratif) $Q = 2,5 \cdot 0,65 = 1,63 \text{ kN/ml}$

Plancher étage courant (usage d'habitation) $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$

Plancher terrasse (terrasse accessible) $Q = 1,5 \cdot 0,65 = 0,98 \text{ kN/ml}$

III.2.2.3 Etude de la poutrelle à l'ELU :**Méthodes de calcul :**

Pour l'évaluation des moments et des efforts tranchants, il existe plusieurs méthodes, parmi elles, la méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode des trois moments.

a. Méthode forfaitaire :**Condition d'application de la méthode forfaitaire :**

1- $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ kN/ml})$ 1 condition vérifiée

G étant la sollicitation due aux charges permanentes.

Q : la charge d'exploitation

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

$I_i = I_{i+1} \dots \dots \dots I_{i+6}$ → Dans notre cas cette condition est vérifiée.

3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25 \quad \uparrow \text{ condition non vérifiée pour le troisième cas de figure (7 travées)}$$

b. Méthode des trois moments :

Calcul des moments aux appuis :

$$M_i l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = 6EI(W_i + W_{i+1})$$

$$\text{Avec : } W_i = \frac{q_i l_i^3}{24EI_i}$$

$$W_{i+1} = \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

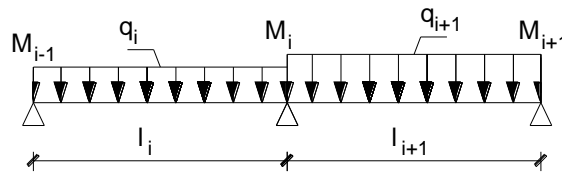


Fig.III.8

Calcul des moments en travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2} + \frac{q}{2}x^2$$

X étant la distance de la valeur maximale du moment en travée à partir de l'appui (i) qui est donnée

par la formule suivante : $x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$

Efforts tranchants :

$$T_i = \frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

$$T_{i+1} = -\frac{ql}{2} + \frac{M_i - M_{i+1}}{l}$$

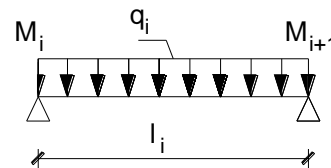


fig.III.9

$M_i; M_{i+1}$: en valeur absolue

1^{er} type (niveau RDC à usage commercial) :

$$G = 3,67 \text{ kN/m}$$

$$Q = 3,25 \text{ kN/m}$$

1^{er} cas de figure (poutre à deux travées) :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (3,67) + 1,5 \cdot (3,25) = 9,83 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 9,83 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot (3,67) + 1,5 \cdot (3,25) = 9,83 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 9,83 \text{ kN/ml}$$

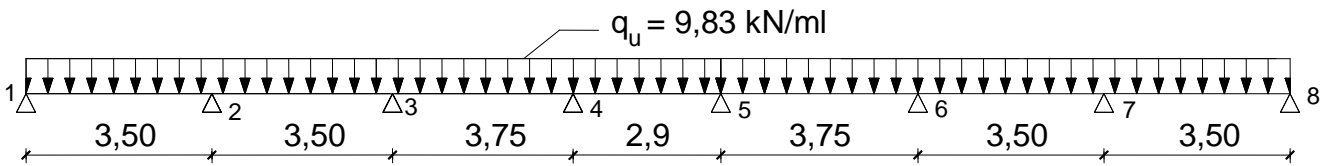


Fig.III.14

Moment aux appuis :

Les moments aux appuis de rive sont nuls : $M_1 = M_8 = 0$

$$i = 2 \rightarrow 14M_2 + 3,5M_3 = 210,73$$

$$i = 3 \rightarrow 3,5M_2 + 14,5M_3 + 3,75M_4 = -234,94$$

$$i = 4 \rightarrow 3,75M_3 + 13,3M_4 + 2,9M_5 = -189,53$$

$$i = 5 \rightarrow 2,9M_4 + 13,3M_5 + 3,75M_6 = -189,53$$

$$i = 6 \rightarrow 3,75M_5 + 14,5M_6 + 3,5M_7 = -234,94$$

$$i = 7 \rightarrow 3,5M_6 + 14M_7 = 270,73$$

Après la résolution du système, nous avons obtenu les résultats suivants :

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -12,34 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -10,84 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -9,18 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -9,18 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = -10,84 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = -12,34 \text{ kN.m}$$

$$M_8 = 0$$

Remarque :

- 1- La méthode des trois moments surestime les moments aux appuis et sous estime les moments en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de **1/3** des valeurs en trouvées, les valeurs des moments en travées seront majorées en conséquence.
- 2- Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive, on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient **0,2**.

Valeurs des moments corrigées :

$$M_1 = 0 \rightarrow M_1 = -2 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = -12,34 \text{ kN.m} \rightarrow M_2 = -8,21 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = -10,84 \text{ kN.m} \rightarrow M_3 = -7,22 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = -9,188 \text{ kN.m} \rightarrow M_4 = -6,11 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = -9,188 \text{ kN.m} \rightarrow M_5 = -6,11$$

$$M_6 = -10,34 \text{ kN.m} \rightarrow M_6 = -7,22 \text{ kN.m}$$

$$M_7 = -12,34 \text{ kN.m} \rightarrow M_7 = -8,218 \text{ kN.}$$

$$M_8 = 0 \rightarrow M_8 = -2 \text{ kN.m}$$

Calcul des efforts tranchants ainsi que les moments max en travées au ELU sont résumés dans le tableau suivant :

charge kN/ml	9.83						
Pu=							
Travees	L (m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)	x	Mt max(KN.m)
1_2	3.5	-2	-8.21	15.43	-18.98	1.570	10.11
2_3	3.5	-8.21	-7.22	17.49	-16.92	1.779	7.34
3_4	3.75	-7.22	-6.11	18.73	-18.14	1.905	10.62
4_5	2.9	-6.11	-6.11	14.25	-14.25	1.450	4.22
5_6	3.75	-6.11	-7.22	18.14	-18.73	1.845	10.62
6_7	3.5	-7.22	-8.21	16.92	-17.49	1.721	7.34
7_8	3.5	-8.21	-2	18.98	-15.43	1.930	10.11

Tableau III.1

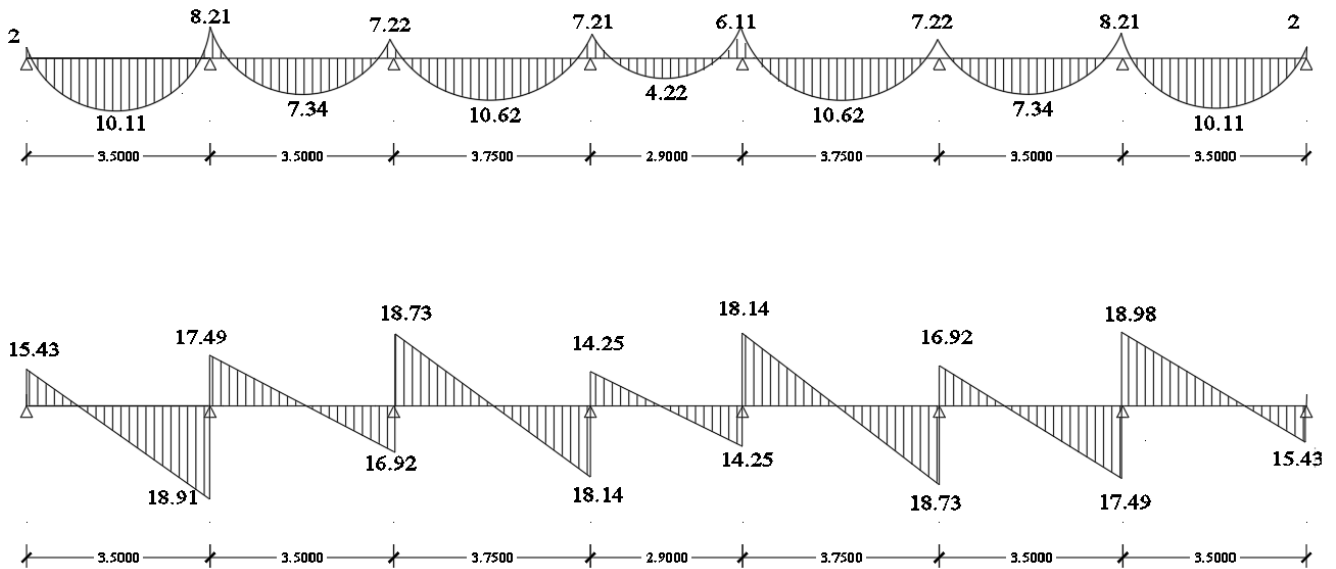


Fig.III.15 : Efforts tranchants et moments fléchissant aux ELU

-Calcul à L'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u .

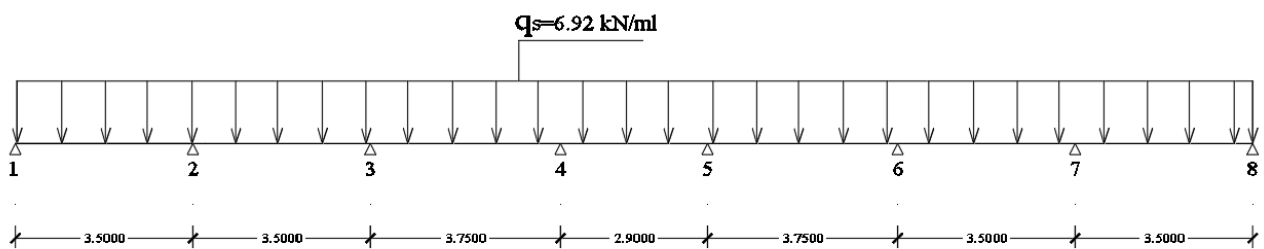


Fig.III.16

$q_s = 6,92 \text{ KN/mL}$

$q_u = 9,83 \text{ KN/m}$

$$\mu(x) = \frac{ql}{2} + \frac{q}{2}x^2$$

➤ Les moments aux appuis et en travées au ELS sont donnés par le tableau suivant :

charge Ps=	6.92						
Travees	L (m)	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	Tw(KN)	Te(KN)	x	Mt max(KN.m)
1_2	3.5	-1.41	-5.78	10.86	-13.36	1.570	7.12
2_3	3.5	-5.78	-5.08	12.31	-11.91	1.779	5.17
3_4	3.75	-5.08	-4.30	13.18	-12.77	1.905	7.48
4_5	2.9	-4.30	-4.30	10.03	-10.03	1.450	2.97
5_6	3.75	-4.30	-5.08	12.77	-13.18	1.845	7.48
6_7	3.5	-5.08	-5.78	11.91	-12.31	1.721	5.17
7_8	3.5	-5.78	-1.41	13.36	-10.86	1.930	7.12

Fig.III.15

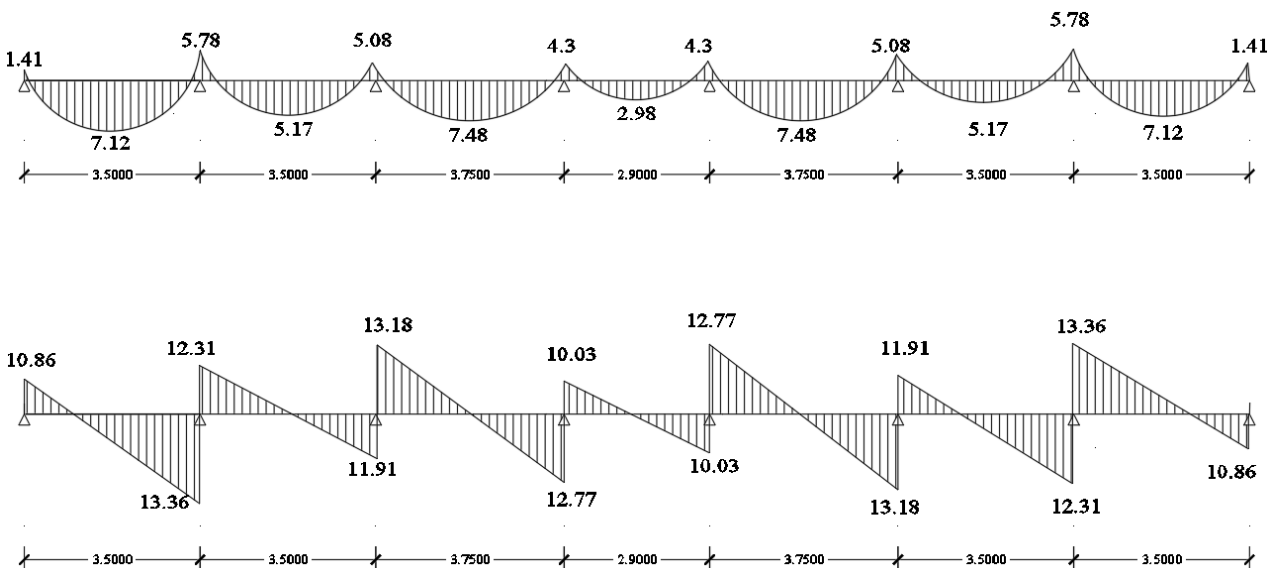


Fig.III.17 : Efforts tranchants et moments fléchissant au ELS

Le calcul des armatures se fera comme pour une section en Té ayant les dimensions suivantes :

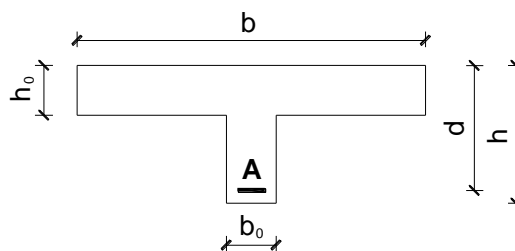


Fig.III.16 : Dimensions section

h : La hauteur de la section. $h = 20 \text{ cm}$
 b : la largeur de la section. $b = 65 \text{ cm}$
 b_0 : Largeur de la nervure. $b_0 = 12 \text{ cm}$

d : La hauteur utile

Le calcul diffère selon la position de l'axe neutre. En effet ce dernier soit se trouve dans la table soit dans la nervure.

Premier type (usage de commerce)

Le calcul se fera en considérant les valeurs maximales des moments (en travée et en appui).

- **En travée :**

Le moment maximal en travée : $M_{\max} = 10,62 \text{ kN.m}$

On calcule M_0 : $M_0 = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,04 \cdot 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 59,07 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_0 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre est dans la table de compression, on conduit les calculs comme si la section était rectangulaire ($b \times h$) de largeur constante égale à la largeur de la table : $b = 65 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$.

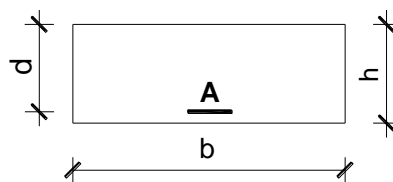


Fig.III.17

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,62 \cdot 10^3}{65 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,0355$$

$\mu < \mu_l = 0,3925 \Rightarrow$ **la section est simplement armée.**

à partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,0355 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,42 \cdot 10^3}{0,982 \cdot 18 \cdot 348} = 1,726 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

on prendra **2HA12 = 2,26 cm²**

- **Aux appuis :**

La table de compression est entièrement tendue et comme le béton travail mal à la traction, on néglige les ailes de la table.

le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_{\max} = 8,21 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,21 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,148$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ **la section est simplement armée.**

à partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,143 \rightarrow \beta = 0,919$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,21 \cdot 10^3}{0,919 \cdot 18 \cdot 348} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

on prendra **1HA12 fil+1HA12CHAP= 2,26 cm²**

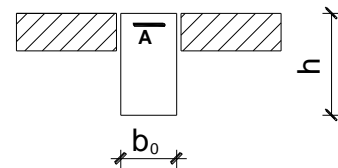


Fig.III.18

2- Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$A_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \theta_l^{\max} \right\} \quad A_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right\} = 0,571$$

□ : Diamètre maximal des armatures longitudinales

Soit : $A_t = 0,57 \text{ cm}$

On choisit un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$

3- L'espace entre cadre (Art A.5.3/BAEL 91) :

$St \geq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \square 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

Soit un espacement $St = 16 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :

$$(At \times f_e) / (b_0 \times St) \geq 0.4 \text{ MPa} ; (0.57 \times 235) / (12 \times 16) = 0.697 > 0.4 \text{ MPa (condition vérifiée)}$$

Donc : $st = 16 \text{ cm}$

Conclusion :

En travée **2HA12 = 2,35 cm²**

Aux appuis : **1HA12 + 1HA12 = 2,26 cm²**

Les armatures transversales : **2HA6 = 0,56 cm²**

- **En travée:** $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 1,42 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.2.2.4 Vérifications :

a. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL/Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} \geq 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \frac{2,1}{400} \cdot 12 \cdot 18 = 0,26 \text{ cm}^2$$

en travée :

- **En travée:** $A_t = 1,726 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = \text{cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art 5.1, 211) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,2 f_{c28} \\ Y_b \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu préjudiciable. (BAEL91/ Art.A.5.1, 211)}$$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C V}$$

$$= \frac{18,98}{120 \cdot 180} = 0,878 \text{ MPA}$$

e. Vérification d'adhérence aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1,3) :

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature

L'acier utilisé est le FeE400 $\rightarrow \psi_s = 1,5 \quad \bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

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

τ_{se} : contrainte d'adhérence.

$\bar{\tau}_{se}$: contrainte limite d'adhérence

$\sum \mu_i = n \pi \phi$: somme des périmètre utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 1 \cdot 3,14 \cdot 14 = 43,96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,98 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 43,96} = 2,66 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

f. Vérification de l'ancrage des barres aux appuis (BAEL 91/ Art A.6.1,21) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \tau_{sc}} = \phi \frac{f_e}{4 \cdot (0,6 f_{t28} \psi_s^2)}$$

$$L_s = 1,4 \cdot \frac{400}{4 \cdot 0,6 \cdot 2,1 \cdot (1,5)^2} = 49,38 \text{ cm}$$

On prendra $L_s = 50 \text{ cm}$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 0,4 L_s = 18 \text{ cm}$

III.2.2.5 Vérifications de la poutrelle à l'ELS :**a. Etat limite de compression du béton :**

- Appuis :

$$A = 1,42 \text{ cm}^2 ; M_s = 5,78 \text{ kN.m}$$

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta d A}$$

$$\rho = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \cdot 1,42}{12 \cdot 18} = 0,657$$

des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1 : $k_1 = 30,87$; $\beta_1 = 0,891$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,78 \cdot 10^6}{30,87 \cdot 0,891 \cdot 180 \cdot 142} = 8,22 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

• **Travée :**

$$A = 1,726 \text{ cm}^2 ; M_0 = 7,12 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 1,726}{12 \cdot 18} = 0,799$$

des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1 : $k_1 = 25,32$; $\beta_1 = 0,876$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,12 \cdot 10^6}{25,32 \cdot 0,876 \cdot 180 \cdot 172} = 10,36 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/Art B.4.5,9) :

Aucune vérification n'est à effectuer, car l'élément est couvert, par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

c. Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.8,424) :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

Avec h : la hauteur totale de la section	$h = 20 \text{ cm}$
L : longueur de la travée.	$L = 3,70 \text{ m}$
b_0 : largeur de la nervure.	$b_0 = 12 \text{ cm}$
M_t : moment de flexion maximal	$M_t = 7,34 \text{ kN.m}$
M_0 : moment isostatique	$M_0 = 11,84 \text{ kN.m}$
f_e : contrainte limite d'élasticité des armatures	$f_e = 400 \text{ MPa}$
A_s : section des armatures	$A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,053 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,054 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{7,34}{15 \cdot 11,84} = 0,041 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,0073 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement. La fonction de contreventement consiste à prémunir la structure contre les sollicitations horizontales ; vent et séisme. Le contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs appelés couramment refends entrant dans la composition de l'ouvrage ;
- Du système « poteaux poutres » formant des portiques d'étage ;
- Des cages d'escalier et d'ascenseurs ou gaines représentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Une combinaison de portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face au séisme.

Sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformés fondamentalement différentes, la déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble (dans le cas des refend à faible élancement, la déformation est due à l'effort tranchant), et celle du portique par la flexion des barres (due à l'effort tranchant de l'ensemble), la liaison entre le portique et le refend a pour résultat de créer une structure mixte.

Le comportement de ce genre de structure devient très complexe s'il on fait intervenir l'interaction refend portique. Le but de ce chapitre est justement de déterminer la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques. Pour cela on va comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une **inertie fictive**.

IV.1 Etude des refends:

La présente structure contient trois types de refends à savoir, les refends pleins, avec ouverture et profilés. Nous définirons en premier lieu leurs caractéristiques géométriques (centre de gravité, moment isostatique, inertie.....)

a. Refends pleins :

$$I_y = \frac{eL^3}{12} \text{ Sens longitudinal}$$

$$I_x = \frac{Le^3}{12} \quad I_x \lll I_y \quad \uparrow \quad I_x \text{ est n\u00e9gligeable devant } I_y$$

$$I_x = \frac{eL^3}{12} \quad \text{Sens transversal}$$

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \quad I_y \lll I_x \quad \uparrow \quad I_y \text{ est n\u00e9gligeable devant } I_x$$

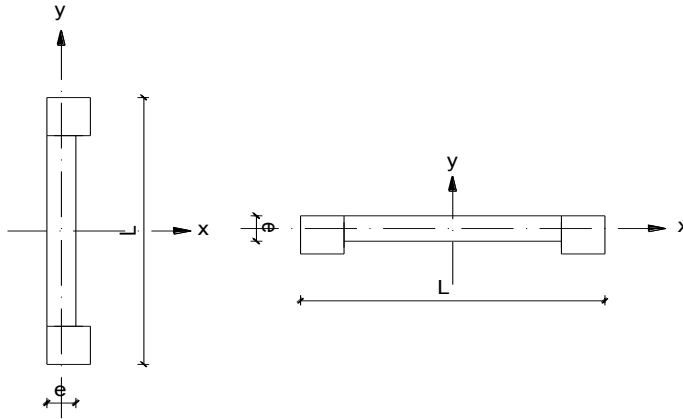


Fig.IV.1 :Coupe de voile

L'inertie des voiles dans le sens transversal (y-y)			
Voile	Longueur (m)	e (m)	Inertie (m4)
VT1	3	0.2	0.45
VT2	3	0.2	0.45
VT3	3	0.2	0.45
VT4	3	0.2	0.45
VT5	1.95	0.2	0.12
TOTAL / Niveau			1.92
INERTIE TOTAL			19.24

Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux

L'inertie des voiles dans le sens longitudinal (x-x)			
Voile	Longueur (m)	e (m)	Inertie (m ⁴)
VL1	1.5	0.2	0.056
VL2	1.5	0.2	0.056
VL3	2	0.2	0.133
VL4	2	0.2	0.133
VL5	2	0.2	0.133
VL6	2	0.2	0.133
VL7	1.5	0.2	0.056
VL8	1.5	0.2	0.056
VL9	1.7	0.2	0.082
VL10	1.7	0.2	0.082
TOTAL / Niveau			0.922
INERTIE TOTAL			9.221

Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux

Les inerties des voiles par niveau sont résumées dans les tableaux suivants :

- Refends transversaux :

- Pour le 1^{er} 10^{ème} niveau :

-

voiles	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5
Inertie (m ⁴)	0.45	0.45	0.45	0.45	0.12

Tableau IV.3 : Inerties des voiles transversaux .

- Refends longitudinaux :

- Pour le 1^{er} 10^{ème} niveau :

-

voiles	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6	VL7	VL8	VL9	VL10
Inertie (m ⁴)	0.056	0.056	0.133	0.133	0.133	0.133	0.056	0.056	0.082	0.082

Tableau IV.4 :Inerties des voiles longitudinaux

IV.2 Calcul des inerties fictives des portiques :

Introduction :

Quand une ossature représente une interaction portique-voile, on doit déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part et sur les portiques d'autre part en fonction de leur inertie ; et pour cela nous utiliserons la méthode des approximations successives.

IV.2.1 Principe de la méthode des approximations successives :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droite de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 t et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales (1 t à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à 1 m^4 , il est possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau « une inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

IV.2.2 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires :

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{EI} \text{ Avec : } I = 1 \text{ m}^4$$

Avec f_i : Flèche du refend au niveau i .

S_i : Élément de surface du niveau i .

d_i : Distance entre le centre de gravité de la surface S_i et le niveau considéré i pour une surface trapézoïdale.

D'où la surface du trapèze qui est égale à :

$$S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} h$$

La distance entre le centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base est :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} h$$

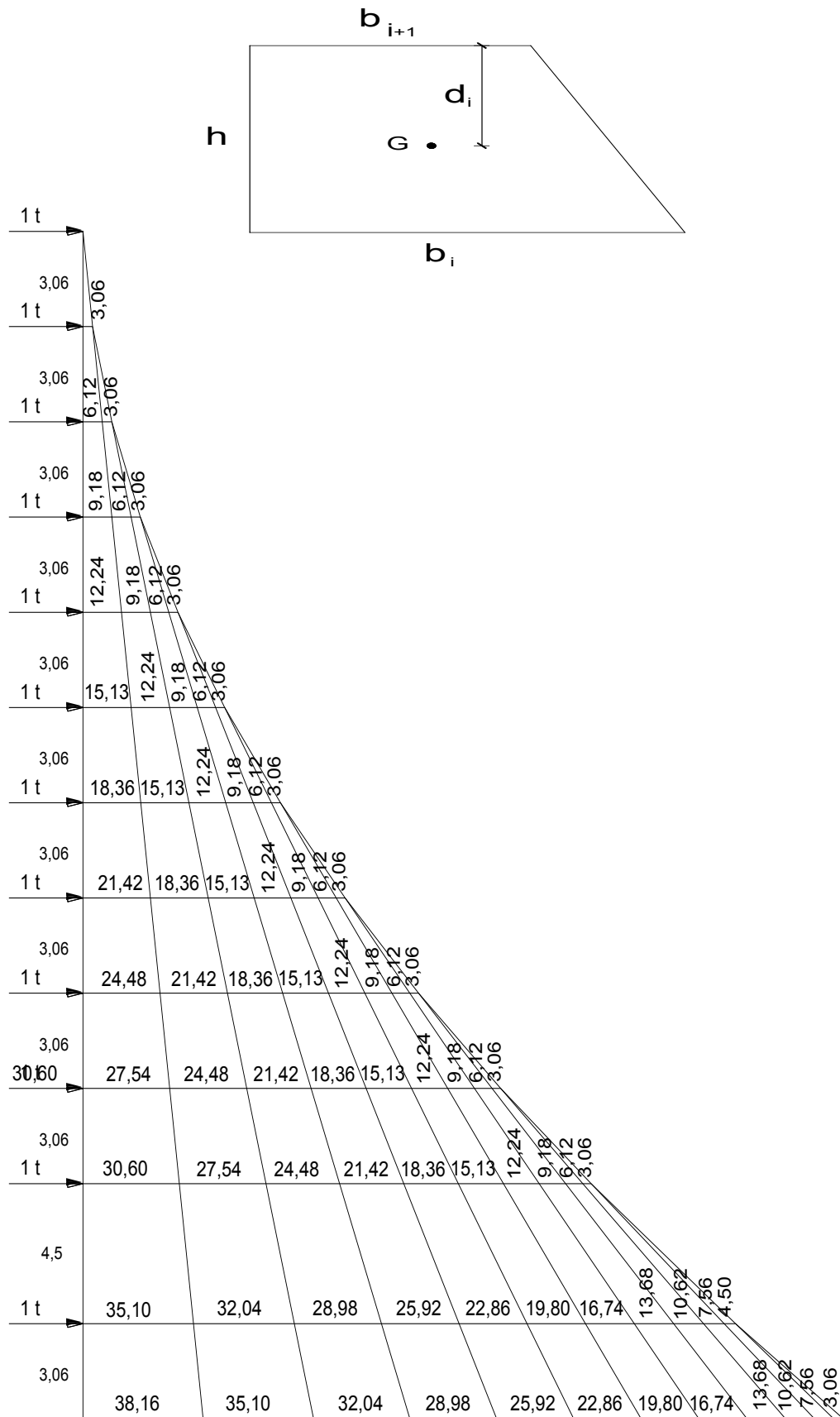


Fig.IV.2 : Le diagramme des aires .

IV.2.3 Calcul des flèches par niveau :

La flèche est égale à : $f_i = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^n S_i \cdot d_i$

1^{er} niveau : $f_1 = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^{12} S_i^{(1)} \cdot d_i = \frac{1134,2052}{E}$

2^{ème} niveau : $f_2 = \frac{1}{E} \sum_{i=1}^{12} S_i^{(1)} \cdot (d_i^{(1)} + h) + \frac{1}{E} \sum_{i=1}^{11} S_i^{(2)} \cdot d_i^{(2)} = \frac{6424,15}{E}$

Niv	S _i	h _i (m)	b _i (m)	b _{i+1} (m)	S _i (m ²)	∑S _i (m ²)	d _i	d _i moyen	S _i · d _i	∑S _i · D _i	f _i	EI f _i
SS1	1	3.06	34.17	31.11	99.88	582.88	1.55	1.63	155.20	918.476	0.0157	948.99
	2	3.06	31.11	28.05	90.51		1.56		140.88			
	3	3.06	28.05	24.99	81.15		1.56		126.55			
	4	3.06	24.99	21.93	71.79		1.56		112.22			
	5	3.06	21.93	18.87	62.42		1.57		97.90			
	6	3.06	18.87	15.81	53.06		1.58		83.57			
	7	3.06	15.81	12.75	43.70		1.58		69.24			
	8	3.06	12.75	9.69	34.33		1.60		54.92			
	9	3.06	9.69	6.63	24.97		1.63		40.59			
	10	3.06	6.63	3.57	15.61		1.68		26.26			
	11	3.06	3.57	0	5.46		2.04		11.14			
SS2	1	3.06	31.11	28.05	90.51	483.0	1.56	1.64	140.88	763.27	0.013	3522.58
	2	3.06	28.05	24.99	81.15		1.56		126.55			
	3	3.06	24.99	21.93	71.79		1.56		112.22			
	4	3.06	21.93	18.87	62.42		1.57		97.90			
	5	3.06	18.87	15.81	53.06		1.58		83.57			
	6	3.06	15.81	12.75	43.70		1.58		69.24			
	7	3.06	12.75	9.69	34.33		1.60		54.92			
	8	3.06	9.69	6.63	24.97		1.63		40.59			
	9	3.06	6.63	3.57	15.61		1.68		26.26			
	10	3.06	3.57	0	5.46		2.04		11.14			
RDC	1	3.57	28.05	24.48	93.77	386.0	1.83	1.88	171.16	723.66	0.012	7511.06
	2	3.57	24.48	20.91	81.02		1.83		148.41			
	3	3.57	20.91	17.34	68.28		1.84		125.66			
	4	3.57	17.34	13.77	55.53		1.85		102.92			
	5	3.57	13.77	10.2	42.79		1.87		80.17			

	6	3.57	10.2	6.63	30.04		1.91		57.42			
	7	3.57	6.63	3.06	17.30		2.00		34.67			
	8	3.57	3.06	-0.51	4.55		2.62		11.92			
	9	3.57	0	-4.08	-7.28		1.19		-8.67			
1	1	3.06	24.48	21.42	70.23	299.64	1.56	1.66	109.84	477.54	0.008	13191.33
	2	3.06	21.42	18.36	60.86		1.57		95.51			
	3	3.06	18.36	15.3	51.50		1.58		81.18			
	4	3.06	15.3	12.24	42.14		1.59		66.86			
	5	3.06	12.24	9.18	32.77		1.60		52.53			
	6	3.06	9.18	6.12	23.41		1.63		38.20			
	7	3.06	6.12	3.06	14.05		1.70		23.88			
	8	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
2	1	3.06	21.42	18.36	60.86	229.41	1.57	1.67	95.51	367.71	0.006	18934.63
	2	3.06	18.36	15.3	51.50		1.58		81.18			
	3	3.06	15.3	12.24	42.14		1.59		66.86			
	4	3.06	12.24	9.18	32.77		1.60		52.53			
	5	3.06	9.18	6.12	23.41		1.63		38.20			
	6	3.06	6.12	3.06	14.05		1.70		23.88			
	7	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
3	1	3.06	18.36	15.3	51.50	168.54	1.58	1.69	81.18	272.20	0.005	25281.03
	2	3.06	15.3	12.24	42.14		1.59		66.86			
	3	3.06	12.24	9.18	32.77		1.60		52.53			
	4	3.06	9.18	6.12	23.41		1.63		38.20			
	5	3.06	6.12	3.06	14.05		1.70		23.88			
	6	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
4	1	3.06	15.3	12.24	42.14	117.05	1.59	1.71	66.86	191.02	0.003	32058.82
	2	3.06	12.24	9.18	32.77		1.60		52.53			
	3	3.06	9.18	6.12	23.41		1.63		38.20			
	4	3.06	6.12	3.06	14.05		1.70		23.88			
	5	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
5	1	3.06	12.24	9.18	32.77	74.91	1.60	1.74	52.53	124.16	0.002	39124.96
	2	3.06	9.18	6.12	23.41		1.63		38.20			
	3	3.06	6.12	3.06	14.05		1.70		23.88			
	4	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
6	1	3.06	9.18	6.12	23.41	42.14	1.63	1.79	38.20	71.63	0.001	43565.16
	2	3.06	6.12	3.06	14.05		1.70		23.88			
	3	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
7	1	3.06	6.12	3.06	14.05	18.73	1.70	1.87	23.88	33.43	6E-04	50893.87
	2	3.06	3.06	0	4.68		2.04		9.55			
8	1	3.06	3.06	0	4.68	4.68	2.04	2.04	9.55	9.55	2E-04	58254.40

Tableau IV.5 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau

IV.2.4 Calcul des déplacements des portiques :

$$\Delta_i = hE\Psi_i$$

$$E\Psi_i = \frac{M_i}{12\sum K_{pi}} + \frac{E\theta_i + E\theta_{i-1}}{2}$$

Avec h : hauteur d'étage.

E : module de Young du béton.

θ_i ; θ_{i-1} : Rotation d'étage.

i : étage.

Le 1^{er} niveau : on a un encastrement

$$E\theta_i = \frac{M_i + M_{i+1}}{24\sum K_{ti} + 2\sum K_{pi}}$$

Pour les niveaux courants articulés :

$$E\theta_i = \frac{M_i + M_{i+1}}{24\sum K_{ti}}$$

Avec K_{ti} : raideurs des poutre par niveau.

K_{pi} : raideurs des poteaux par niveau.

$$M_i = h T_i$$

$$M_{i+1} = h T_{i+1}$$

IV.2.5 Inerties fictives des portiques :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\sum \Delta_i}$$

Avec I_{ei} : inertie équivalente du niveau i .

f_i : flèche du refend au niveau i

Δ_i : déplacement du portique au niveau i .

Déplacements et inerties fictives par niveau :

- Sens transversal

	Niv.	h	$\sum K_{ti}$ 10^{-4}	$\sum K_{pi}10^{-4}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_i$	$E\Psi_i$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	E_{ifi}	I_e
zone1	11	3.06	0.00944	0.0186	3.06	0.00	13.50	40.71	124.582	6772.63	58245.4	8.60
	10	3.06	0.00944	0.0186	6.12	3.06	40.51	81.43	249.164	6648.05	50893.87	7.66
	9	3.06	0.00944	0.0186	9.18	6.12	67.51	122.14	373.745	6398.89	43565.16	6.81
	8	3.06	0.00944	0.0186	12.24	9.18	94.51	162.85	498.327	6025.14	39124.96	6.49
zone2	7	3.06	0.00944	0.0303	15.3	12.24	121.52	177.143	542.057	5526.82	32058.82	5.80
	6	3.06	0.00944	0.0303	18.36	15.3	148.52	212.571	650.468	4984.76	25281.03	5.07
	5	3.06	0.00944	0.0303	21.42	18.36	175.52	248.000	758.879	4334.29	18934.63	4.37
	4	3.06	0.00944	0.0303	24.48	21.42	202.53	284.553	870.733	3575.41	13191.33	3.69
zone3	3	3.57	0.00944	0.0413	28.05	24.48	231.78	301.92	1077.841	2704.68	7511.06	2.78
	2	3.06	0.00944	0.0467	31.11	27.54	258.78	327.79	1003.036	1626.84	3522.58	2.165
	1	3.06	0.00944	0.0467	34.17	30.6	285.79	203.86	623.803	623.80	948.99	1.521
Inertie totale $\sum I_{e.fic}$											54.95	
Inertie moyenne											4.996	

Tableau IV.6 : Inerties fictives des portiques (sens transversal)

- Sens longitudinal :

	Niv.	h	$\sum K_{ti}$ 10^{-4}	$\sum K_{pi}10^{-4}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_i$	$E\Psi_i$	$E\Delta_i$	$\sum E\Delta_i$	E_{ifi}	I_e
zone1	11	3.06	0.0084	0.00407	3.06	0.00	15.14	92.96	284.445	11982.12	58245.4	4.86
	10	3.06	0.0084	0.00407	6.12	3.06	45.43	185.91	568.890	11697.67	50893.87	4.35
	9	3.06	0.0084	0.00407	9.18	6.12	75.71	278.87	853.335	11128.78	43565.16	3.91
	8	3.06	0.0084	0.00407	12.24	9.18	105.99	371.82	1137.780	10275.45	39124.96	3.81
zone2	7	3.06	0.0084	0.02733	15.3	12.24	136.28	198.070	606.093	9137.67	32058.82	3.51
	6	3.06	0.0084	0.00683	18.36	15.3	166.56	405.625	1241.213	8531.57	25281.03	2.96
	5	3.06	0.0084	0.00407	21.42	18.36	196.85	650.691	1991.115	7290.36	18934.63	2.60
	4	3.06	0.0084	0.00407	24.48	21.42	227.13	744.909	2279.421	5299.25	13191.33	2.49
zone3	3	3.57	0.0084	0.03660	28.05	24.48	259.94	338.95	1210.054	3019.82	7511.06	2.49
	2	3.06	0.0084	0.04324	31.11	27.54	290.22	365.32	1117.881	1809.77	3522.58	1.946
	1	3.06	0.0084	0.04324	34.17	30.6	320.50	226.11	691.890	691.89	948.99	1.372
Inertie totale $\sum I_{e.fic}$											34.30	
Inertie moyenne											3.118	

Tableau IV.7 : Inerties fictives des portiques (sens longitudinal)

Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :

- Sens transversal :

	Inertie totale des niveaux (m4)	% de participation
Inertie totale des voiles	19.24	26%
Inertie totale des portiques	54.95	74%
Voiles + portique	74.19	100%

Tableau IV.8 : comparaison des inerties des voiles transversal .

- Sens longitudinal :

	Inertie totale des niveaux (m4)	% de participation
Inertie totale des voiles	9.22	21%
Inertie totale des portiques	34.30	79%
Voiles + portique	43.52	100%

Tableau IV.9 :comparaison des inerties des voiles transversal .

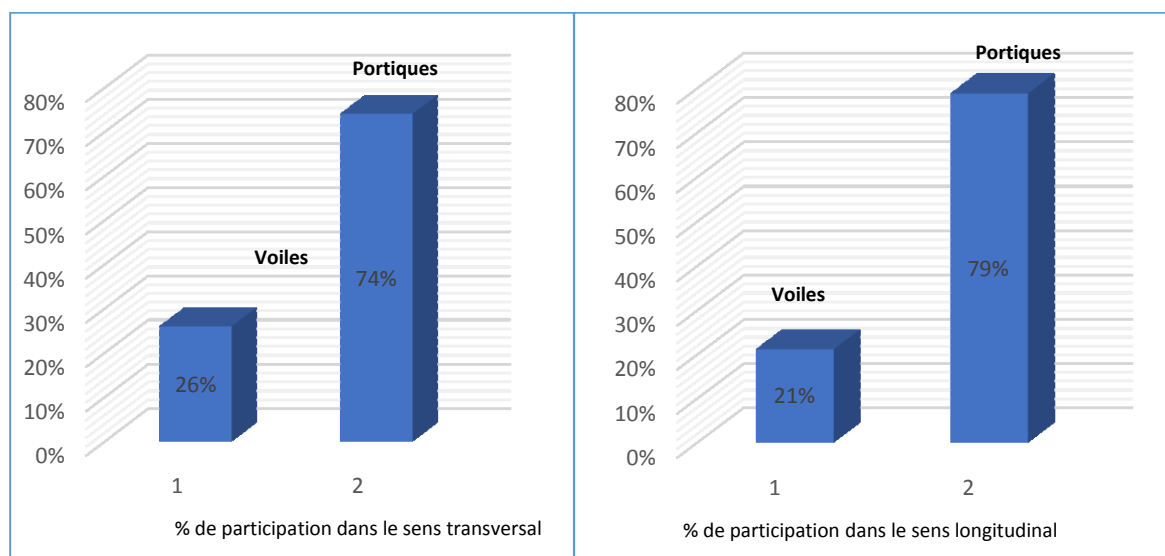


Fig.IV.3 : Représentation graphique des pourcentages de participations des éléments (Voiles et portiques)

Conclusion :

En examinant les résultats par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que longitudinal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les **25 %** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte** dans les deux sens principaux.

Le coefficient de comportement pris égale $R = 5$: (Tableau 4.3 .RPA 99 modifié 2003)

Rappel :

Pour concevoir une structure contreventée par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles, le RPA recommande ce qui suit :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales ;
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux ;
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

V.1: Description du logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Grace au logiciel 'ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

V.2: Méthode de calcul : On distingue deux cas:

- **Calcul statique:** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).
- **Calcul dynamique :** C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :
 - ✓ La méthode statique équivalente.
 - ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
 - ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**. Néanmoins, à cause de

certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.3: Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.4: Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit : 1-

Introduction de la géométrie du modèle.

2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...). 4-

Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.

5- Définition des charges statiques (G, Q).

6- Définition de la charge sismique E.

7- Introduction des combinaisons d'actions.

8- Affectation des masses sismiques et inerties massiques.

9- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes). 10-

Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

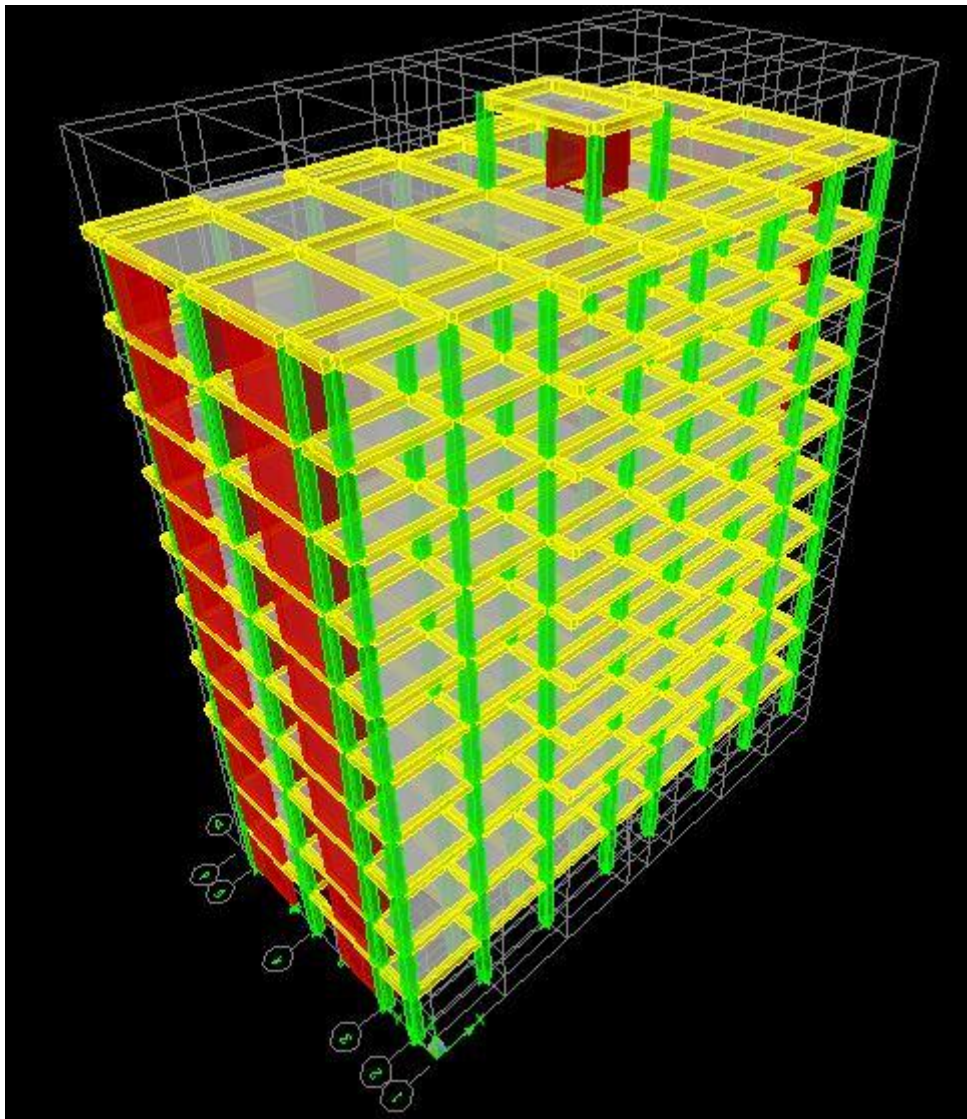


Figure V.1 : Vue en trois dimensions de la structure.

V.4: Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

Définition : Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou future.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{q=1} p_q$ **Formule (4-4)**

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4).**

A) Le site: site meuble S3. (Article 3.3.1 de RPA).

B) La zone : zone IIa TIZI OUZOU zone a sismicité. (ANNEXE 1 de RPA).

C) Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).

D) Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).

E) Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)

Tableau donnant les valeurs des pénalités Pq :

❖ **Sens longitudinale :**

Critère q »	Pénalités P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	Q _l = 1.05

Tableau V.1: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

❖ Sens transversal :

Critère q »	Pénalités P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0
2. Redondance en plan.	0
3. Régularité en plan.	0
4. Régularité en élévation.	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	$Q_t = 1.00$

Tableau V.2: Valeurs des pénalités P_q dans le sens transversal.

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q a introduire est la plus défavorable $Q = 1.05$.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau suivant :

caractéristiques	Désignation	Article de RPA
Le site	S3	Article 3.3.1
La zone	IIa	ANNEXE 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Remplissage	Dense	Tableau 4.2
Facteurs de qualité Q	1.05	Tableau 4.4
Coefficient de comportement R	4	Tableau 4.3

Tableau V.3 : Caractéristiques du spectre de réponse.

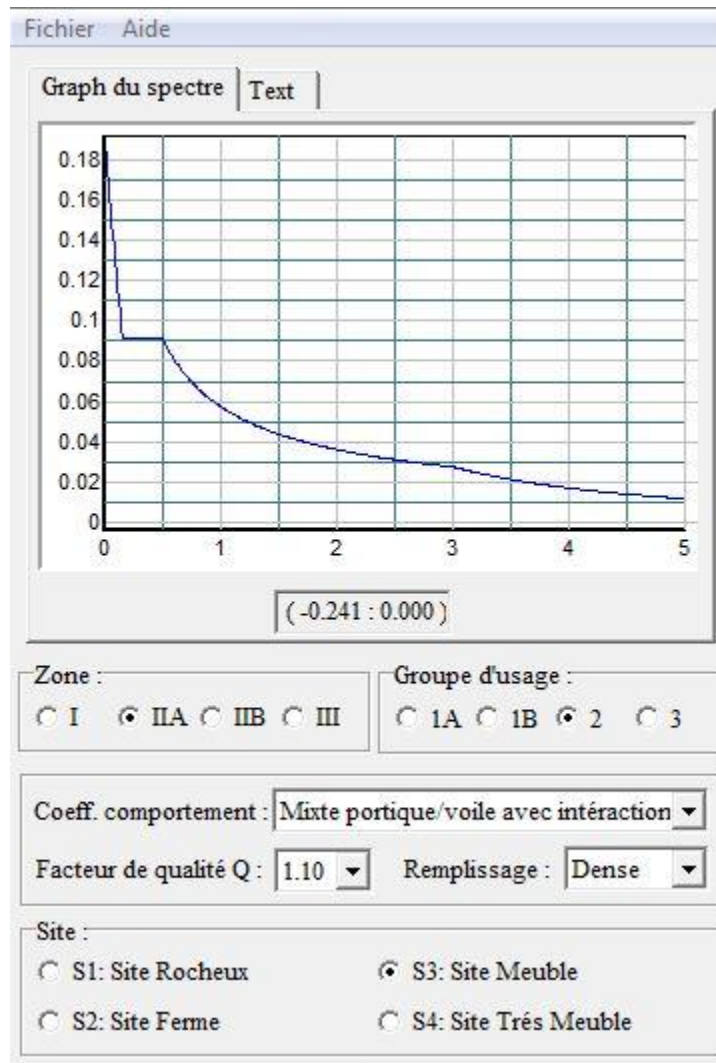


Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul.

V.5: Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

V.5.1: Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure :

Il faut vérifier que : $V_t < 0.80V$ (Art 4.3.6 de RPA)

V_t : Effort tranchant à la base de la structure (Tirer des résultats de l'ETABS)

Pour le calcul de la valeur de V on va se baser sur **la méthode statique équivalente.**

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad \text{(Art 4.2.3 de RPA)}$$

Application :

a) **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : A=0.15

b) **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{Formule 4.2 de RPA})$$

• T_2 période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par(**le tableau 4.7 RPA**)

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ sec}$$

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0 \quad (\text{Formule 4.3 de RPA})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 de RPA**)

On prend : $\xi = (10+7) / 2 = 8,5 \%$.

D'où : $\eta = 0.85 > 0,7$

T : La période fondamentale donnée par le logiciel ETABS, **T = 0.858 s.**

$$D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \text{Car: } T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T = 0.858 \text{ s} \leq 3s$$

Donc : D=1.48.

c) **R** : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure mixte portique et voiles.

Donc : R=5.

d) **Q** : Facteur de qualité, défini par: $Q = 1 + \Sigma P_a$

Q = 1,05 pour le sens longitudinal.

Q = 1,00 pour le sens transversal.

e) **W** : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas et pour un bâtiment a usage habitation : $\beta=0,20$.

Le poids de la structure: **36441.82 KN**

• **Résumé des résultats :**

Paramètres	Résultats	Article de RPA.
A	0,15	Tableau 4.1
Q _{LOG}	1.05	Tableau 4.4
Q _{TRAN}	1.00	
R	5	Tableau 4.3
D	1.48	Formule 4.2
W _T	36441.82	Tirer de l'ETABS

Tableau. V.4 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt.

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$V_L = \frac{(0.15 \times 1.48 \times 1.05 \times 36441.82)}{5} = 1698.92 \text{ KN}$$

$$V_T = \frac{(0.15 \times 1.48 \times 1.00 \times 36441.82)}{5} = 1618.02 \text{ KN}$$

Vérification :

- **Sens x-x :**

$$V_{\text{etabs}} = 2398.66 \text{ KN} > 0.8 \times 1698.92 = 1359.14 \text{ KN.}$$

- **Sens y-y :**

$$V_{\text{etabs}} = 2664.38 \text{ KN} > 0.8 \times 1618.02 = 1294.42 \text{ KN.}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

V.5.2: Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé commesuit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R: Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Niveau	$\delta_x(\text{m})$	$\delta_y(\text{m})$	$\Delta_{kx}(\text{m})$	$\Delta_{ky}(\text{m})$	1%h(m)	vérification
11	0.0241	0.0192	0.0019	0.0015	0.0306	OK
10	0.0222	0.0177	0.0017	0.0016	0.0306	OK
9	0.0205	0.0161	0.0020	0.0018	0.0306	OK
8	0.0185	0.0143	0.0023	0.002	0.0306	OK
7	0.0162	0.0123	0.0025	0.002	0.0306	OK
6	0.0137	0.0103	0.0027	0.0021	0.0306	OK
5	0.011	0.0082	0.0027	0.0022	0.0306	OK
4	0.0083	0.006	0.0028	0.002	0.0306	OK
3	0.0055	0.004	0.0029	0.0021	0.0357	OK
2	0.0026	0.0019	0.0018	0.0013	0.0306	OK
1	0.0008	0.0006	0.0008	0.0006	0.0306	OK

Tableau. V-5: Déplacements relatifs sous l'action E_x et E_y .

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

: Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f$

avec: $f = \frac{Ht}{500} = \frac{34.17}{500} = 0.068$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

➤ Sens longitudinal :

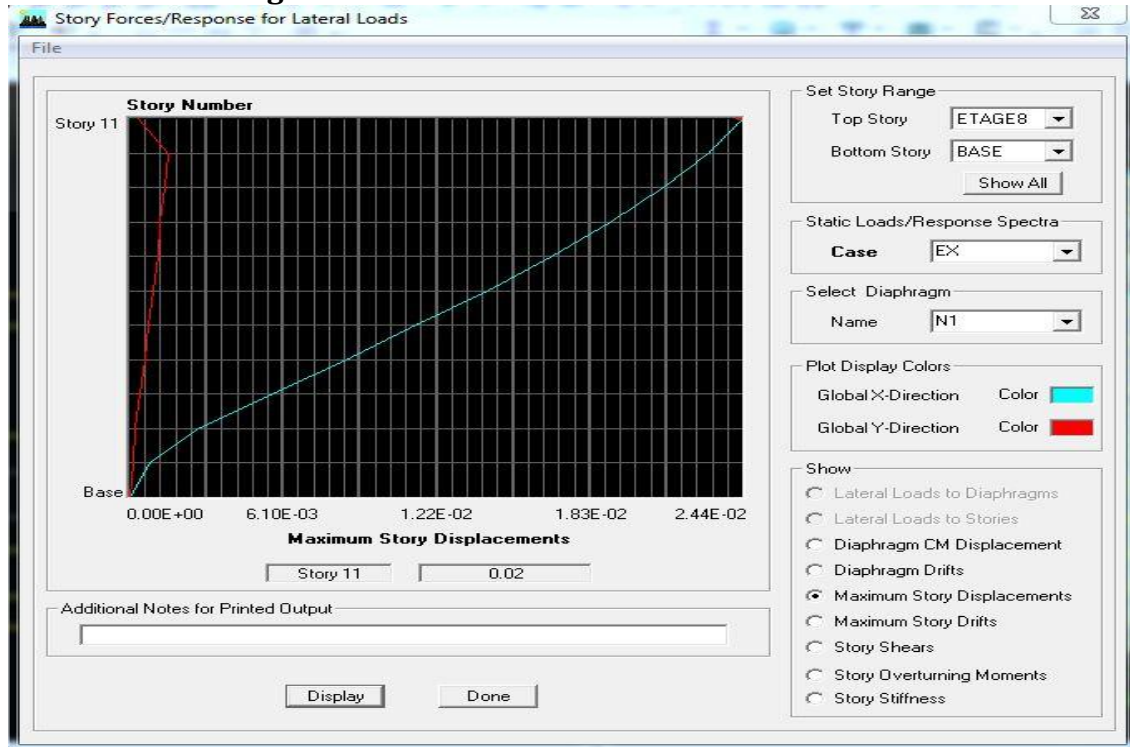


Figure V.3 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34.17}{500} = 0.068 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié}$$

➤ Sens transversal :

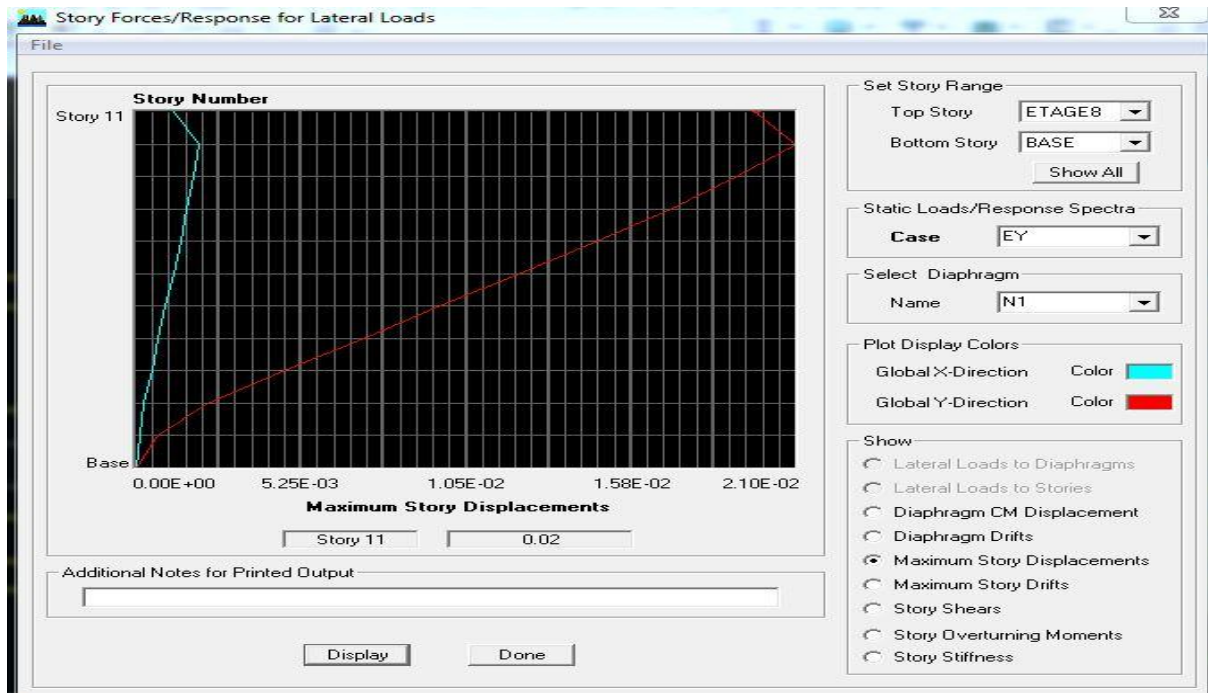


Figure V.4 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{34.17}{500} = 0.068 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6.1: Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 de RPA)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0.858139	73.5325	0.0005	0	73.5325	0.0005	0	0.0007	99.508	0.0017
2	0.712627	0.0007	71.9284	0	73.5331	71.9288	0	99.1612	0.0008	0.1229
3	0.543886	0.0022	0.1006	0	73.5353	72.0295	0	0.1398	0.0027	71.8688
4	0.244517	12.8327	0.0001	0	86.3681	72.0295	0	0	0.1141	0.002
5	0.193053	0	14.5508	0	86.3681	86.5803	0	0.3589	0	0.0214
6	0.144572	0.0035	0.0255	0	86.3716	86.6058	0	0.0007	0.0004	14.6229
7	0.113138	5.1141	0	0	91.4856	86.6058	0	0	0.2735	0.0053
8	0.087394	0	5.2995	0	91.4856	91.9053	0	0.2458	0	0.0082
9	0.070324	0.0034	0.5276	0	91.489	92.4329	0	0.0141	0	0.0434
10	0.065517	3.1248	0.0008	0	94.6138	92.4337	0	0	0.0438	0.0044

Tableau V.6 : Période et participation massique.

Dans notre cas : il est vérifiée au 8ème mode .

❖ **Le mode fondamentale :**

D'après les résultats qui sont données par l'ETABS dans le tableau ci dessus on remarque que le mode fondamentale est le premier mode qui nous donne un pourcentage maximum de participation **73.5325 %** de translation.

V.6.2: Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : **CM** : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

- **Suivant le sens x-x** : $L_x = 26.5 \text{ m}$

On doit vérifier que : $|C_m - CR| \leq 5\% L_x$

Story	Diaphragm	XCM	XCR	ICM-CRI	5%Lx	verification
SS1	N1	13.678	13.498	0.18	1.325	OK
SS2	N2	13.273	13.537	0.264	1.325	OK
RDC	N3	13.272	13.548	0.276	1.325	OK
ETAGE1	N4	13.27	13.548	0.278	1.325	OK
ETAGE2	N5	13.27	13.544	0.274	1.325	OK
ETAGE3	N6	13.27	13.539	0.269	1.325	OK
ETAGE4	N7	13.271	13.534	0.263	1.325	OK
ETAGE5	N8	13.271	13.528	0.257	1.325	OK
ETAGE6	N9	13.273	13.524	0.251	1.325	OK
ETAGE7	N10	13.275	13.524	0.249	1.325	OK

Tableau V.7 : Excentricité suivant x-x

- **Suivant le sens y-y** : $L_y = 14.5\text{m}$

On doit vérifier que : $|C_m - CR| \leq 5\% L_y$

Story	Diaphragm	YCM	YCR	ICM-CRI	5%Ly	verification
SS1	N1	7.282	7.736	0.454	0.725	OK
SS2	N2	7.242	7.709	0.467	0.725	OK
RDC	N3	7.436	7.675	0.239	0.725	OK
ETAGE1	N4	7.441	7.638	0.159	0.725	OK
ETAGE2	N5	7.441	7.6	0.159	0.725	OK
ETAGE3	N6	7.454	7.56	0.106	0.725	OK
ETAGE4	N7	7.465	7.524	0.059	0.725	OK
ETAGE5	N8	7.463	7.488	0.025	0.725	OK
ETAGE6	N9	7.388	7.453	0.065	0.725	OK
ETAGE7	N10	7.393	7.421	0.028	0.725	OK

Tableau V.8 : Excentricité suivant y-y

V.6.3: Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limitée par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3 \quad \text{Art 7.4.3.1 (La formule : 7.2) de RPA}$$

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd = 1544.45 kN. (Tirer des résultats de l'logiciel de l'ETABS).

Bc : l'aire de la section de béton (section brute).

fc28 = 25 MPa : la résistance caractéristique du béton.

Application :

$$\frac{1544.45 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.50 \times 25} = 0.27 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

IV.6.2 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k, h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta Q_i)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la le combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

NIV	P _k (m)	D _{kx} (m)	D _{ky} (m)	V _{kx} (m)	V _{ky} (m)	h _k (m)	θ _{kx} (m)	θ _{ky} (m)	verification
Etage 7	3876.71	0.0222	0.0177	510.71	575.29	3.06	0.055	0.0389	ok
Etage 6	7448.25	0.0205	0.0161	907.74	1019.2	3.06	0.0549	0.0384	ok
Etage 5	11019.79	0.0185	0.0143	1229.92	1380.55	3.06	0.0541	0.0373	ok
Etage 4	14591.33	0.0162	0.0123	1508.7	1692.89	3.06	0.0512	0.0346	ok
Etage 3	18260.79	0.0137	0.0103	1754.23	1965.45	3.06	0.0466	0.0312	ok
Etage 2	21930.26	0.011	0.0082	1961.49	2191.43	3.06	0.0401	0.0268	ok
Etage 1	25599.72	0.0083	0.006	2132.39	2373.44	3.06	0.0325	0.0211	ok
RDC	29422.56	0.0055	0.004	2275.22	2524.26	3.57	0.0199	0.0130	ok
SS2	32991.95	0.0026	0.0019	2358.15	2614.18	3.06	0.0118	0.0078	ok
SS1	36441.82	0.0008	0.0006	2386.05	2647.32	3.06	0.0039	0.0026	ok

Tableau V.9 : justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

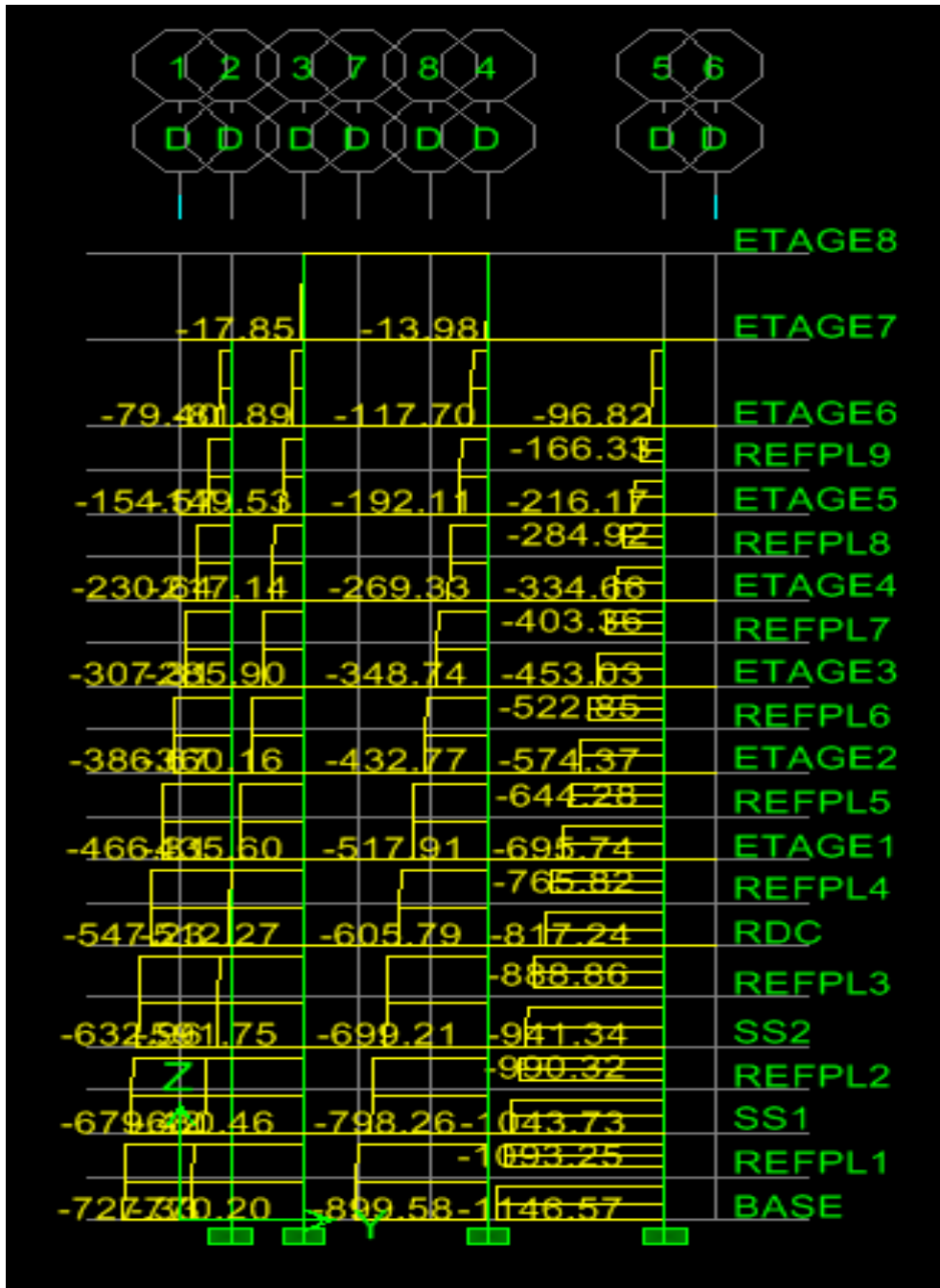


Figure V.5 :Effort normal suivant l'axe D

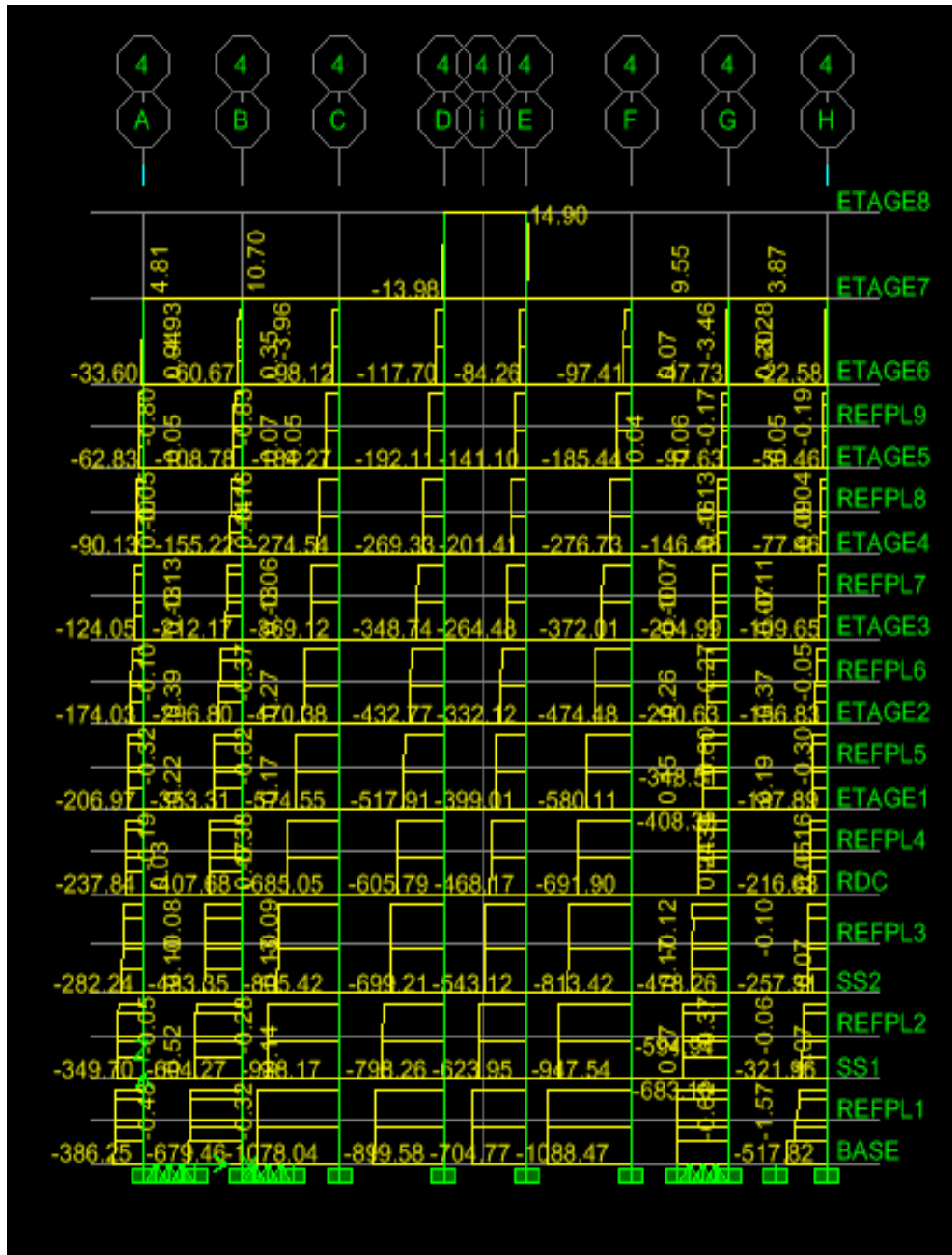


Figure V.6 :Effort normal suivant l'axe 4

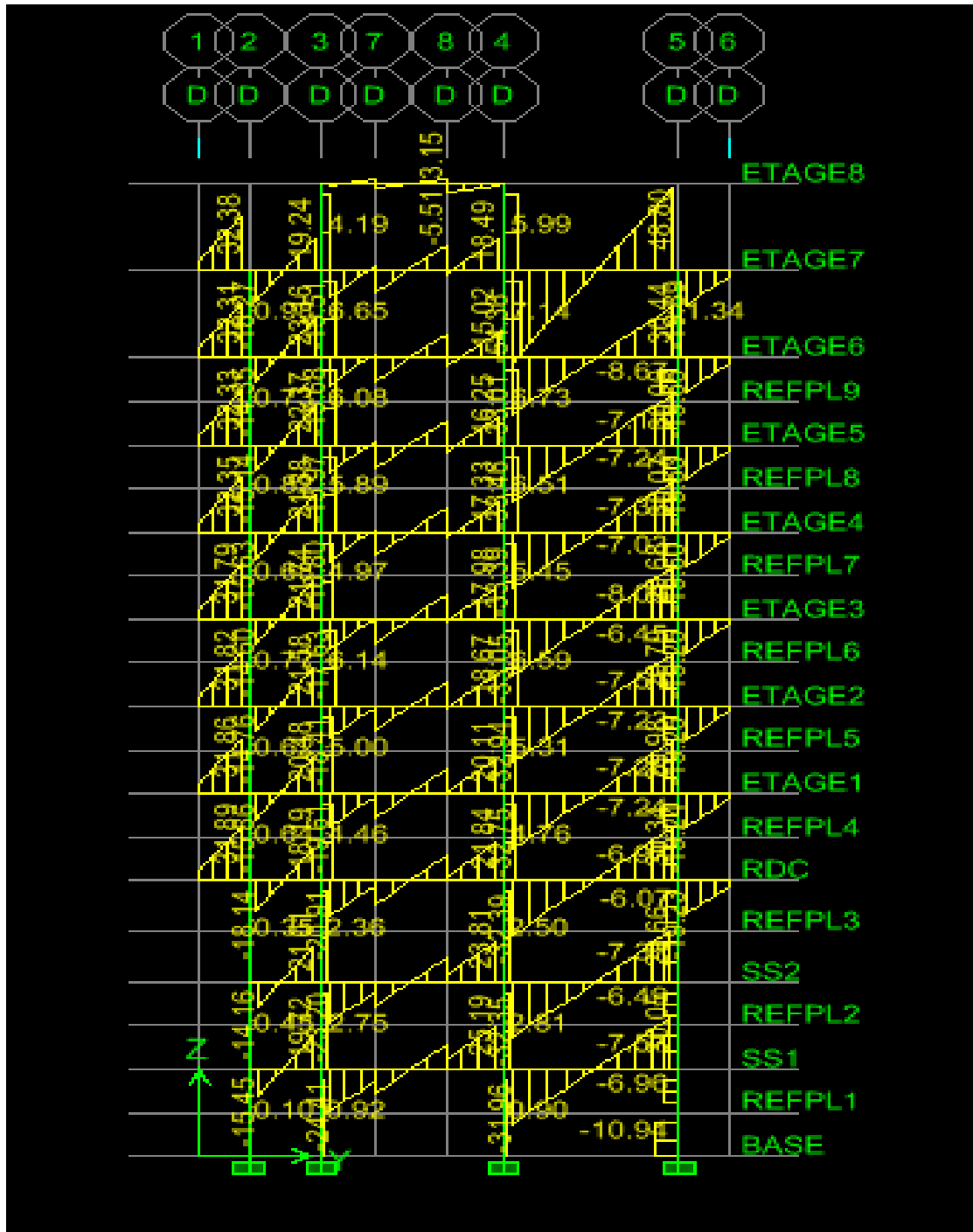


Figure V.7 :Effort tranchant 2.2 suivant l'axe D

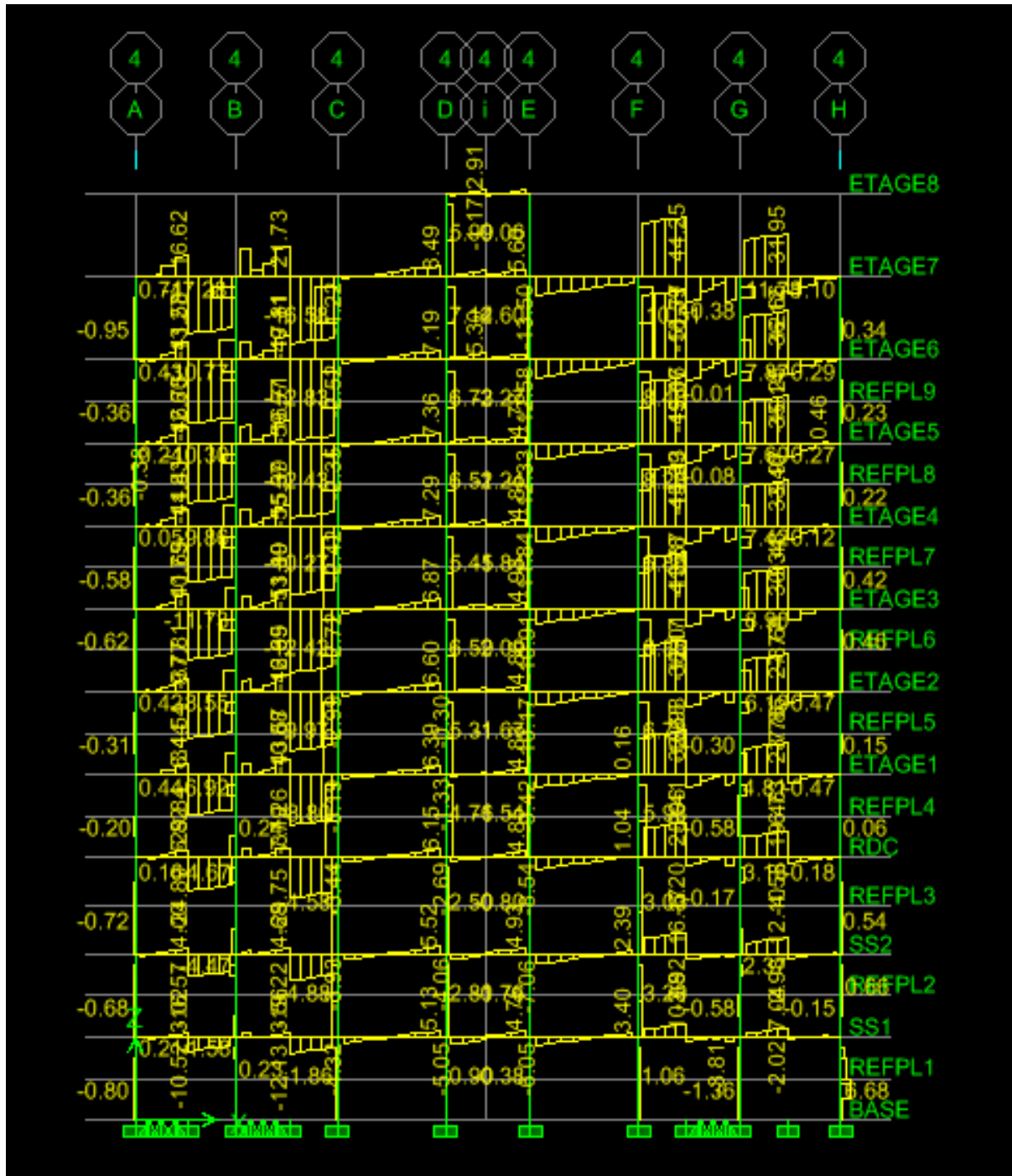


Figure V.8 :Effort tranchant 2.2 suivant l'axe 4

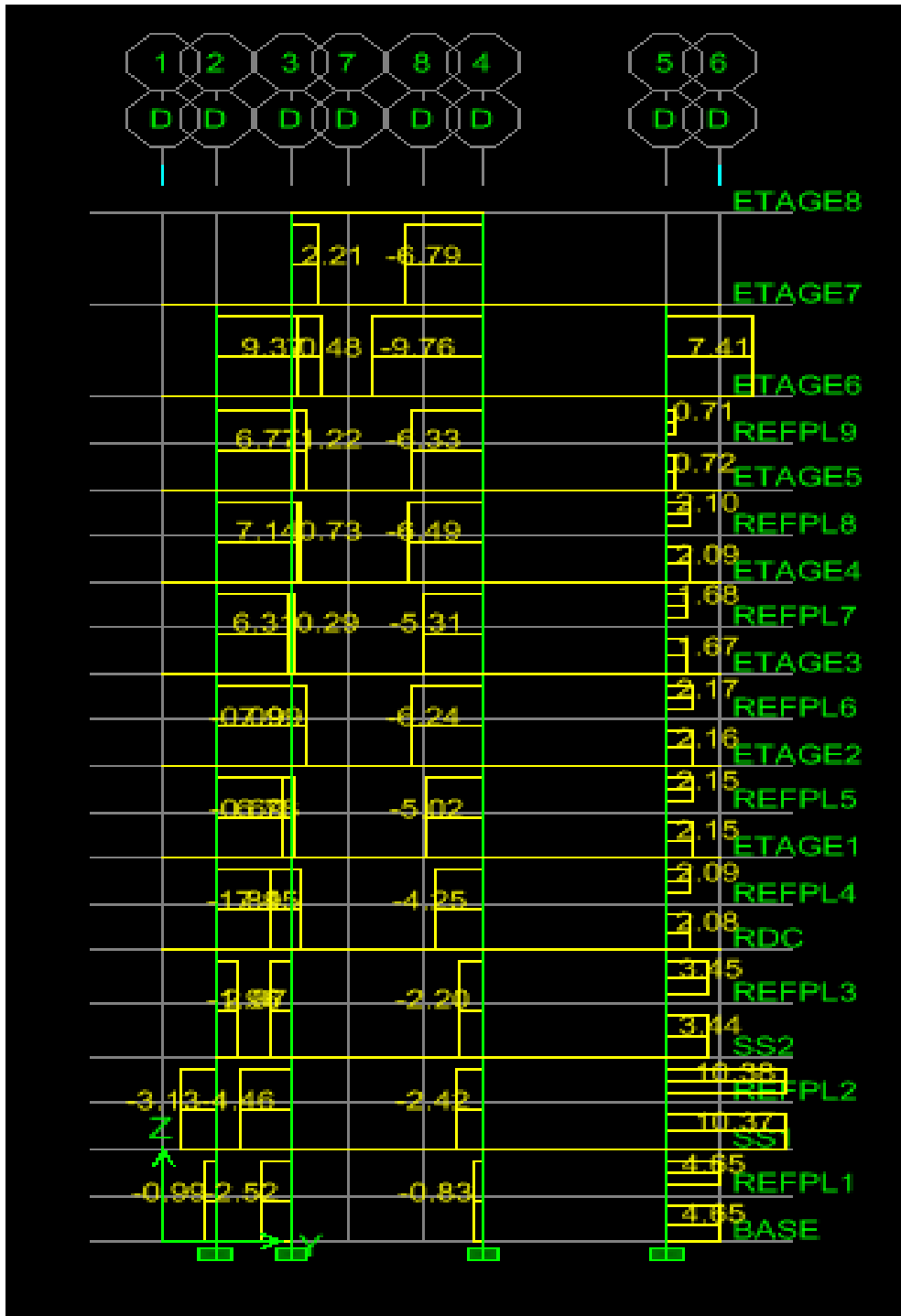


Figure V.9 :Effort tranchant 3.3 suivant l'axe D

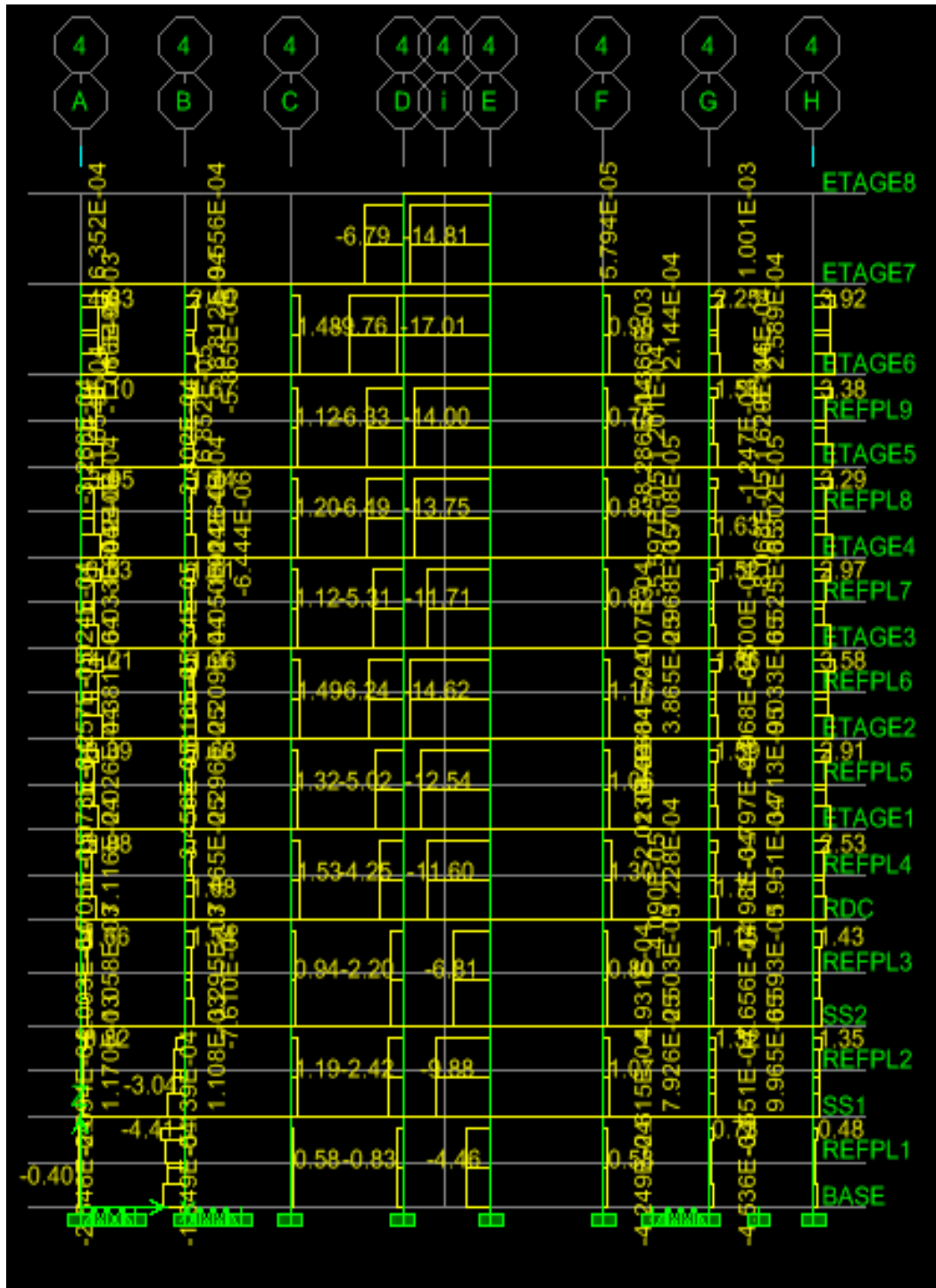


Figure V.10 :Effort tranchant 3.3 suivant l'axe 4

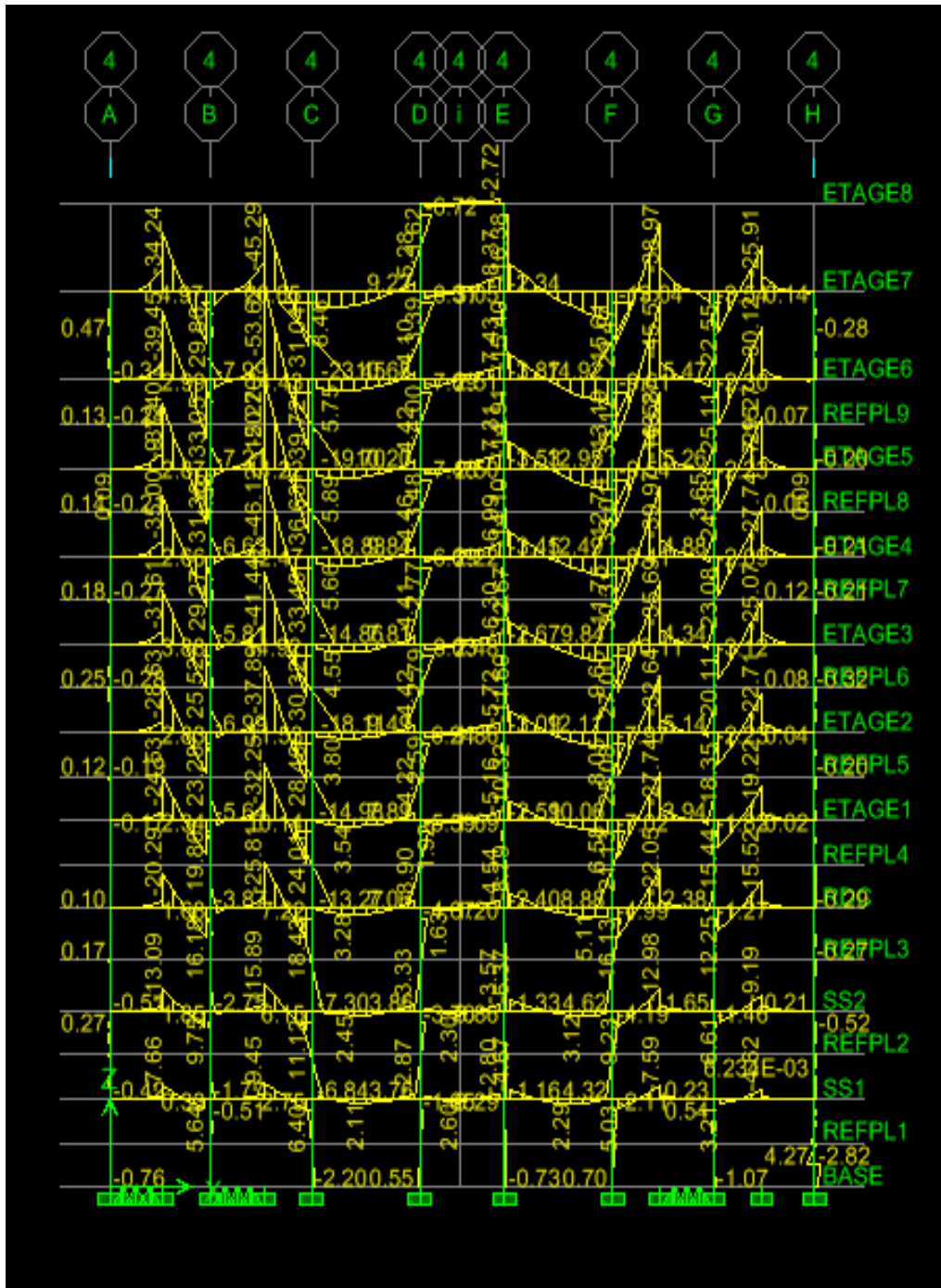


Figure V.11 :Moment 3.3 suivant l'axe 4

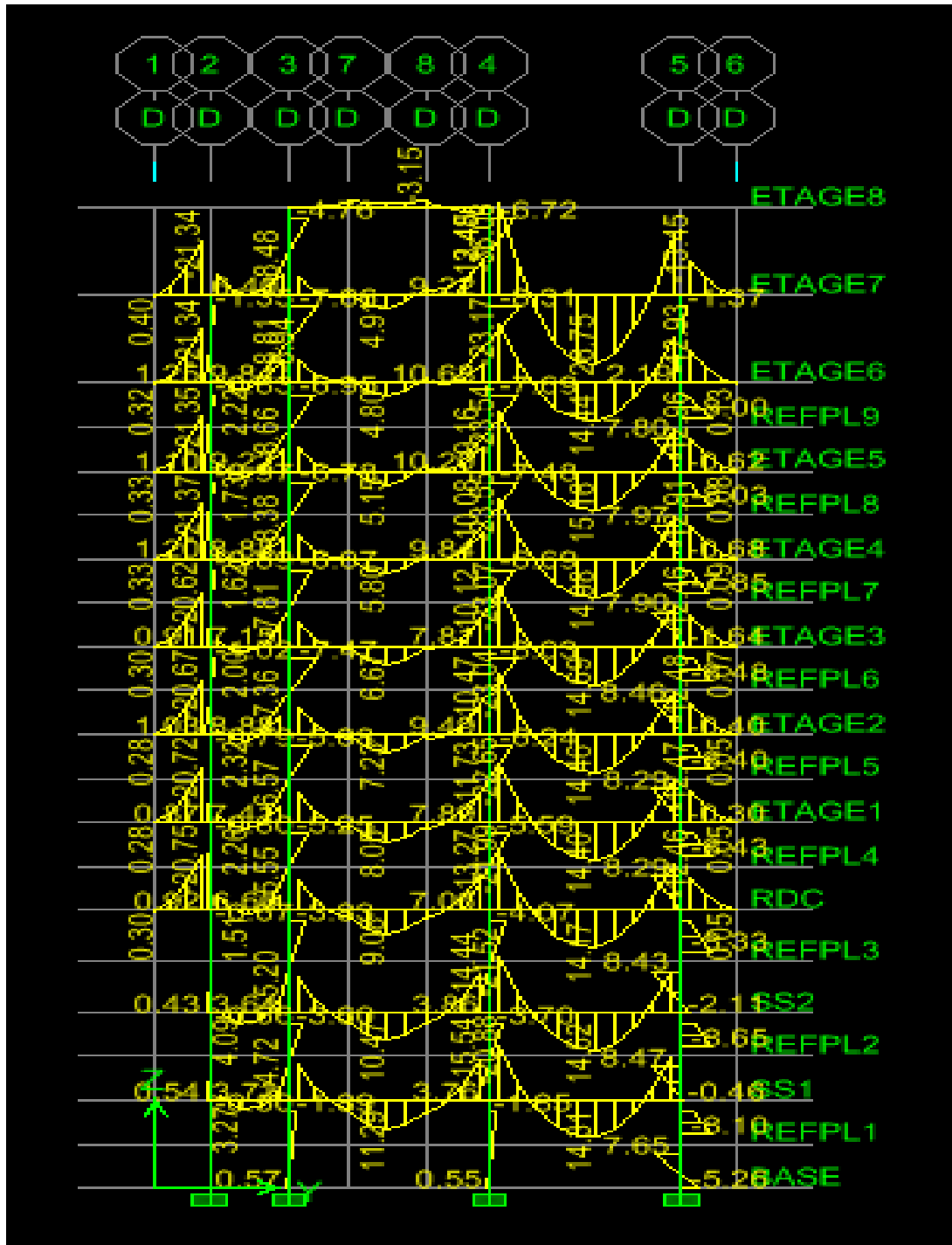


Figure V.12 :Moment 3.3 suivant l'axe D

VI- 1 Ferrailage des poteaux :

VI.1 .1 : Introduction

- Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des trois types de sollicitations maximal et le moment correspondant N_{\max} et M_{cor}
- Effort normal minimal et le moment correspondant N_{\min} et M_{Cor}
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant M_{\max} et N_{cor}

	F_e (MPa)	f_{c28} (MPa)	α_b	α_s	F_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	400	25	1.5	1.15	14.2	348
Situation accidentelle	400	25	1.15	1	18.48	400

Tableau1: Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens transversal.

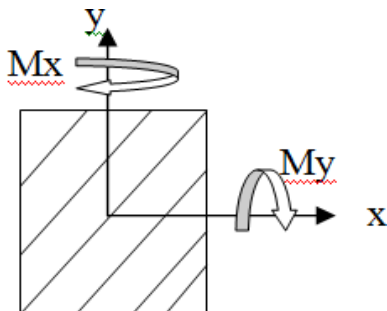


Figure 1: Les moments dans les poteaux

❖ Combinaisons de calcul :

RPA.99/modifié2003:	BAEL.91/modifié99:
$G+Q\pm E$	ELU : $1.35G+1.5Q$
$0.8G\pm E$	ELS: $G+Q$

A - : Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

VI.1.2 Recommandation du RPA 2003 :

A : Les armatures longitudinales:(Art7.4.2.1deRPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

Section des Poteaux (cm ²)	Percentage minimal	Percentage maximal	
	A _{min} = 0.8% b x h (cm ²)	Zone de recouvrement A _{max} x = 0.06 b x h (cm ²)	Zone courante A _{max} = 0.04 x b x h (cm ²)
45x 50	18	135	90
40x 45	14.40	108	72
35x 40	11.2	84	56

Tableau2: Section minimal dans les poteaux

Les jonctions par recouvrement doivent être si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques)

- **Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**
 - **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

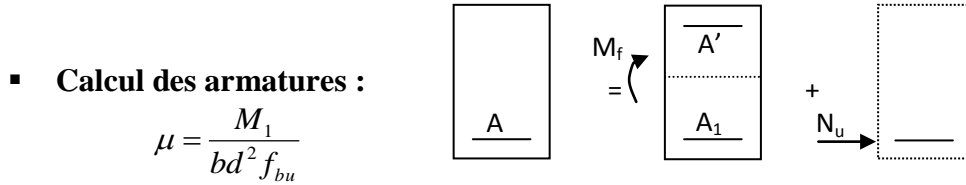
a) Section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec : $M_f = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$; M_f : Moment par rapport aux armatures tendues.



$$\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée. (SSA)

$\mu \rightarrow \beta$ (Tableau)

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta d \sigma_s}$$

La section d'armatures réelles est :

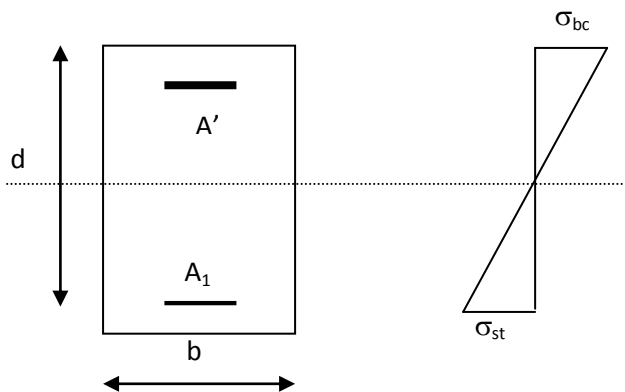
$$A_s = A_1 - \frac{N_U}{\sigma_s}; \quad A' = 0$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée

On calcule:

$$M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\Delta M = M_1 - M_r$$



Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armatures est :

$$A_s' = A_1;$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

b) Section entièrement comprimée :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{➤ Si } (0,337h - 0,810c')b \cdot h \cdot f_{bc} < N_u(d - c') - M_f < (0,5h - c')b h f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_s}; A_2 = 0 \quad \text{Avec :}$$

$$\psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - 100M_1}{100 b h f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}};$$

$$0,8095 \leq \psi \leq 1$$

f_{bc} : En [MPa] ; M [N.m] et (b, h, d, c') [cm]

$$\text{➤ Si } N_u(d - c') - M_1 > (0,5h - c')b h f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_2 = \frac{N - 100 b h f_{bc}}{100 \sigma_s} - A_1$$

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

- **Zone I** : 1S-sol, 2S-sol, RDC,.
- **Zone II** : Du 1^{er} au 4^{eme} étage.
- **Zone III** : Du 5^{eme} au 7^{eme} étage.

VI .1.3 Calcul du ferrailage des poteaux :

- Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « SOCOTEC » les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant:

Amin (RPA) PAR ZONE

ZONE I=0,8X45X50/100=18

ZONE II=0,8X40X45/100=14,4

ZONE III=0,8X35X40/100=11,2

Niv	Section (cm ²)	Effort Normal (KN)	Moment (KN)	Obs	A's	As	Choix armatures	A adoptée
Zone	45X50	Nmax=1863,69	Mcorr= 2,07	SEC	0	1,24	4HA20+4HA16	20,6
		Nmin=655,57	Mcorr=21,88	SEC	0	0	4HA20+4HA16	20,6
		Ncorr=258,83	Mmax=- 77,56	SEC	0	0	4HA20+4HA16	20,6
Zone II	40x45	Nmax=1504,03	Mcorr=16,73	SEC	0	7,2	4HA20+4HA12	17,08
		Nmin=464,23	Mcorr=38,35	SEC	0	0	4HA20+4HA12	17,08
		Ncorr=207,91	Mmax=132,84	SPC	0	0	4HA20+4HA12	17,08
Zone III	35x40	Nmax=730,36	Mcorr=4,7	SEC	0	0	4HA16+4HA16	16,09
		Nmin=156,63	M ^{corr} =25,92	SEC	0	0	4HA16+4HA16	16,09
		Ncorr=98,13	Mmax=98,48	SPC	0	5,88	4HA16+4HA16	16,09

Tableau3 : Détermination des armatures longitudinales et transversal des poteaux

VI.1.4 : Les vérifications à l'ELU :

- **Diamètre minimum des armatures longitudinales :**

Toutes les sections d'armatures longitudinales adoptées ont au moins un diamètre de 12 mm, la condition exigée par l'article **7.4.2.2 du RPA 99/version 2003 [1]** est vérifiée.

• **Distance entre les barres verticales dans une face du poteau :**

La distance maximale entre les barres verticales se trouve au niveau du poteau de dimensions 45x45 cm², elle est égale à :

$$\frac{1}{4} \times (h - (c + c')) = \frac{1}{4} \times ((50 - (2 + 2))) = 11.5 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

a) Longueur de recouvrement :

Zone I :

$$L_R = 40\phi_l = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm.}$$

Zone II :

$$L_R = 40 \phi_l = 40 \times$$

$$1.6 = 64 \text{ cm.}$$

Zone III :

$$L_R =$$

$$40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifiée 2003).

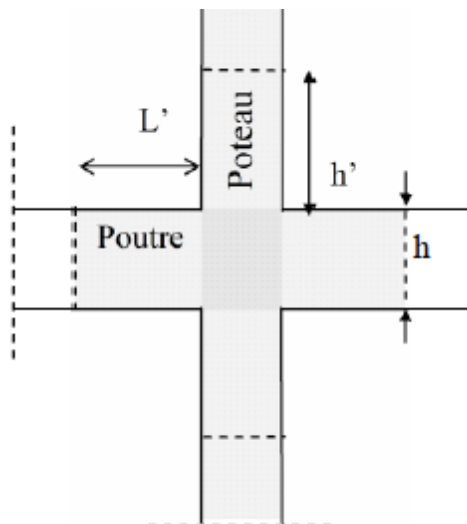


Figure 2 : Délimitation de la zone nodale.

Des poutres: $L' = 2 \times h$. h : Hauteur de la poutre. **Au niveau**

Au niveau des poteaux :

$$H' = \max = (H_e / 6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$$

B1, h1 : Dimensions du poteau.

He : Hauteur entre nu des poteaux

Poteaux des deux s/sol et RDC : $h' = \max = (281/6 ; 45 ; 50 ; 60\text{cm}) = 60\text{ cm}$.

Poteaux de 1^{er} au 4eme niveaux : $h' = \max = (283.5/6 ; 45 ; 40 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$.

Poteaux de 5^{er} au 7eme niveaux : $h' = \max = (286/6 ; 40 ; 35 ; 60\text{cm}) = 60\text{cm}$.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce à la formule suivante :

• Diamètre des aciers : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99) [3]

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{\max} \geq \frac{1}{3} \times 20 = 6.66 \text{ mm} \text{ Soit } \Phi_t = 10\text{mm}$$

Nous adoptons des cadres de section: $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}10$

• Espacement des armatures (Art 7.4.2.2RPA99 version2003) [1] :

-En zone nodale : $St \min(10\Phi; 15\text{cm}) = 16\text{cm} \rightarrow St = \underline{10\text{cm}}$

-En zone courante : $St = 15\Phi = 15 \times 1.6 = 21\text{cm} \rightarrow St = \underline{15\text{cm}}$

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suite :

-Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec : b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \& \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} L_f}{h_1}$$

$l_f = l_0$: Longueur de flambement du poteau.

l_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de 35×40 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 286 = 24,76$
- Poteau de 40×45 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 286 = 22,01$
- Poteau de 45×50 : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 286 = 19,81$

On remarque que $\lambda > 5$: Alors la quantité minimale d'armatures :

En zone nodale ($S_t = 10$ cm) :

- Poteau (35×40): $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$
- Poteau (40×45): $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$
- Poteau (45×50): $A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$

• **Longueur d'ancrage (Art A.6.1.23 BAEL91) [3] :**

$$L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4\tau_u}$$

$$\tau_u = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\Rightarrow \text{HA 20: } L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4\tau_u} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,546 \text{ on prend } l_s = 75 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \text{HA 16: } L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4\tau_u} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ on prend } l_s = 60 \text{ cm}$$

$$\text{HA 12: } L_s = \frac{\Phi_{fe}}{4\tau_u} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \quad \text{on prend } l_s = 50 \text{ cm}$$

VI.1.5 : Vérification au cisaillement: (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho b \cdot f_{c28} \quad \text{Avec : } V_u^{\max} : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \quad \text{si } \lambda < 5$$

Niveau	Vu	b(cm)	d (cm)	ρ_g	Pd	ζ_{bu}	ρ_b	Vérification
ZONE1	67,72	45	40,5	5.22	0.075	0,037	1 ,875	OK
ZONE2	68,71	40	36	4.49	0.04	0 ,047	1	OK
ZONE3	53,67	35	31,5	5.05	0.075	0,048	1,875	OK

Tableau 4 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

• **Détermination des armatures longitudinales des poteaux**

(Exemple : Poteaux de 35x40cm²) :

As2 : Armatures dans le sens y-y.

As3 : Armatures dans le sens x-x.

Les sections d'armatures calculées sont les suivantes :

Sens x-x : $As_3 = 7,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow$

As_3 adoptée = 6HA16 = 12,06 cm².

Sens y-y : $As_2 = 7,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow As_2$ adoptée = 6HA16 = 12,06 cm².

Les sections d'armatures adoptées doivent être disposées symétriquement par rapport au CDG de la section. Ce qui donne le ferrailage suivant :

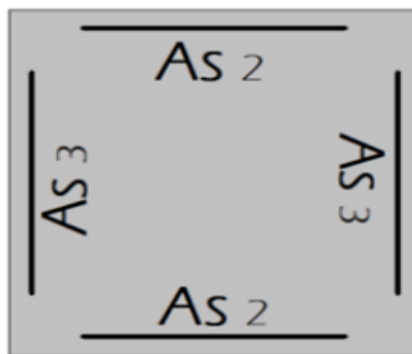


Figure 4 : ?

$A_{\text{totale-adoptée}} = 6\text{HA16} = 12,06 > A_{\text{min-RPA}} = 0,008 \times b \times h = 11,2 \text{ cm}^2$

VI-1.6 : - Vérification à l'ELS

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} [\text{BAEL 91A.4.5.2}]$$

-Les sollicitations sont :

Un moment de flexion M_{ser} et un effort N_{ser} , l'excentricité valant : $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

- Si $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Il y a de fortes chances que la section soit entièrement comprimée.
- Si $e_s > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Il y a de fortes chances que la section soit partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton $\sigma_{bc,on}$ détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + c$$

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée ;

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp ;

c : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times c^3 - 6 \times n \cdot A'_s \cdot \frac{c-d'}{b} + 6 \times n \cdot A_s \cdot \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 6 \times n \cdot A'_s \cdot \frac{(c-d')^2}{b} - 6 \times n \cdot A_u \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{- Si } \Delta \geq 0 \quad t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q); \quad u = \sqrt[3]{t}; \quad y_2 = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

- Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \text{Arc cos}\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times [A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - d')^2]$$

- Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- La contrainte dans les aciers tendus s :

$$\sigma_s = 15 \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot (d - y_1)$$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est partiellement comprimée.

On vérifie alors $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sinon on recommence le calcul avec une section entièrement comprimée.

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

-On calcul l'inertie de la section homogène totale.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{bc}$

RQ : La section est entièrement comprimée si les deux contraintes (supérieure et inférieure) sont positives.

❖ **Condition de non-fragilité :**

La condition de non-fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{(e_s - 0,455 \cdot d)}{(e_s - 0,185 \cdot d)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section(cm ²)	Combinaison	Ns(KN)	Ms(KN.m)	eS(m)	h/6(m)	Nature	AminC m ²	A adoptéeCm ²	OBS
Zone I(45x50)	Nmax-Mcor	1379,28	1,194	0,0008	0.083	SEC	5.92	18	OK
	Nmin-Mcor	236,12	0,336	0,0024	0.083	SEC	0.52	18	OK
	Ncor-Mmax	1174,3	44,68	0,03	0.083	SEC	4.62	18	OK
Zone II(40x45)	Nmax-Mcor	954,72	3,961	0,004	0.075	SEC	5.77	16,9	OK
	Nmin-Mcor	93,34	0,721	0,007	0.075	SEC	9.23	16,9	OK
	Ncor-Mmax	541,37	30,244	0,055	0.075	SEC	6.29	16,9	OK
Zone III(35x40)	Nmax-Mcor	395,47	4,301	0,01	0.066	SEC	5.43	12,06	OK
	Nmin-Mcor	10,29	0,536	0,052	0.066	SEC	6.05	12,06	OK
	Ncor-Mmax	112,14	30,442	0,271	0.066	SPC	2.23	12,06	OK

Table 5 : ?

b) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

c) État limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}; \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC

Et récapitulés dans les tableaux suivants

	SECTION	Ns	Ms (KN.m)	Béton				Acier			
				σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
	ZONE I (45-50)	Nmax=1379,28	Mcorr=1,194	4.17	4.18	15	CV	62.6	62.7	348	CV
		Nmin=236,12	Mcorr=-0,336	1.13	1.21	15	CV	17	18.1	348	CV
		Ncorr=1174,3	Mmax=44,68	3.22	1.63	15	CV	25.8	47	348	CV
	Zone II (40-45)	Nmax=954,72	Mcorr=3,961	3.21	3.24	15	CV	48.2	48.6	348	CV
		Nmin=93,34	Mcorr=0,721	0.65	0.75	15	CV	9.89	11.1	348	CV
		Ncorr=541,37	Mmax=30,244	0.26	2.52	15	CV	6.52	35.5	348	CV
	ZONE III (35-40)	Nmax=395,47	Mcorr=4,301	1.96	2.06	15	CV	29.5	30.7	348	CV
		Nmin=10,29	M ^{corr} =0,536	1.58	0	15	CV	23.5	55.2	348	CV
		Ncorr=30,442	Mmax=112,14	0	2.67	15	CV	-74	30.8	348	CV

Table 5 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux. (Sens X-X)

Conclusion :

VI .2.3 Le ferrailage adopté pour les poteaux :

• **Poteaux (45×50) :**

- Les armatures longitudinales :4HA20+4HA16=20,6cm²

- Lesarmaturestransversales:4HA10=3.14

• Poteaux (40×45) :

- Les armatures longitudinales : $4HA20+4HA12=17,08\text{cm}^2$

- Les armatures transversales : $4HA10= 3.14 \text{ cm}^2$

• Poteaux (35×40) :

- Les armatures longitudinales : $4HA16+4HA12=12,56\text{cm}^2$

- Les armatures transversales : $4HA10= 3.14 \text{ cm}.$

VI .2.1 : ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

VI .2.2Recommandations du RPA99 :(Art 7.5.2)**a.Armatures longitudinales :**

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

-Poutre principales de (30x40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire de (30x35): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (30x40): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires de (30x35): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

➤ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone Π_a .

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b.Armatures transversales :

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale la et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

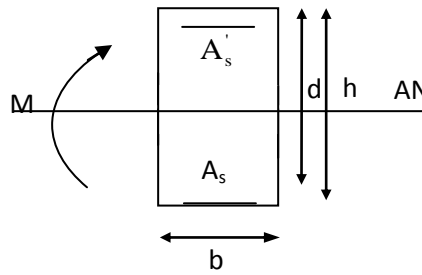
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI .2.3 :Etapas de calcul à L'ELU :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

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



VI.2.4 :Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

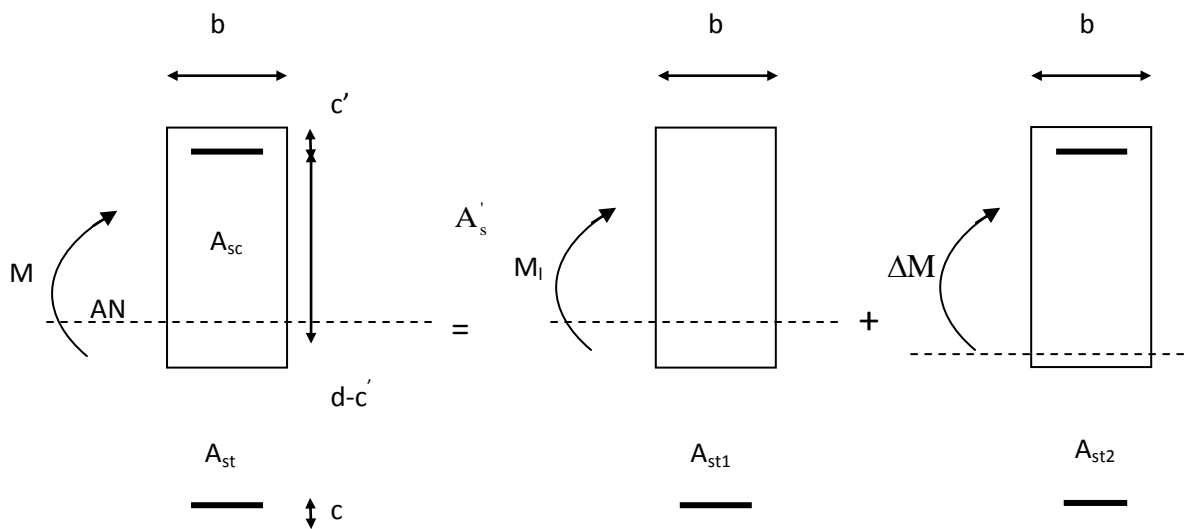
$$\left. \begin{array}{l} FE400 \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_l b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalemment :

$$-A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

➤ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux de la page suivante.

• Poutres principales (30x40):

	Mu (max)(KN.m)	Situation	μ	Obs	B	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Ferrailage
Travée	61,005	ELU	0,03	SSA	0.985	5,03	6	6,88	3HA14+2HA12
Appui	88,5	acc	0,09	SSA	0.958	7,52		4,62+3,39=8,01	3HA14+3HA12

• Poutres secondaire (30x35) :

	Mu (max)(KN.m)	Situation	μ	Obs	B	Ast (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Ferrailage
Travée	27,82	ELU	0.02	SSA	0.990	2,59	5,25	4,62	3HA14
Appui	56,57	acc	0.06	SSA	0.969	5,48		6,88	3HA14+2HA12

VI.2.5 : Vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité

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

-Poutres principales de (30x40): $A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1,304$

-Poutres secondaires de (30x35): $A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 31,5 \frac{2.1}{400} = 0.950$

La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement

égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad \text{Avec : } T_u^{\max} : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{220,08 \times 0,001}{0,30 \times 0,36} = 2,03 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{211,3 \times 0,001}{0,30 \times 0,315} = 2,235 \text{ MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Poutres principales 2,03 MPa < 3.33 MPa La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 2,235 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une

section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 220,08 - \frac{88,5}{0,9 \times 0,36} = -53,06 < 0.$$

Poutres secondaires $12.24 - \frac{106.23}{0,9 \times 0,28} = -409.31 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9x d_x b_x f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{(BAEL91.art A.5.1.32)}$$

Poutres principales $T_u = 220,08kN < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9x0,36x0,30x25x10^3}{1.5} = 648kN .$

Poutres secondaires $T_u = 12.24kN < \bar{T}_u = 0,4x \frac{0,9x0,25x0,28x25x10^3}{1.5} = 420KN .$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres principales

$$3HA14+3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 31,60cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{220,08 \times 10^3}{0,9 \times 336 \times 316} = 2,30MPa < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires

$$6HA14 \Rightarrow \sum U_i = 77,53cm$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{211,3 \times 10^3}{0,9 \times 315 \times 775,3} = 0,961MPa < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835$$

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49,38$ cm.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42,32$ cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19,75$ cm.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16,92$ cm.

VI.2.6 : Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_L, \frac{b}{10}\right) = \min(1 ; 1,4 ; 3)$$

Soit $\Phi_t = 8$ mm

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2,01$ cm²

VI.2.7 : Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

➤ **Zone nodale :**

- Poutre principales de (30x40): $S_t = 10$ cm

- Poutre secondaire de (30x35): $S_t = 8,75$ cm

Soit $S_t = 7$ cm

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30x40): $S_t=20\text{cm}$

-Poutre secondaire de (30x35): $S_t=17,5\text{cm}$

Soit $S_t=15\text{cm}$

VI.2.8 :Délimitation de la zone nodale

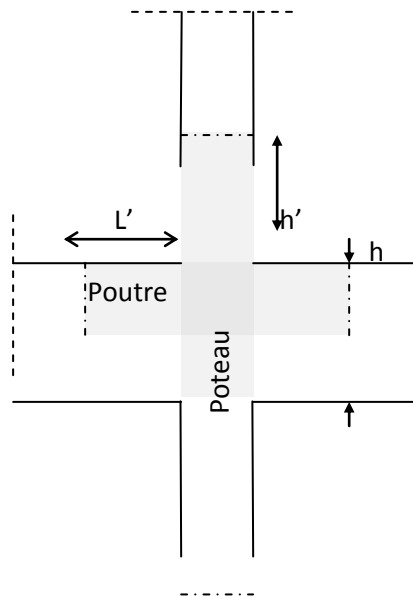
$$L'=2xh$$

$$h'=\max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura :

- $h' = 60\text{ cm}$
- $L' = 2 \times 40 = 80\text{ cm}$: poutre principales de (30x40):
- $L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm}$: poutre secondaire de (30x35):

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

VI.2.9 :Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI. 2.10 : Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul : $\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d}$.

Les résultats sont donnés dans les tableaux ci dessous

• **Poutre principale**

	M _s (K N.m)	A _{sad} optée	ρ ₁	β ₁	α ₁	K	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ̄ _s	obs.
Travée	43,32	6,15	0.569	0,887	0,339	29,64	156,3	7,00	15	348	vérifiée
Appui	62,73	8,01	0,741	0,875	0,375	25	284,19	10,51	15	348	vérifiée

Tableau.3: Vérification du ferrailage des poutres principale à l'ELS

• **Poutre secondaire**

	M _s (KNm)	A _{sad} optée	ρ ₁	β ₁	α ₁	K	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ̄ _s	obs.
--	--------------------------	---------------------------	----------------	----------------	----------------	---	-----------------	-----------------	------------------	-----------------	------

Travée	49,209	3,39	0,358	0,907	0,279	38,76	44,45	10,81	15	348	vérifiée
Appui	65,961	6,15	0,650	0,881	0,357	27,02	33,81	9,64	15	348	vérifiée

Tableau.4: Vérification du ferrailage des poutres Secondaire à l'ELS

VI.3.3Etat limite de déformation :

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

➤ Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Poutre principale, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tab}} = 0,000852 \text{ m}$$

$$f_{\text{tab}} = 0,852 \text{ mm} < f = 10 \text{ mm} \quad \text{CV}$$

$$\text{Poutre secondaire, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4050}{500} = 8,1 \text{ mm}$$

$$f_{\text{tab}} = 0,000146 \text{ m}$$

$$f_{\text{tab}} = 0,146 \text{ mm} < f = 8,1 \text{ mm} \quad \text{CV}$$

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la
Travées suivantes :

VI.2.11. Conclusion

- Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+2 HA12	3HA12+3HA14	Cadre+étrierT8	Cadre+étrierT8
Poutres secondaires	3HA14	3HA14+2HA12	Cadre+étrierT8	Cadre+étrierT8

Tableau.7 : Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.

VI.3 : des voiles :

VI. 3.1.Introduction :

Les voiles sont des éléments réalisés afin d'assurer deux fonctions principales. La première est une fonction porteuse telle qu'ils permettent la reprise d'une partie des charges verticales. La deuxième est une fonction de contreventement assurant ainsi, la stabilité des structures sous l'action des charges horizontales.

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme. Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

Armatures verticales, armatures horizontales et les Armatures transversales.

VI.3.2.Combinaison d'action :

Selon le BAEL 99

$$\left[\begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003 :

$$\left[\begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0.8G\pm E \end{array} \right.$$

VI.3.3.Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

Voile élancé : $\frac{h}{L} > 1.5$

Voile court : $\frac{h}{L} < 1.5$

VI.3.4.Recommandations du (RPA 99/ version2003) pour le ferrailage des voiles :**a) Armatures verticales (Article 7.7.4.1) [1]**

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b) Armatures horizontales (Article 7.7.4.2) [1] :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

. c) Règles communes (Article 7.7.4.3) [1] :

. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courante 0,10 %. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1.5a ; 30 \text{ cm}).$$

. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

.Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile

$$(\phi < e/10).$$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à : - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.4.5.Calcul des armatures :

a) Armatures verticales :

Méthode de calcul :

Les étapes à suivre pour le calcul des armatures verticales sont les suivantes:

1. Déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

Les contraintes maximales et minimales peuvent être déduites directement du logiciel « ETABS » (S22en [kN/m]) ou être calculées à l'aide des formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}; \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I}$$

. M : Moment dans le voile.

- . N : Effort normale dans le voile.
- . V' : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.
- . V : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue ($V = V' = L/2$).
- . B = L.e (section du béton).
- . I : Moment d'inertie du voile

2. Décomposer le diagramme obtenu en bandes de largeur « d »

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right).$$

Où :

- . h_e : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.
- . l' : Longueur de la zone comprimée.

Tel que :

Pour une S.E.C : $l' =$ longueur totale du voile.

Pour une S.E.T : $l' = 0$ m. Pour une S.P.C :

$$L' = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} L \text{ (Théorème de Thalès). } \sigma_{\min} \text{ est à prendre en valeur absolue.}$$

3. Déterminer les efforts normaux ultimes :

Les efforts normaux ultimes sont déterminés en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque bande. Par exemple :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e$$

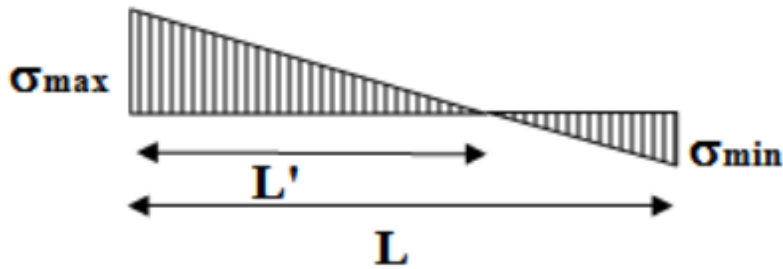
Où :

- . e : Épaisseur du voile.
- . σ_1 est déterminée à l'aide du théorème de Thalès

4. Calcul des sections d'armatures :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une :

Section partiellement comprimé SPC



b) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : $V=1,4 T$

T: effort tranchant calculé au niveau considéré.

c) Armatures horizontales : Selon l'article (A.8.2, 41 du BAEL 91/révisé 99) [2] :

$AH=1/3A_{vertical}$. Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés et 1/4 dans le cas contraire.

Selon l'article (7.7.4.3 du RPA 99version2003) [1] :

$$AH_{-min} = 0.15\% . L.e$$

Donc : $AH_{-calculée} = \max (AH_{-BAEL} ; AH_{-min-RPA})$.

d) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré (Art. 7.7.4.3 du RPA 99version 2003) [1].

D'où : $A_{tr} \text{ adoptée} = 4 \text{ épingles de HA8/m}^2$.

Section minimale des armatures verticales :

a) Section entièrement ou partiellement tendue :

Selon l'article (A.4.2, 1 du BAEL 91/révisé99) [2] (Condition de non fragilité) :

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL Art A4.2.1)}$$

$$A_{min} \geq A = 0.002B \quad \text{(RPA Art 7.7.4.1)}$$

Avec : $B = L.e$ (section du béton).

Remarque : $A_{min} = \max (A_{min-RPA} ; A_{min-BAEL})$

e) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

f) Dispositions constructives :

▪ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003) ; e = épaisseur du voile

$$S_t \leq \min (1.5e ; 30)\text{cm}$$

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 **15cm**.

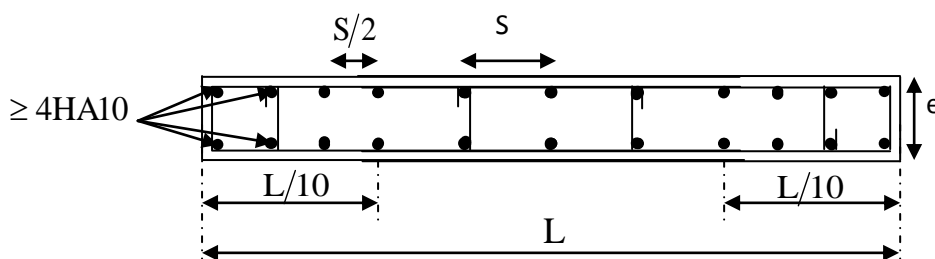
▪ **Longueur de recouvrement :**

- **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.

▪ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} \begin{cases} \frac{e}{10} = 20 \text{ mm.} \\ \frac{e}{10} = 25 \text{ mm Pour les voiles du rez-de-chaussée.} \end{cases}$$



VI.3.6.Vérifications:

a) Contraintes limites de cisaillement :

▪ D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \text{ Avec : } V= 1.4 T$$

▪D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{ej}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right\}$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile :

d : Hauteur utile $d=0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

T_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

b) Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa. Avec :}$$

N_s :G+Q Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section de l'acier.

Les sections d'armatures sont déterminées en fonction de la longueur des voiles de contreventement
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : 1SS1+2emme ssl+ RDC.
- **Zone II** : 1 ;2emme ; 3emme ;4 emme etage
- **Zone III** : 5éme, 6éme, 7éme étage.

*Exemples de calculs :

Ferrailage du voile longitudinal plein VT1 en Zones I :

Avec : $L = 2 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$; $B = 0,4\text{m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 6120.75\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -3807.39\text{KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|} \times L = \frac{6120.75}{6120.75 + 3807.39} \times 2 = 1,23 \text{ m}$$

$L_t = 1,23 \text{ m}$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 2 - 1,23 = 0,77 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} L_t \right) \quad \Rightarrow d \rightarrow 0.1$$

Calcul des armatures :

- **Ferrailage de la partie tendue :** Soit un tronçon $d = 0.1 \text{ m}$

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \sigma_1 = 4976,21 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \times d \times e = 81,61 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{670,84}{400 \times 10^{-1}} = 16,771 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales (Art 7.7.4.1 BAEL 91 Modifiée 99) [3] :**

$$\text{Max} \left(\frac{0,23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,002d \times e \right) = 2,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,47 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = \frac{1,1 \times 1,4 \times 202,188 \times 10}{400} = 7,78 \text{ cm}^2$$

a) **Sections d'armatures totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 16,77 + \frac{5,56}{4} = 18,16 \text{ cm}^2 / \text{ bande.}$$

➤ **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = 16,77 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$$

On adopte: $2 \times (6\text{HA}14) = \text{cm}^2$; avec $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min} (h) = \max \left(\frac{A_1}{4}; 0,0015 \times L \times e_p \right) = \max (3,4; 4,5) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Soit : $2 \times 7\text{HA}10 = 10,99 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur}$; avec $S_H = 25 \text{ cm}$

- **Armatures transversales (Art. 7.7.4.3, RPA99/ version 2003) [1]:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$St \leq \min(1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

1) Vérification des contraintes de cisaillement :

- Selon le RPA99/version 2003 :

$$\tau_b = \frac{V}{e.d'} = \frac{1.4 \times 144.42 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 1,209 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,209 \text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,209 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- D'après le BAEL 91/revisé99 :

$$\tau_u = \frac{T}{e.d} = \frac{202,188 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1300} = 0.699 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.699 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{403,49 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 16,77 \times 10^2} = 0,940 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,940 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VL5= VL6= VL7 = VL8=2m :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		3,57	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,4	0,4	0,4
	He		3,630	3,060	3,060
	h		3,17	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		144,420	102,560	64,690
	N _{ser} (kN)		403,49	256,36	109,55
	Vu (kN)		202,188	143,584	90,566
	σ _{max} (kN/m ²)		6120,750	3136,080	2567,060
	σ _{min} (kN/m ²)		3807,390	1612,410	1538,560
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,23	1,32	1,25
	Lc		0,77	0,68	0,75
	d		0,82	0,88	0,83
	σ ₁		2040,250	1045,360	855,687
	N ₁		670,84	368,21	285,35
armature s verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		16,77	9,21	7,13
	A _{vj} (cm ²)		5,56	3,95	2,49
	A'v1/bande/nappe		18,16	10,19	7,76
armature minimale s	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		3,29	3,52	3,33
	A'v1 adopté (cm ²)		18,46	13,56	6,78
Armatures horizontales pour armatures verticales	Ferrailage adopté				
	Choix de A (cm ²)		2*6HA14	2*6HA12	2*3HA12
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
	AH /nappe (cm2)		6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm2)		6,15	6,15	6,15
Armatures transversales	choix de la section		4HA14	4HA14	4HA14
	Espacement st(cm)		20	20	20
Véification des constructions	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
	τ _b = 5MPa		0,562	0,399	0,252
	3,26 Mpa		0,401	0,285	0,180
σ _{bc} = 15MPa		0,943	0,610	0,267	

- VT1=VT2 = VT3=VT4=3 :

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	3,57	3,06	3,06
	L (m)	3,00	3,00	3,00
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)	0,6	0,6	0,6
	He	3,630	3,060	3,060
	h	3,17	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)	71,180	71,180	82,500
	N _{ser} (kN)	488,27	332,20	140,26
	Vu (kN)	99,652	99,652	115,500
	σ _{max} (kN/m ²)	5716,420	3428,010	2292,920
	σ _{min} (kN/m ²)	2818,990	1819,360	2636,420
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00
	Lt	2,01	1,96	1,40
	Lc	0,99	1,04	1,60
	d	1,34	1,31	0,93
	σ ₁	1905,473	1142,670	764,307
	N ₁	1020,92	597,19	284,42
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	25,52	14,93	7,11
	A _{vj} (cm ²)	2,74	2,74	3,18
	A'v1/bande/nappe	26,21	15,61	7,90
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5,36	5,23	3,72
Armatur Ferrailage adopté pour les horizontales verticales	A'v1 adopté (cm ²)	28,13	15,38	9,04
	Choix de A (cm ²)	2*14HA16	2*10HA14	2*8HA12
	Stmax	30	30	30
	Espacement (cm)	15	15	15
	AH /nappe (cm ²)	9,00	9,00	9,00
	AH adopté (cm ²)	6,15	6,15	6,15
	choix de la section	6HA14	6HA14	6HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contraintes	$\bar{\sigma}_{bc} = 5MPa$	τ _b	0,185	0,214
	3,26 Mpa	τ _u	0,132	0,153
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	0,760	0,533

VOILES SALLE MACHINE

VT=1,7

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	
	hauteur etage (m)	3,57	3,06	3,06	
	L (m)	1,70	1,70	1,70	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,34	0,34	0,34	
	He	3,630	3,060	3,060	
	h	3,17	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)	122,870	91,720	52,000	
	N _{ser} (kN)	370,12	260,65	125,80	
	Vu (kN)	172,018	128,408	72,800	
	σ_{\max} (kN/m ²)	5823,610	3599,160	2105,780	
	σ_{\min} (kN/m ²)	3467,290	1699,800	1227,930	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	Lt	1,07	1,15	1,07	
	Lc	0,63	0,55	0,63	
	d	0,71	0,77	0,72	
	σ_1	1941,203	1199,720	701,927	
	N ₁	551,60	369,41	201,00	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	13,79	9,24	5,02	
	A _{vj} (cm ²)	4,73	3,53	2,00	
	A'v1/bande/nappe	14,97	10,12	5,53	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	2,84	3,08	2,86	
Armatures adoptées pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	32,15	18,08	12,56	
	Choix de A (cm ²)	2*8HA16	2*8HA12	2*8HA10	
	Stmax	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
	AH /nappe (cm ²)	8,04	5,10	5,10	
	AH adopté (cm ²)	18,46	18,46	18,46	
	choix de la section	6HA14	6HA14	6HA14	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\bar{\sigma}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,562	0,420	0,238
	3,26 Mpa	τ_u	0,402	0,300	0,170
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	0,953	0,710	0,351

VL=VOILES SALLE MACHINE
1,95m

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III	
	hpoutre(m)	0,40	0,40	0,40	
	hauteur etage (m)	3,57	3,06	3,06	
	L (m)	1,95	1,95	1,95	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,39	0,39	0,39	
	He	3,630	3,060	3,060	
	h	3,17	2,66	2,66	
Solicitation de calcul	T(kN)	85,200	81,680	52,000	
	N _{ser} (kN)	370,12	260,83	125,80	
	V _u (kN)	119,280	114,352	72,800	
	σ _{max} (kN/m ²)	5678,700	3042,390	1937,930	
	σ _{min} (kN/m ²)	2830,440	1091,090	1227,930	
	σ _s (kN/m ²)	400,00	400,00	400,00	
	L _t	1,30	1,44	1,19	
	L _c	0,65	0,51	0,76	
	d	0,87	0,96	0,80	
	σ ₁	1892,900	1014,130	645,977	
	N ₁	656,89	388,15	205,62	
	armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	16,42	9,70	5,14
A _{vj} (cm ²)		3,28	3,14	2,00	
A'v1/bande/nappe		17,24	10,49	5,64	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	3,47	3,83	3,18	
Armatures adoptées pour les armatures horizontales	A'v1 adopté (cm ²)	20,096	11,304	11,304	
	Choix de A (cm ²)	2*5HA16	2*5HA12	2*5HA12	
	Stmax	30	30	30	
	Espacement (cm)	15	15	15	
	AH /nappe (cm2)	5,85	0,00	5,85	
	AH adopté (cm2)	6,15	6,15	6,15	
	choix de la section	6HA12	6HA12	6HA12	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²			
Véfications de construction	$\bar{\sigma}_b = 5MPa$	τ _b	0,340	0,326	0,207
	3,26 Mpa	τ _u	0,243	0,233	0,148
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ _{bc}	0,881	0,641	0,309

VII.1. Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VII.2. Étude 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 à 1.5 m de profondeur.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.

- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.3.2. Semelles filantes :

VII.3.2.1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \frac{N_s}{BXL} \leq \sigma_{sol}$$

$$B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times l}$$

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.

Voiles	N _s	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
Vl ₁	288.59	1.5	0.96196667	1.44295
Vl ₂	295.6	1.5	0.98533333	1.478
Vl ₃	252.31	1.5	0.84103333	1.26155
Vl ₄	268.24	1.5	0.89413333	1.3412
Vl ₅	372.29	2	0.930725	1.86145
Vl ₆	701.44	2	1.7536	3.5072
Vl ₇	744.47	2	1.861175	3.72235
Vl ₈	384.28	2	0.9607	1.9214
Vl ₉	524.56	1.7	1.54282353	2.6228
Vl ₁₀	506.02	1.7	1.48829412	2.5301
			ΣS	21.689

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

Voiles	N _s	L(m)	B(m)	S=B.L
Vt ₁	575.22	3	0.9587	2.8761
Vt ₂	549.52	3	0.91586667	2.7476
Vt ₃	553.37	3	0.92228333	2.76685
Vt ₄	557.03	3	0.92838333	2.78515
Vt ₅	1082.12	1.95	2.77466	5.410587
			ΣS	16.586287

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

La surface totale des semelles filantes sous voiles St= 21.689+16.586 = **38.275 m²**.

VII.3.2.2. Semelles filantes sous poteaux :

a) hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

b) Étape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique transversal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Poteaux	N	M(kn/m)	e_i (m)	N. e_i (kn.m)
10	996.81	12.774	6.05	6030.7005
31	1543.26	2.714	1.25	1929.075
32	977.07	-10.723	-4.05	-3957.134
15	641.48	-2.263	-6.05	-3880.954
Total	4158.62	2.502		121.688

Tableau VI-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{121.688 + 2.502}{4158.62} = 0.0298 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.0298 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{12.1}{6} = 2.02 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{4158.62}{12.1} \left(1 - \frac{6.(0.0298)}{12.1} \right) = 338.61 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{4158.62}{12.1} \left(1 + \frac{6.(0.0298)}{12.1} \right) = 348.77 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{4158.62}{12.1} \left(1 + \frac{3.(0.0298)}{12.1} \right) = 346.23 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{346.23}{200} = 1.73 \text{ m.}$$

On prend $B = 1.80 \text{ m}$.

On aura donc, $S_p = (1.80 \times 12.1) = 21.78 \text{ m}^2$.

$$S_v = 38.275 \text{ m}^2.$$

$$S_t = (n \times S_p) + S_v = (8 \times 21.78) + 38.275 = 212.515 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est : $S_{bat} = 26.8 \times 12.1 = 324.28 \text{ m}^2$

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{212.515}{324.28} = 0.65$$

Remarque :

Puisque les semelles occupent plus de **50%** de la surface totale de bâtiment, on opte pour **Un radier général** comme fondation de notre bâtiment.

VII-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Grande rigidité en son plan horizontal.
- Bonne répartition des charges.
- Éviter les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

VII-4-1 Pré dimensionnement du radier :**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}; h : \text{épaisseur du radier.}$$

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\max} = 5\text{m} \rightarrow 62.5\text{cm} \leq h \leq 100\text{cm} \rightarrow$ On prend : $h_r = 95$ cm.

c) Condition de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700\sqrt{f_{c28}} = 10818,86$ MPa.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'ou: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 5\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 1.04 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour

$h_r = 110\text{cm}$

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d > \frac{500}{20} = 0,25\text{m} \text{ Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm Soit } h_n = 100 \text{ cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } \mathbf{b_n = 55 \text{ cm.}}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{500}{50} \leq h_t \leq \frac{500}{40} \rightarrow 10 \text{ cm} \leq h_t \leq 12,5 \text{ cm} \text{ soit } \mathbf{h_t = 12 \text{ cm.}}$$

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $\mathbf{h_d = 40 \text{ cm.}}$
- La nervure : $\mathbf{h_n = 100 \text{ cm.}}$
- Largeur de la nervure: $\mathbf{b_n = 55 \text{ cm.}}$
- La dalle flottante : $\mathbf{h_t = 12 \text{ cm.}}$

VII-4-2 détermination des sollicitations :

Charge du bâtiment $G_{\text{bat}} = 36438,97 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}} = 6456,36 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU: $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 58877,15 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 42895,33 \text{ KN.}$

VII-4-3 Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{58877,15}{1,33 \cdot 200} = 221,34 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{42895,33}{200} = 214,48 \text{ m}^2$$

D'où: $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 324,28 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 221,34 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Étant donné que la surface du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{110}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 55 \text{ cm.}$$

On prend: $L_{déb} = 55\text{cm}$.

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$$

Sachant que $S_{déb} = (l_x + l_y) \times 2 \times l_{déb} = (26.8 + 12.1) \times 2 \times 0.55 = 42.79\text{m}^2$.

$$S_{radier} = 324.28 + 42.79 = 368.28\text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{radier} = 367.07\text{m}^2$.

VII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$G_{rad} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 367.07 \times 0.4 \times 25 = 3670.7\text{ KN}$$

- **Poids des nervures**

$$\text{Poids des nervures} = \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$= 0.55 \times (1 - 0.4) \times (26.8 \times 4 + 12.10 \times 8) \times 25 = 1683\text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

Sachant que : $S_{ner} = b \times l_x \times n + b \times l_y \times m = 0.55 \times 26.8 \times 4 + 0.55 \times 12.1 \times 8 = 112.2\text{ m}^2$

$$P_{TVO} = (367.07 - 112.2) \times (1 - 0.4) \times 25 = 2599.674\text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante**

$$\text{Poids de la dalle flottante} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 367.07 \times 0.110 \times 25 = 1009.44\text{ KN}$$

$$G_{rad} = 3682.8 + 1683 + 3841.2 + 1012.77 = 8962.814\text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 8962.814 + 36438.97 = 45401.78\text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 6456.36 + (4 \times 367.07) = 7924.64\text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime : $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 73179.36\text{ KN}$

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 53326.42\text{ KN}$

VII-4-5 Vérification :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm}; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{74883,519 \times 1}{368,28} \cdot \frac{5}{2} = 508,33 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{508,33 \times 10^{-3}}{1 \cdot 0,36} = 1,41 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

a) **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{26,8}{2} = 13,4 \text{ m}; Y_G = \frac{12,1}{2} = 6,05 \text{ m.}$$

b) **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 3956,49 \text{ m}^4; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 19409,24 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Tel que V c'est la distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

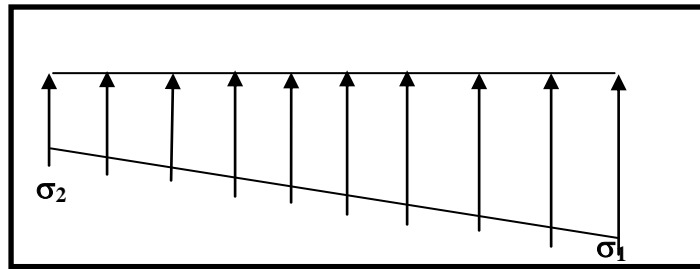


Figure VII.1 : Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u=73179.36$ KN; $N_s=53326.42$ KN

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$M_x = 51436.187 + (2385.22 \times 1) = 53821.407$ KN.m

$M_y = 57529.299 + (2647.23 \times 1) = 60176.529$ kN.

➤ **Sens longitudinal:**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{73179.36}{367.07} + \frac{53821.407}{19409.24} \times 13.4 = 236.52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{73179.36}{367.07} - \frac{53821.407}{19409.24} \times 13.4 = 162.20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 240.49 + 166.17}{4} = 217.94 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_m < 1,33\sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{53326.42}{367.07} + \frac{53821.407}{19409.24} \times 13.4 = 182.43 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{53326.42}{367.07} - \frac{53821.407}{19409.29} \times 13.4 = 108.12 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_m = \frac{3 \times 185.38 + 111.07}{4} = 163.85 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Sens transversal**

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{73179.36}{367.7} + \frac{60176.529}{3956.49} \times 6.05 = 291.37 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{73179.36}{367.07} - \frac{60176.529}{3956.49} \times 6.05 = 107.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 295.35 + 111.31}{4} = 245.36 \text{ KN/m}^2 & ; \quad 1,33\sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \end{cases}$$

 **Condition vérifiée.**

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{54588.22}{367.07} + \frac{60176.529}{3956.49} \times 6.05 = 237.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{54588.22}{367.07} - \frac{60176.529}{3956.49} \times 6.05 = 53.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} \sigma_m = \frac{3 \times 240.24 + 56.21}{4} = 191.28 \text{ KN/m}^2 & ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m < \sigma_{sol} \end{cases}$$

 **Condition vérifiée.**
• **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ;**F_s** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$;**γ_w** : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) ;**Z** : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.10 \text{ m}$) ;

$$P = 46658.74 \text{ KN.}$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 * 368.28 * 10 * 1.10 = 6076.62 \text{ KN.}$$

$P = 28716.89 \text{ KN} \gg 6076.62 \text{ KN}$  Pas de risque de soulèvement de la structure.

- **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

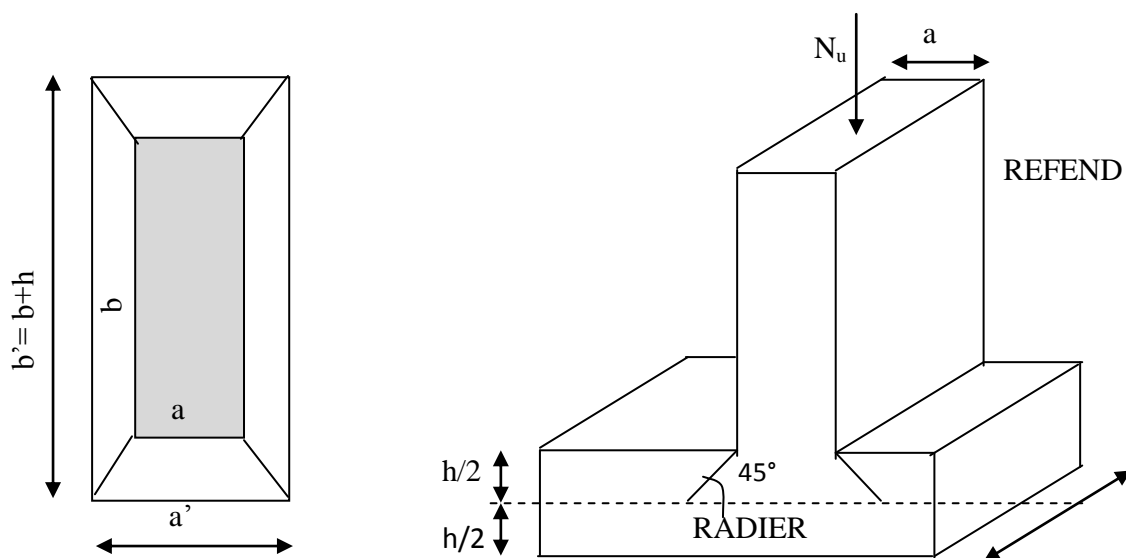


Figure VII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

VII-4-6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires.

Panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ le panneau travaille suivant la petite portée.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ le panneau travaille suivant les deux directions.

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$.

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$.

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} ; \quad L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs pour le panneau le plus sollicité.

• **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4.05 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.05}{5} = 0,81$$

$0,4 < \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux directions.

Pour le calcul du ferrailage, soustrait de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(245.36 - \frac{8962.814}{367.07} \right) \times 1 \text{ m} = 220.94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(191.28 - \frac{8962.814}{367.07} \right) \times 1 \text{ m} = 166.86 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul à l'ELU :**

➤ Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0,81 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0553 \\ \mu_y = 0,613 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0553 \times 220.94 \times 4.05^2 = 200.4 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,613 \times 201 = 122.84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$.
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$.

a) Ferraillage aux appuis :

Moments en appuis à L'ELU : $M_{a-x} = 200.4 \times 0,5 = 100.2 \text{KN.m}$.

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{100.2 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,054 < 0,392 \quad \text{SSA}$$

➡ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,054 \quad \beta_u = 0.972$$

$$A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{100.2 \times 10^3}{0.972 \times 36 \times 348} = 8.22 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{app} = 8.26 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **7HA14/ml = 10.77 cm²/ml**

Avec : **St = 15 cm**

b) Ferraillage en travée :

➤ **Sens xx**

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-x} = 200.4 \times 0,75 = 150.3 \text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{150.3 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,082 \quad \beta_u = 0,957$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{150.3 \times 10^3}{0,957 \times 36 \times 348} = 12.53 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 12.53 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **7HA16/ml = 14.07 cm²/ml**

Avec : **St = 15 cm**

➤ **Sens yy**

Moments en travée à L'ELU : $M_{t-y} = 122.84 \times 0,75 = 92.13 \text{KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{92.13 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,05 < 0,392 \quad \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,05 \quad \beta_u = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{92.41 \times 10^3}{0.974 \times 36 \times 348} = 7.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 7.55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit: } 7\text{HA}14\text{ml} = 10.77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

VI-4-7 Vérification à l'E.L.U :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta \cdot b \cdot h \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) = \frac{0,0008 \times 100 \times 50 \times (3 - 0.81)}{2} = 4,38 \text{ cm}^2$$

		A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Appuis		10.77	4.38	Condition Vérifiée
Travée	x-x	14.07	4,38	Condition Vérifiée
	y-y	10.77		Condition Vérifiée

Tableau VII.4 : vérification de la section minimale

Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42) :

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans les sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII-4-8 Calcul et vérification à l'E.L.S :

Evaluation des moments M_x, M_y

$$\rho = 0.81 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,723 \end{cases}$$

On aura donc :

$$\begin{cases} M_x = 0,0621 \times 166.86 \times 4.05^2 = 169.96 \text{KN.m} \\ M_y = 0,723 \times 169.96 = 122.6 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Aux appuis**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 169.96 \times 0,5 = 84.98 \text{KN.m}$.

- **En travée**

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 169.96 \times 0,75 = 127.18 \text{KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 122.6 \times 0,75 = 91.95 \text{KN.m}$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- **Aux appuis :** $A_s = 10.77 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 36} = 0,299 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,914 \\ K_1 = 43.14 \longrightarrow K = 0.023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{84.98 \times 10^3}{0,914 \times 36 \times 10.77} = 239.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5.54 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

- **Dans le sens xx :** $A_s = 14.07 \text{ cm}^2$ (section adoptée).

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 14.07}{100 \times 36} = 0,39 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,903 \\ K_1 = 36.815 \longrightarrow K = 0.027 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{127.18 \times 10^3}{0,903 \times 36 \times 14.07} = 278.06 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 7.55 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens yy :** $A_s = 10.77 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 36} = 0,299 \longrightarrow \begin{cases} \beta = 0,914 \\ K_1 = 43.14 \longrightarrow K = 0.023 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{91.95 \times 10^3}{0,936 \times 36 \times 10.77} = 246.27 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 5.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

VII-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

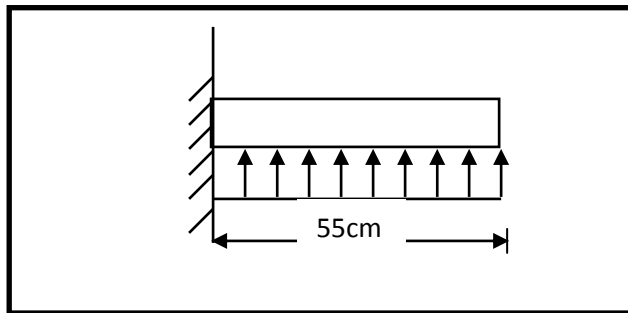


Figure VII.3 : Schéma statique du débord.

a) Sollicitations de calcul :

A l'ELU :

$$q_u = 220.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{220.94 \times 0,55^2}{2} = -33.517 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = 166.86 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{166.86 \times 0,55^2}{2} = -25.18 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des armatures :

- Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 36 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{33.51 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14,2} = 0.018 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0.991$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{33.51 \times 1000}{0,991 \times 36 \times 348} = 2.699 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.699 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VII-5-1 Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 36 \times 2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

- **Armatures de répartition :**

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

Soit : $A_r = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **30cm**

VII-5-2 Vérification à l'ELS :

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 36} = 0,125$$

$$\rho_1 = 0,125 \quad \beta_1 = 0,941 \quad K_1 = 70,48$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0141$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{25,18 \times 10^6}{0,941 \times 360 \times 4,52 \times 10^2} = 164,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,0141 \times 164,45 = 2,32 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 164,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 378 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII-6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) **Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

• **Charge trapézoïdale :**

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

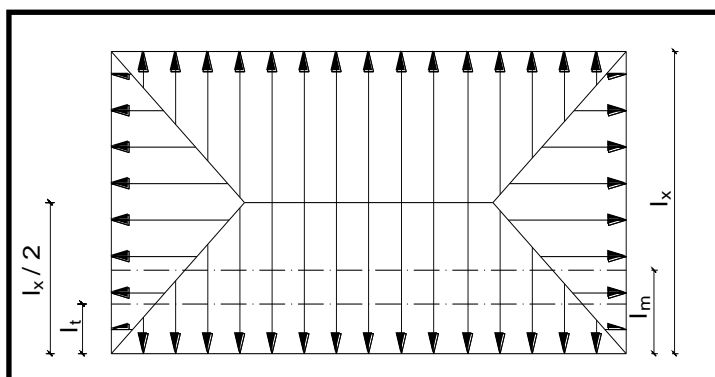


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale

• Le Chargement simplifié

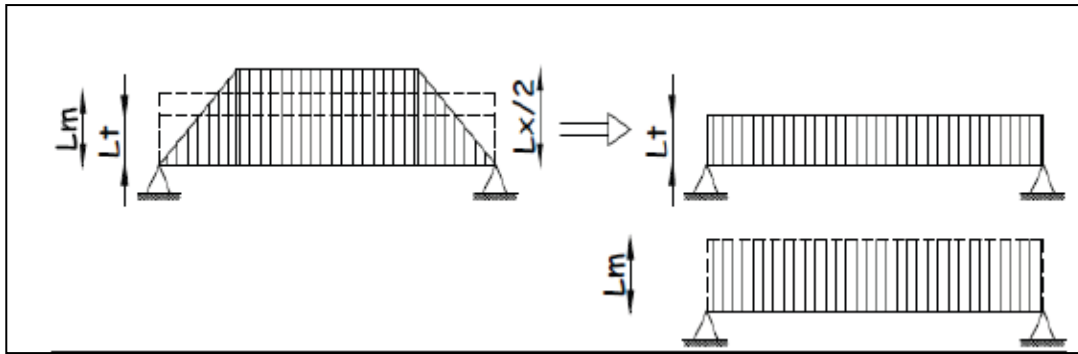


Figure VII.5 : Présentation du chargement simplifié.

• Charge triangulaire :

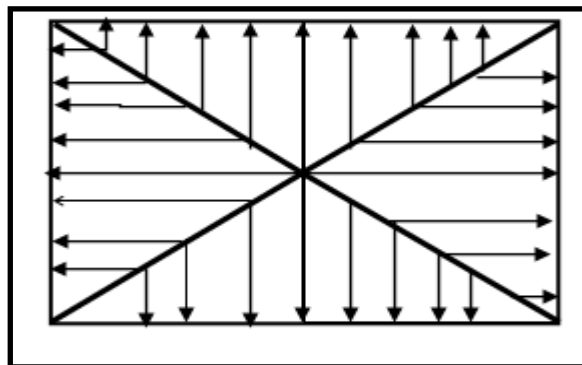


Figure VII.6: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $l_m = 0.39 \times l_x = 1.58$

Effort tranchant : $l_t = 0.336 \times l_x = 1.68$

b) Charges à considérer :

$$\begin{array}{l}
 \rightarrow Q_{um} = q_u \times l_m \\
 \rightarrow Q_{sm} = q_s \times l_m \\
 \rightarrow Q_{ut} = q_u \times l_t \\
 \rightarrow Q_{st} = q_s \times l_t
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} Q_m \\ \\ Q_t \end{array}$$

c) Détermination des charges :

$$S_{\text{net}} = (L_x \cdot n + L_y \cdot n) b_n = (26.8 \times 8) + (12.1 \times 4) \times 0.55 = 144.54$$

L'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right)$$

$$q_u = \left(245.36 - \frac{8962.814}{367.07} \right) = 220.94$$

KN/m²

L'ELS:
$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right)$$

$$q_s = \left(191.28 - \frac{8962.814}{367.07} \right) = 166.86 \text{ KN/m}$$

Sens longitudinale

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3.8	5	0,79	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43	654.86616	247.29	494.57304	282.1	564.19238	213.047	426.0937
	2	3.8	5	0,76	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43		247.29		282.1		213.047	
b-c	1	3.8	5	0.79	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43	654.86616	247.29	494.57304	282.1	564.19238	213.047	426.0937
	2	3.8	5	0.76	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43		247.29		282.1		213.047	
C-D	1	4.1	5	0,84	trapezoidale	1.58	1.36	221	166.86	348.97	697.94946	263.56	527.11074	300.66	601.3103	227.063	454.12618
	2	4.1	5	0,81	trapezoidale	1.58	1.36	221	166.86	348.97		263.56		300.66		227.063	
E-F	1	3.2	5	0,67	trapezoidale	1.25	1.08	221	166.86	275.73	551.46624	208.24	416.48256	237.55	475.10938	179.408	358.81574
	2	3.2	5	0,64	trapezoidale	1.25	1.08	221	166.86	275.73		208.24		237.55		179.408	
G-H	1	4.1	5	0,84	trapezoidale	1.58	1.36	221	166.86	348.97	697.94946	263.56	527.11074	300.66	601.3103	227.063	454.12618
	2	4.1	5	0,81	trapezoidale	1.58	1.36	221	166.86	348.97		263.56		300.66		227.063	
I-J	1	3.8	5	0,79	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43	654.86616	247.29	494.57304	282.1	564.19238	213.047	426.0937
	2	3.8	5	0,76	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43		247.29		282.1		213.047	
K-L	1	3.8	5	0.79	trapezoidale	1.48	1.28	221	166.86	327.43	583.72348	247.29	440.84412	282.1	564.19238	213.047	426.0937
	2	3.8	5	0,76	trapezoidale	1.16	1.28	221	166.86	256.29		193.56		282.1		213.047	

Tableau VII.5 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale).

Sens transversal :

										Moment fléchissant			Effort tranchant				
travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	Qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	2	3.8	0.53	trapézoïdale	0.78	0.672	221	166.86	172.333	344.6664	130.151	260.3016	148.472	296.94336	112.1299	224.25984
	2	2	4.1	0.49	trapézoïdale	0.78	0.672	221	166.86	172.333		130.151		148.472		112.1299	
b-c	1	3.8	5	0.76	trapézoïdale	1.482	1.277	221	166.86	327.433	654.86616	247.287	494.57304	282.096	564.192384	213.0468	426.093696
	2	3.8	4.8	0.79	trapézoïdale	1.482	1.277	221	166.86	327.433		247.287		282.096		213.0468	
c-d	1	4.05	5	0.81	trapézoïdale	1.58	1.361	221	166.86	348.975	697.94946	263.555	527.11074	300.655	601.310304	227.0631	454.126176
	2	4.05	4.8	0.84	trapézoïdale	1.58	1.361	221	166.86	348.975		263.555		300.655		227.0631	

Tableau VII.6 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

- Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :
- Sens longitudinale :

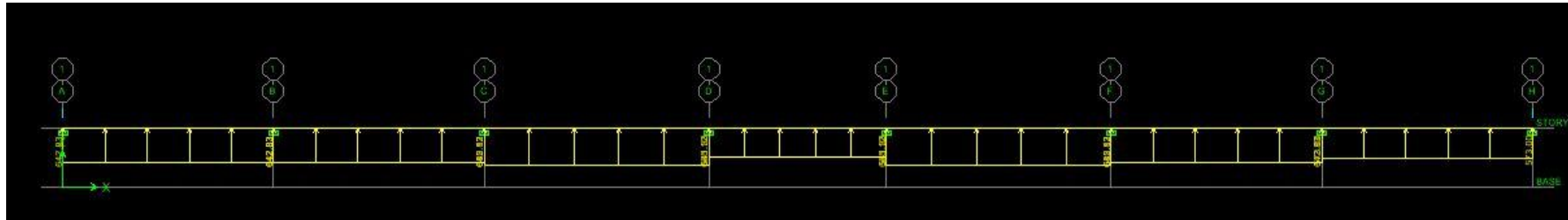


Figure VII.7: Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant).

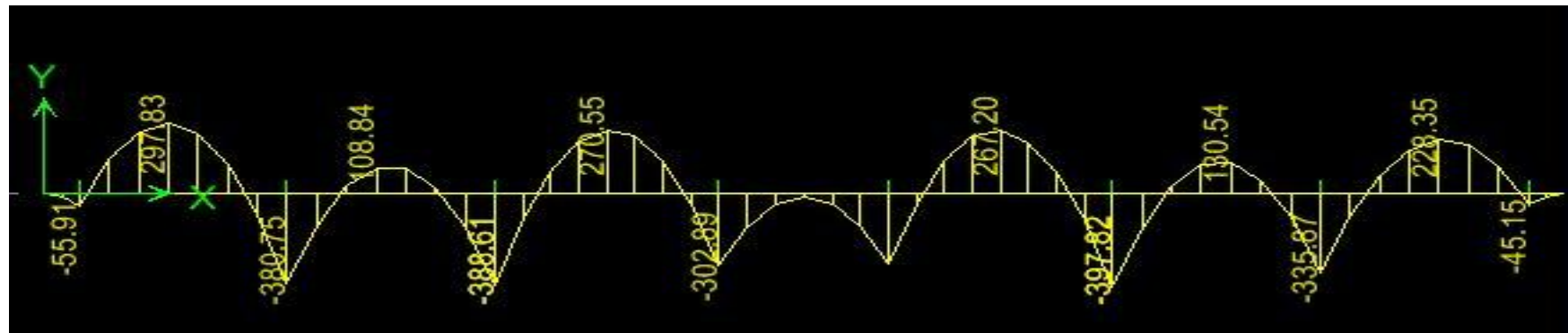


Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens xx).

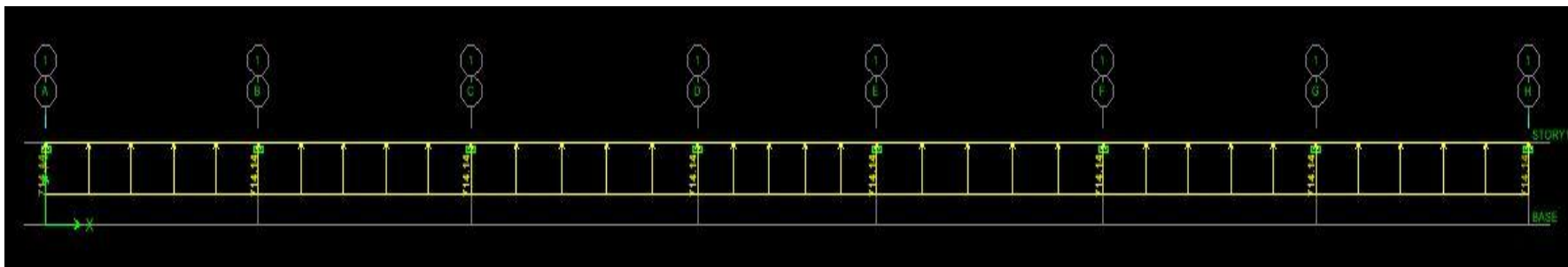


Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

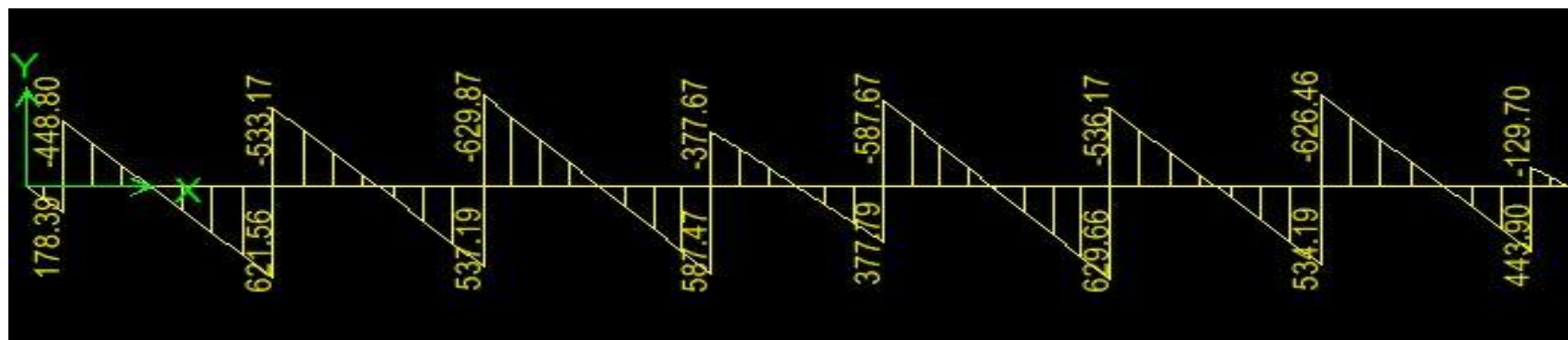


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens xx).

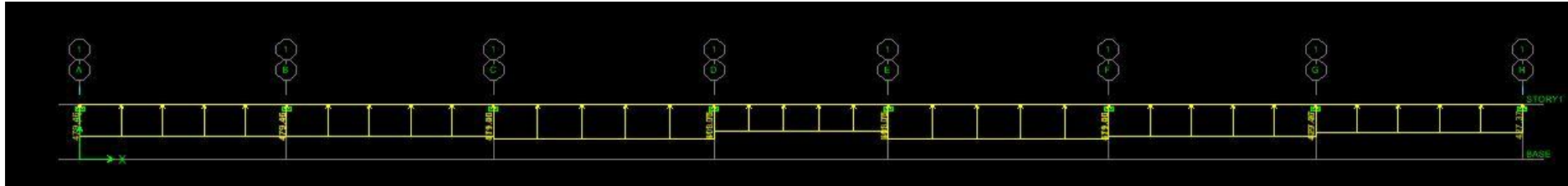


Figure VII.11 : Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisée pour le calcul des efforts tranchants) (sens xx).

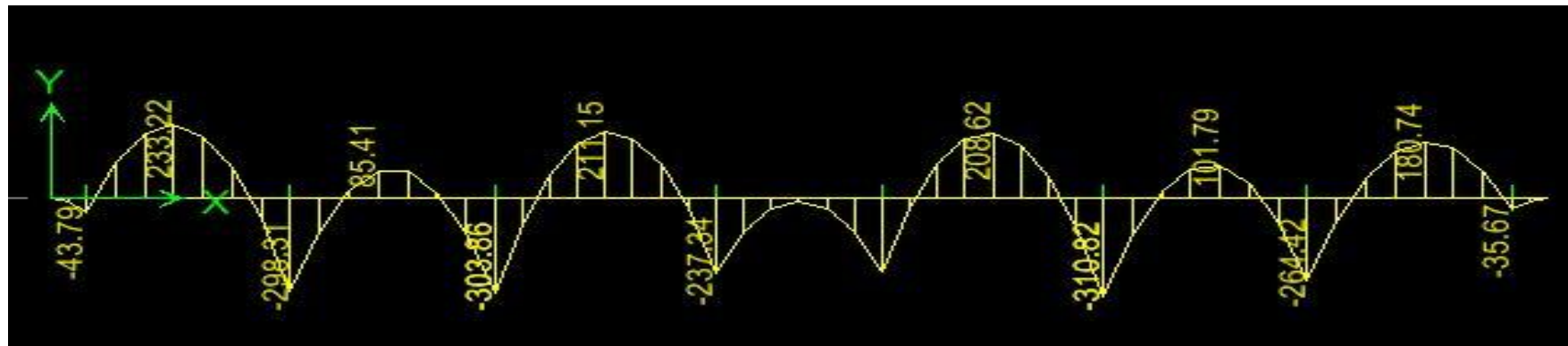


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

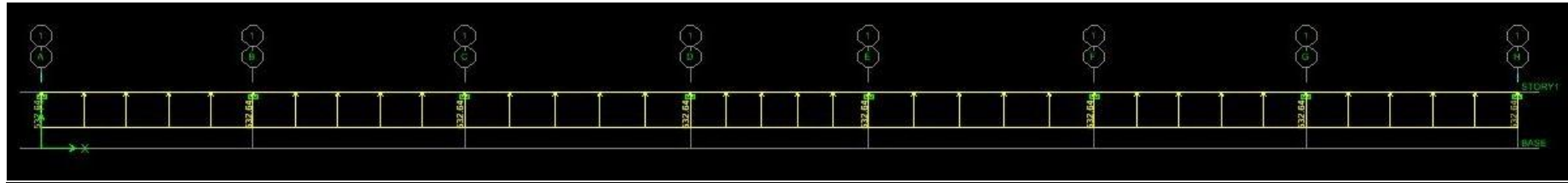


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens xx).

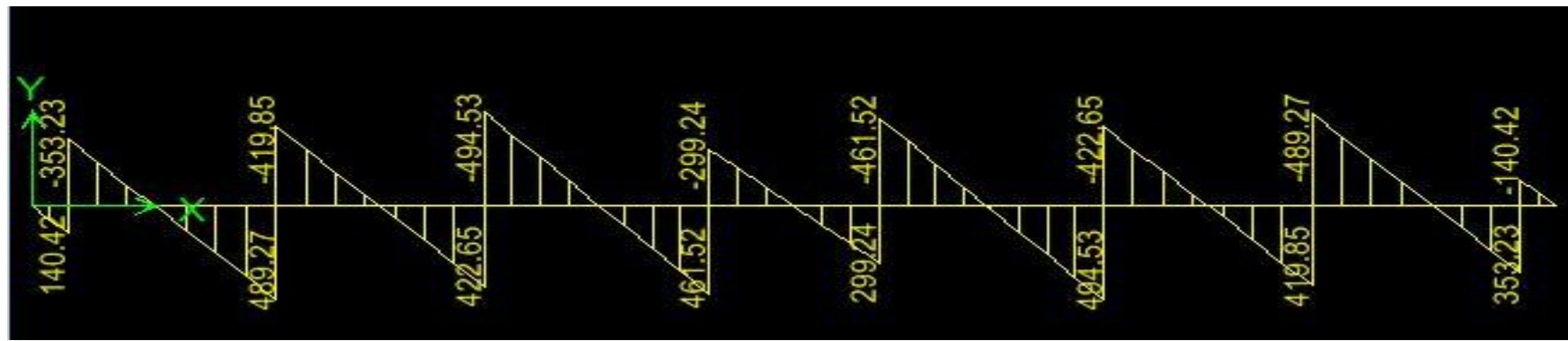


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens xx).

- Sens transversale :

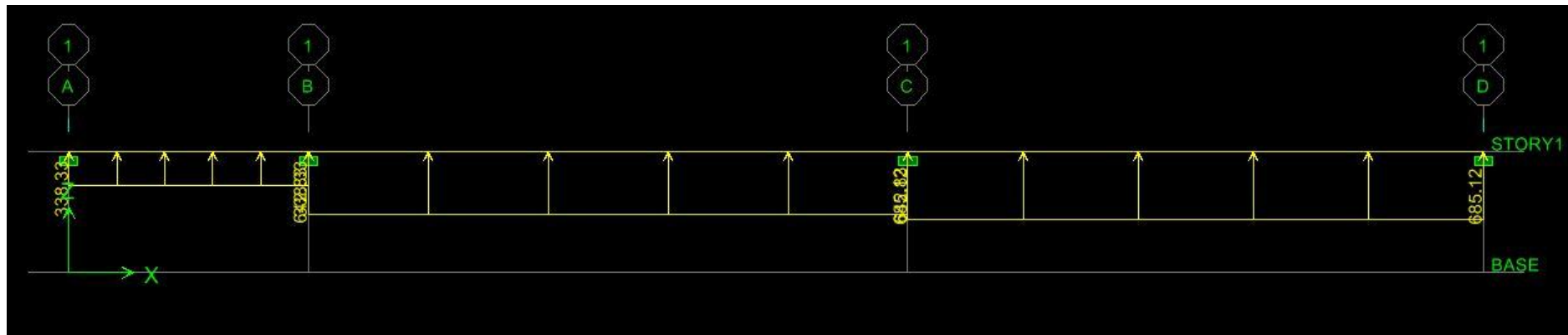


Figure VII.15 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy)

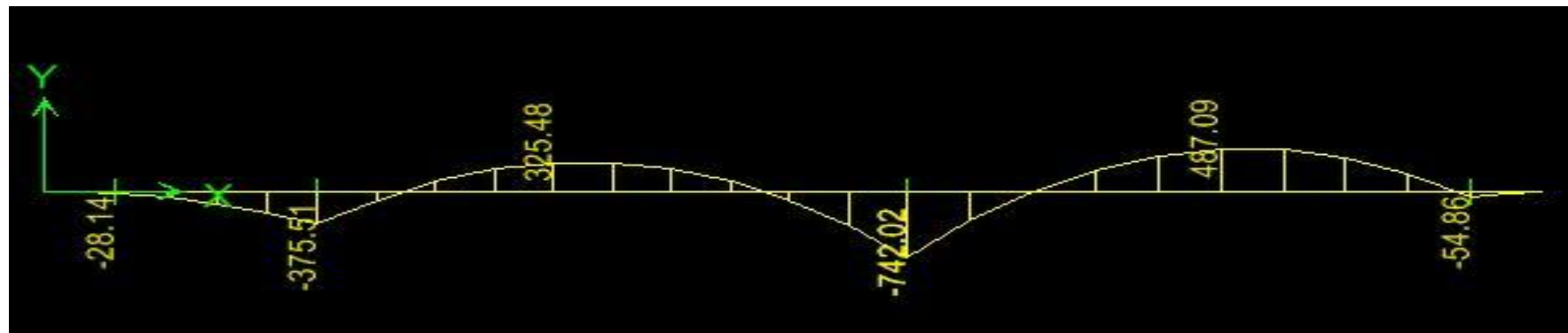


Figure VII.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens yy).

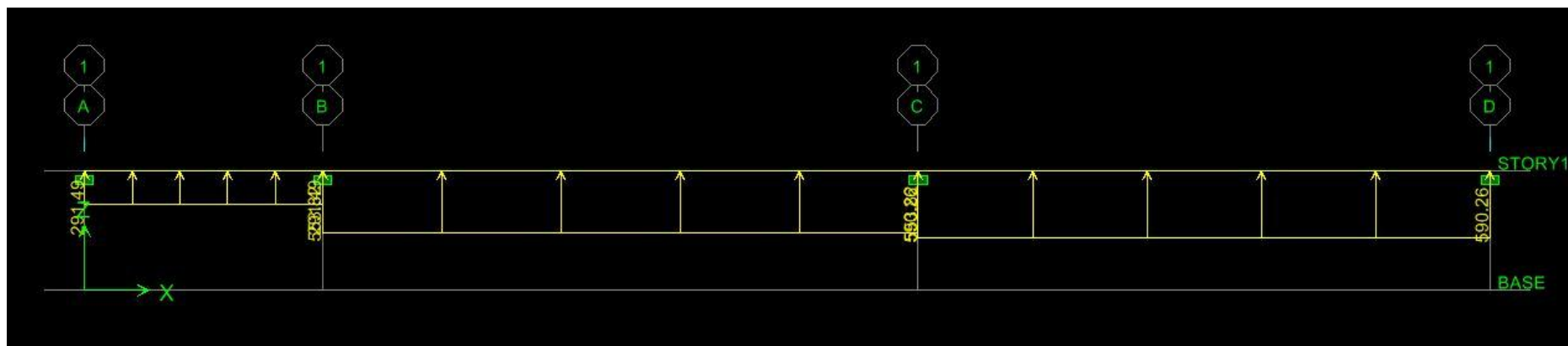


Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure à l'ELU (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

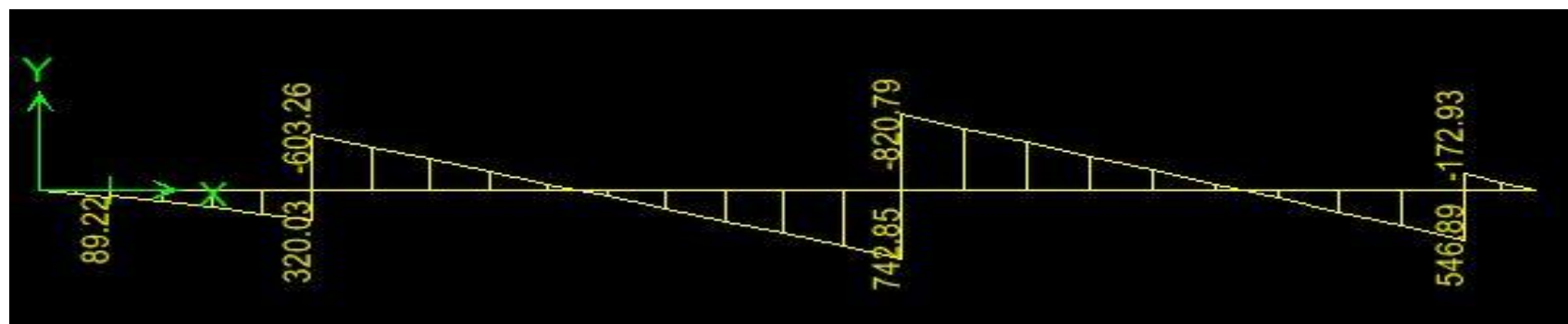


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens yy).

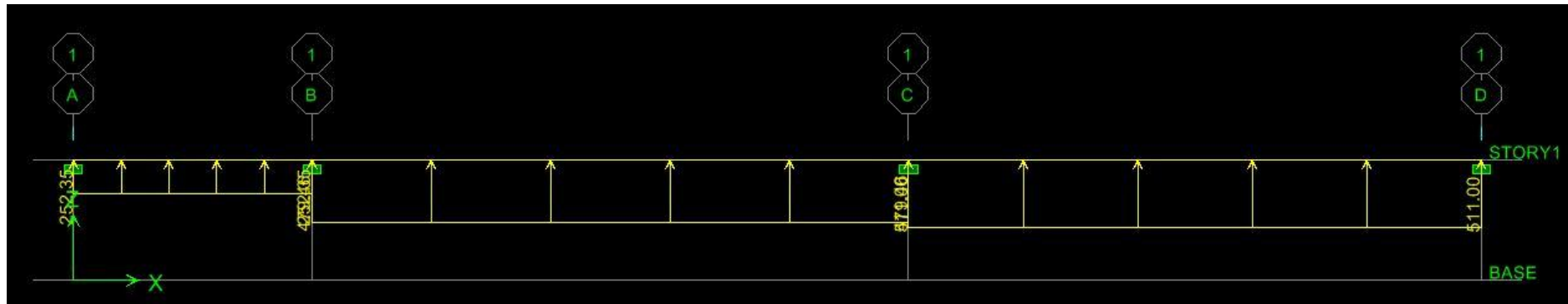


Figure VII.19: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des moments fléchissant) (sens yy).

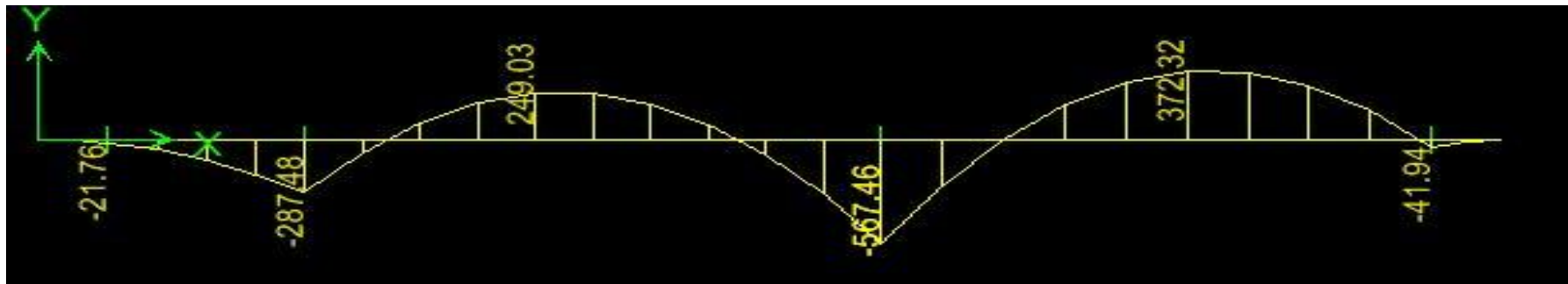


Figure VII.20: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens yy).

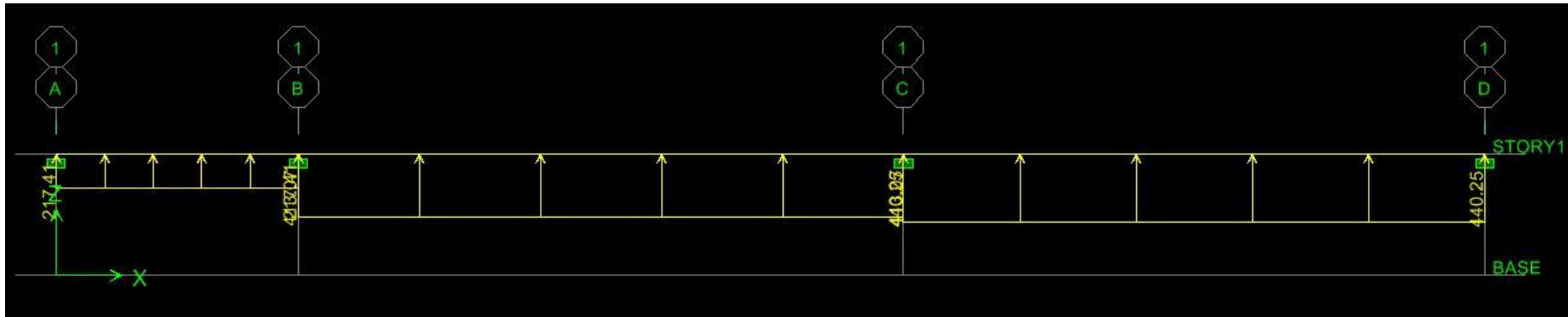


Figure VII.21: Schéma statique de la nervure à l'ELS (utilisé pour le calcul des efforts tranchants) (sens yy).

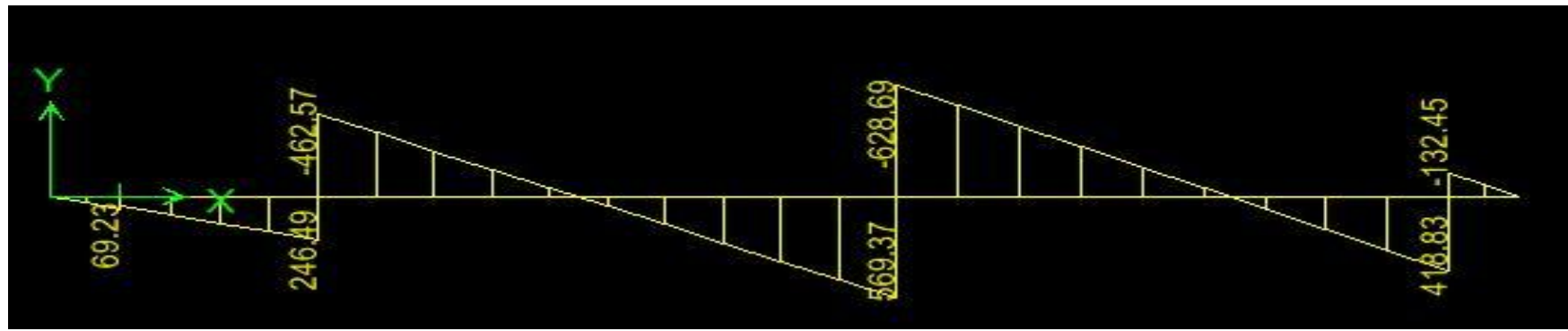


Figure VII.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens y)

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	397.62	310.82	742.02	579.46
M_{tmax} (KN.m)	297.83	233.22	487.09	372.32
T_{max} (KN)	629.87	494.85	820.79	628.69

Tableau VII.7 : Les efforts internes dans les nervures.

d) Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales** : $b=55$ cm $d=96$ cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
xx	Appuis	397.62	0.053	0.972	SSA	12.24	4HA14 filante+ 4HA14chap = 12.31
	Travée	297.62	0.039	0.951	SSA	9.36	4HA14 filante+ 4HA14chap = 12.31
yy	Appuis	742.02	0.098	0.948	SSA	23.43	4HA20 filante + 4HA20chap = 25.13
	travée	487.09	0.064	0.967	SSA	15.08	4HA20 filante + 4HA14chap = 16.09

Tableau VII.8 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

- **Espacement des armatures :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 24\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50\text{ m} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

d) **Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 96 \times \frac{2,1}{400} = 6,38 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 12,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,38 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,38 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal : $T_u^{\max} = 629,87 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{629,87 \times 10^3}{550 \times 960} = 1,19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal : $T_u^{\max} = 820,79 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{820,79 \times 10^3}{550 \times 960} = 1,55 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) **Vérification à l'ELS :**

$$1. \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$2. \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

$$3. \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M_s	$A_{(ELU)}$	ρ	K_1	β_1	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
x-x	Appuis	310.82	12.31	0.233	49.10	0.922	5.8	15	vérifié
	Travée	233.22	12.31	0.233	49.10	0.922	4.35	15	vérifié
y-y	Appuis	579.46	25.13	0.4759	32.62	0.895	8.22	15	vérifié
	Travée	372.32	16.09	0.3047	42.47	0.913	6.21	15	vérifié

Tableau VII.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

CONCLUSION

L'étude de ce présent ouvrage m'a permis l'application des différentes méthodes de calcul de bâtiment étudié durant ma formation d'ingénieur en génie civil, en ce basant sur les règlements du BAEL 91 (modf 99) et les exigences du RPA99 (modf 2003).

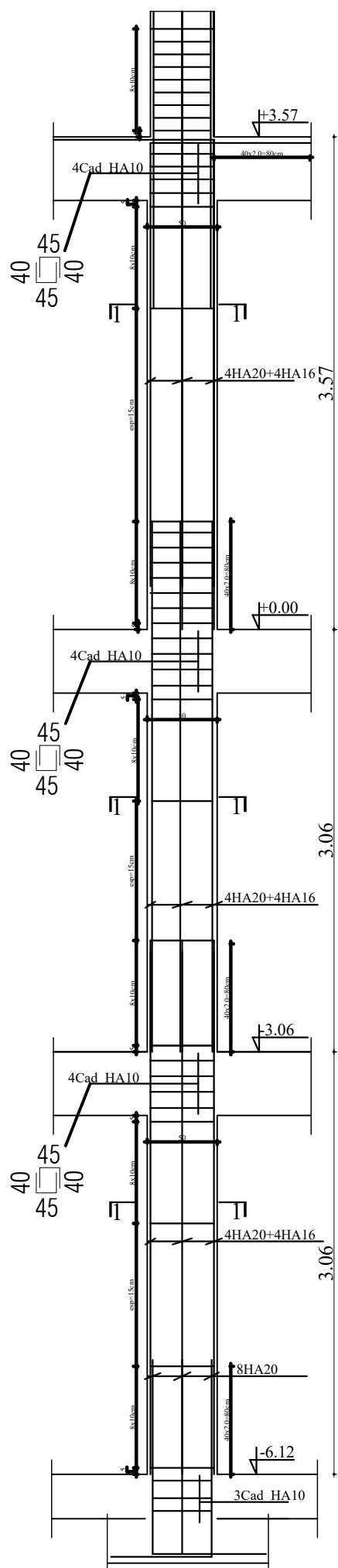
A la fin de cette étude on a donnée les plans de ferrailage des différents éléments de la structure, qui résument les résultats des calculs effectuées.

BIBLIOGRAPHIE

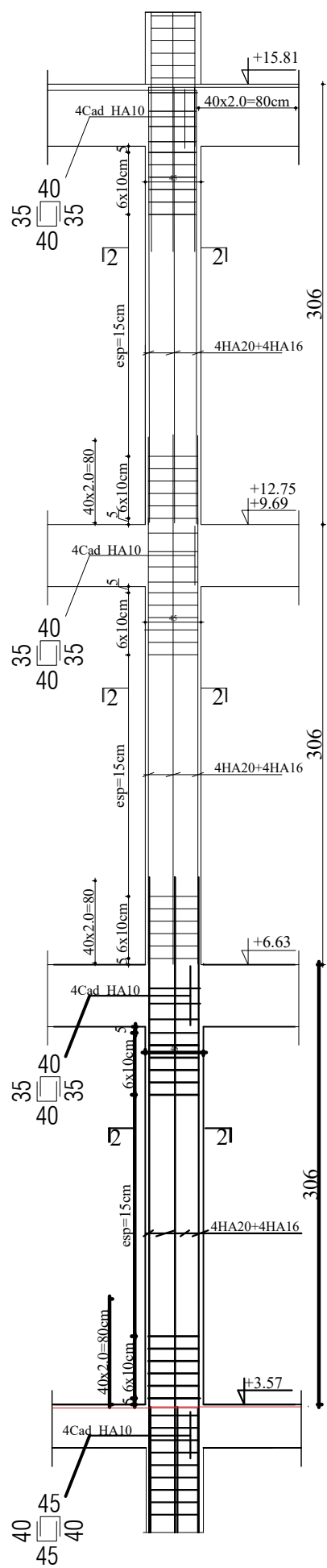
- *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction
En béton armé suivant la méthode des états limites.*
 - *Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigés.
Jean perchât, jean roux*
 - *Règles parasismiques algérienne (RPA 99 version 2003).*
 - *Dtr b-c 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.*
- *Dtr b.c 2-41 règles de conception et calcul des structures en béton armé cba.93.*
 - *Cours et TD des années de spécialité*
 - *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*

POTEAUX

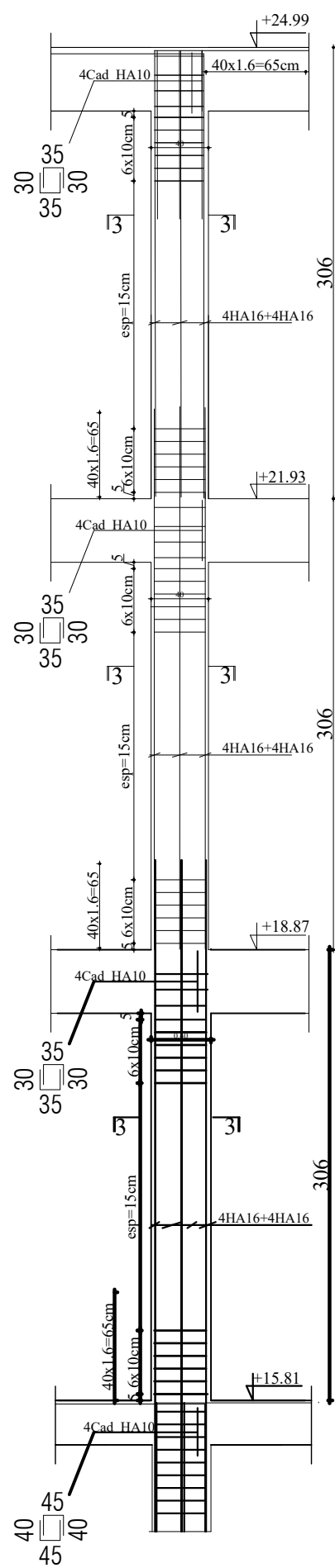
POTEAU 50*45



POTEAU 45*40

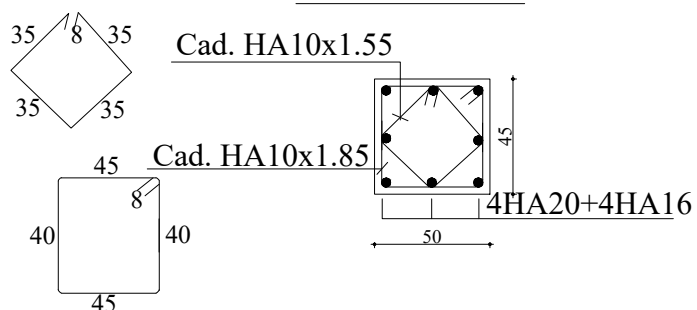


POTEAU 40*35



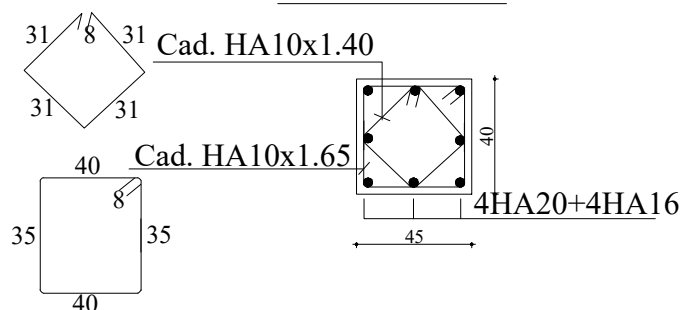
COUPE 1-1

1--1



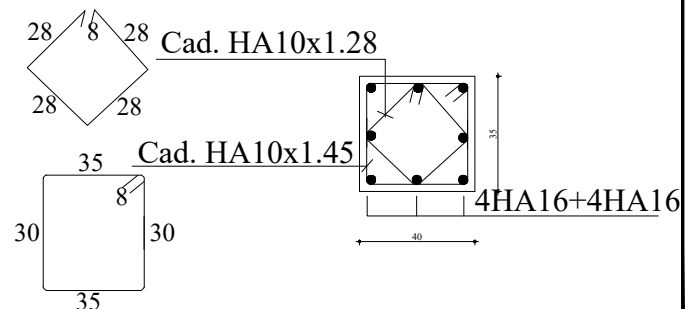
COUPE 2-2

2--2



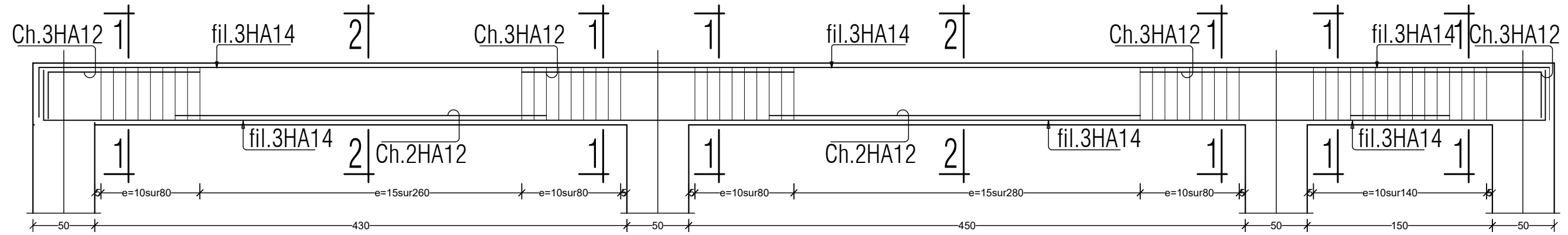
COUPE 3-3

3--3



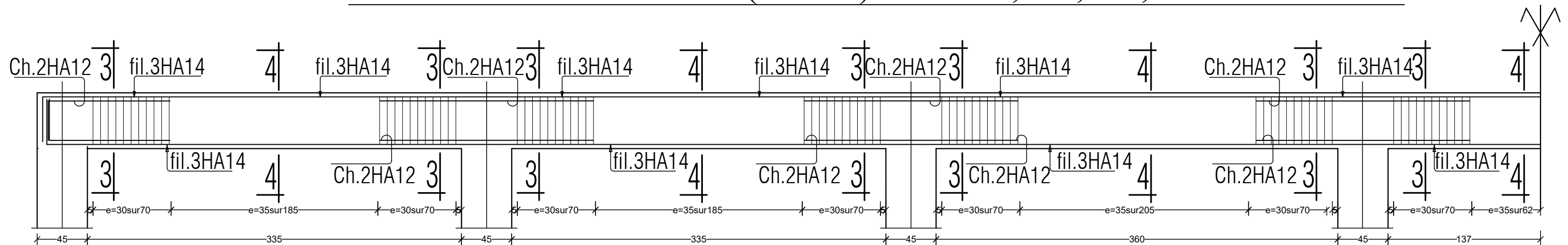
EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30*40).

POUTRE PRINCIPALE (30*40) Fils: *A*,*B*,*C*.....*H*.NIV:+0.00m

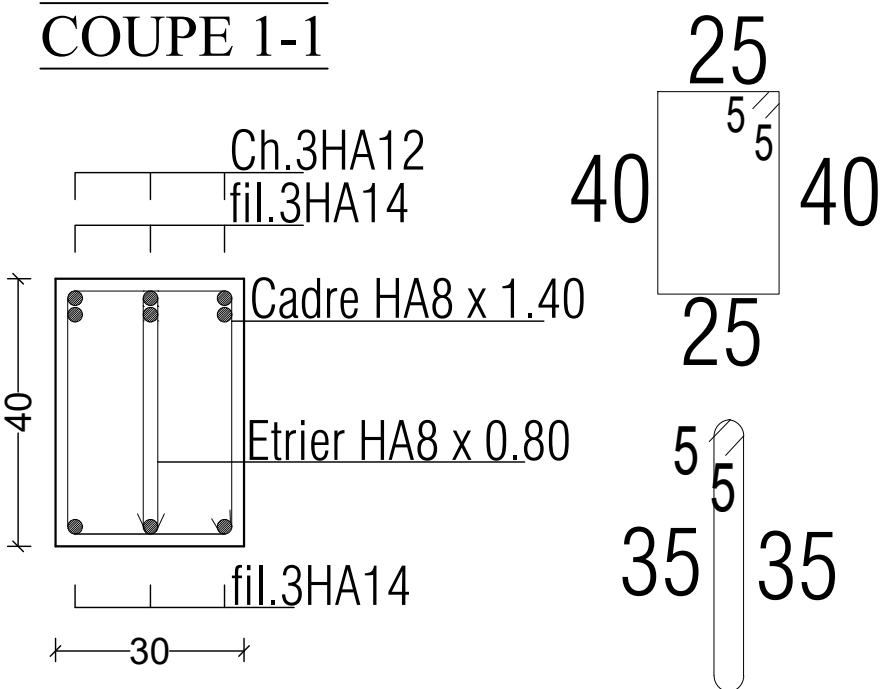


EXEMPLE DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30*35).

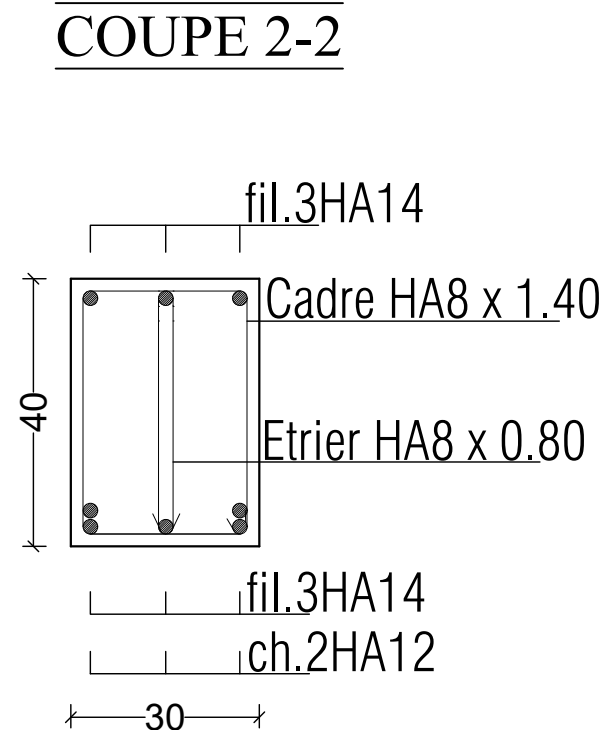
POUTRE SECONDAIRE (30*35) Fils: *1*,*2*,*3*,*4*.NIV:+0.00m



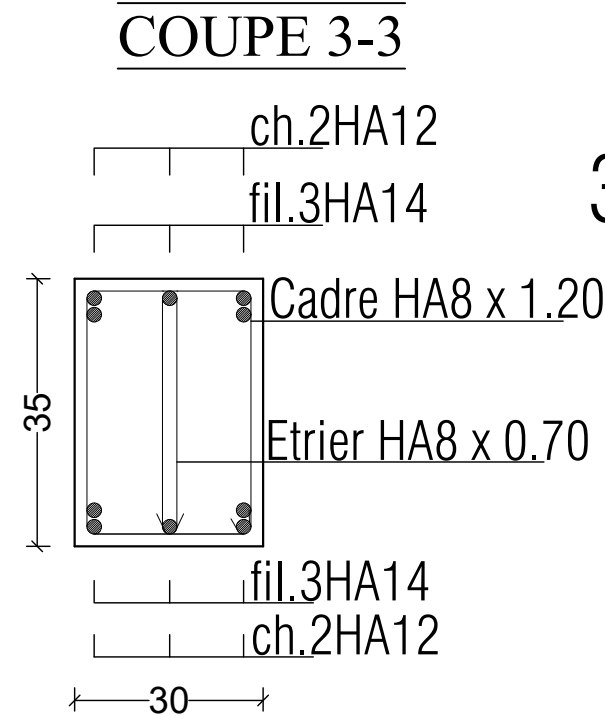
COUPE 1-1



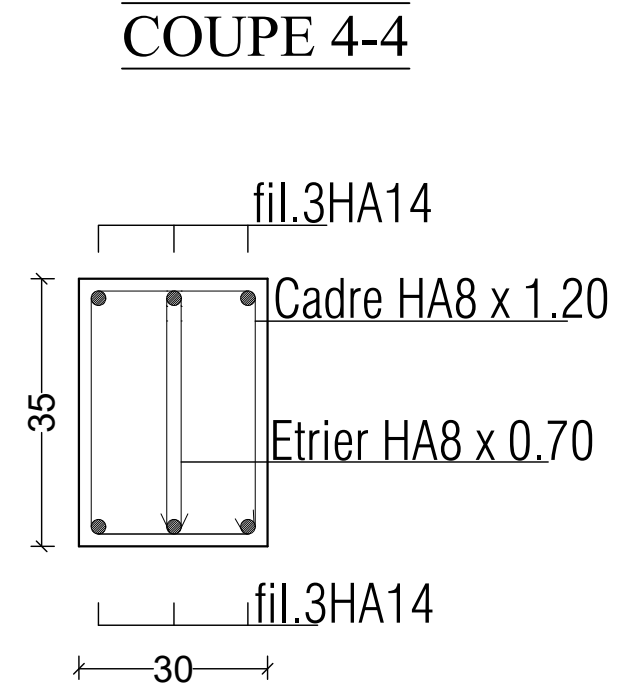
COUPE 2-2



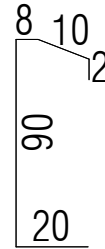
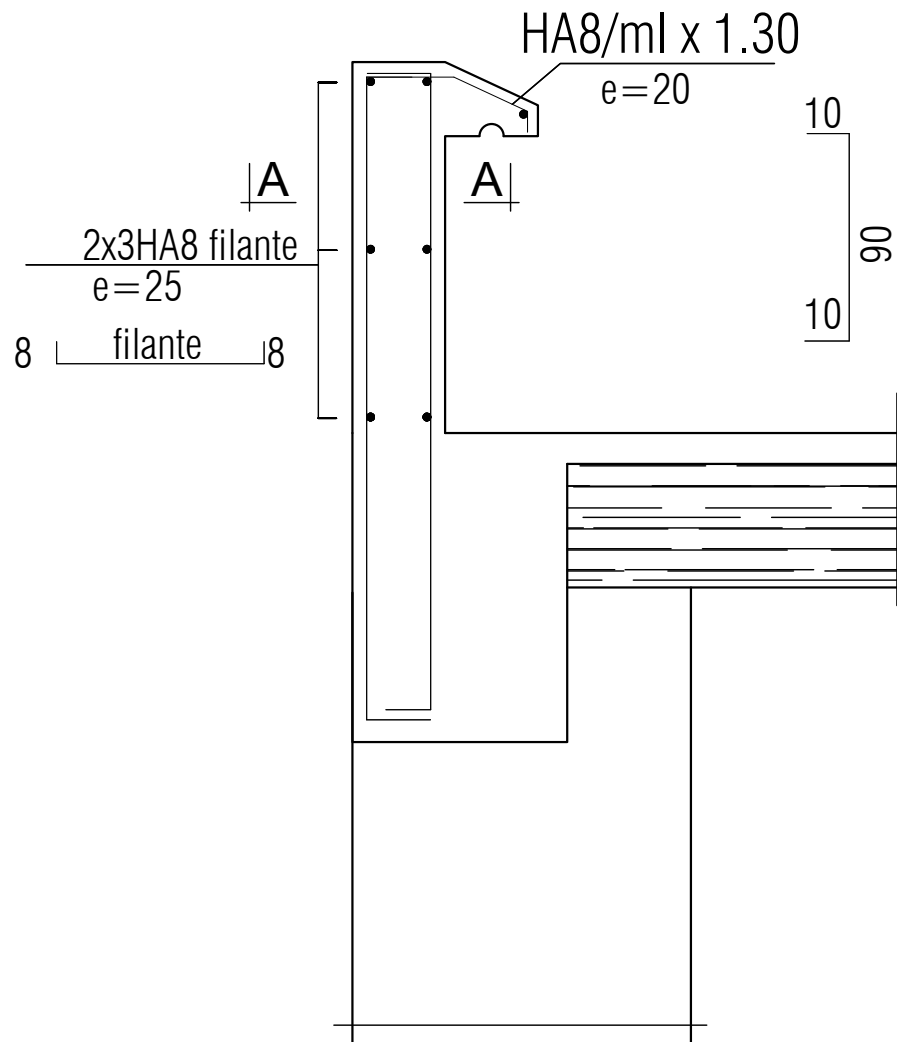
COUPE 3-3



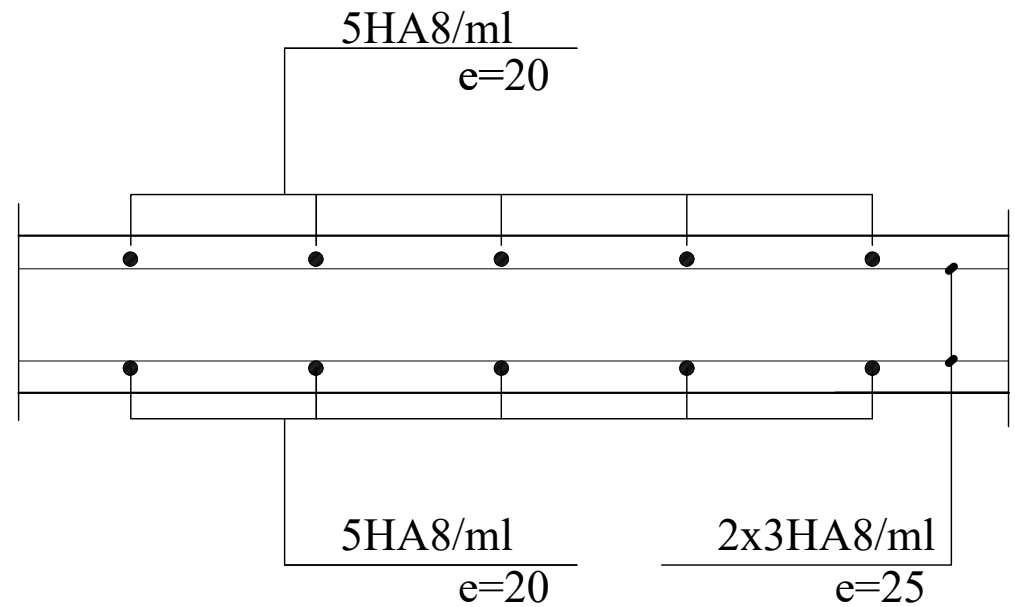
COUPE 4-4



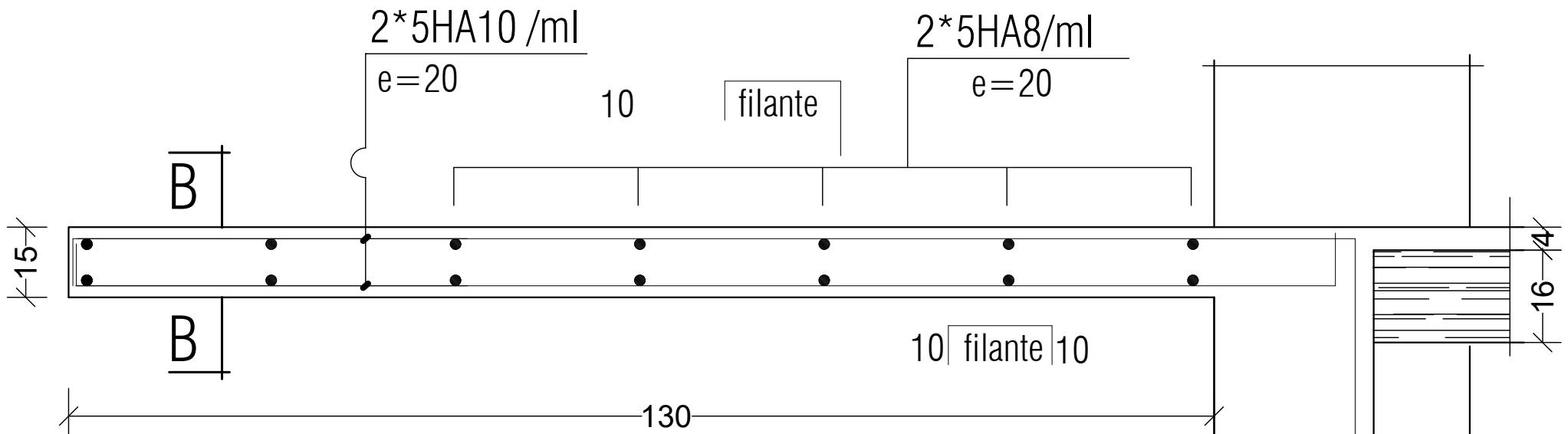
Ferrailage de l'acrotère



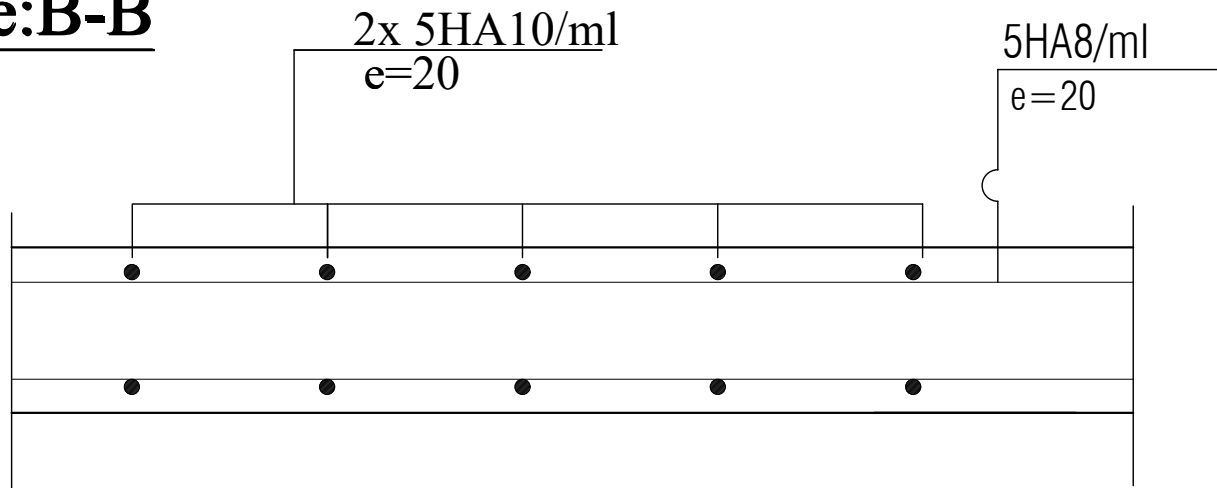
Coupe: A-A



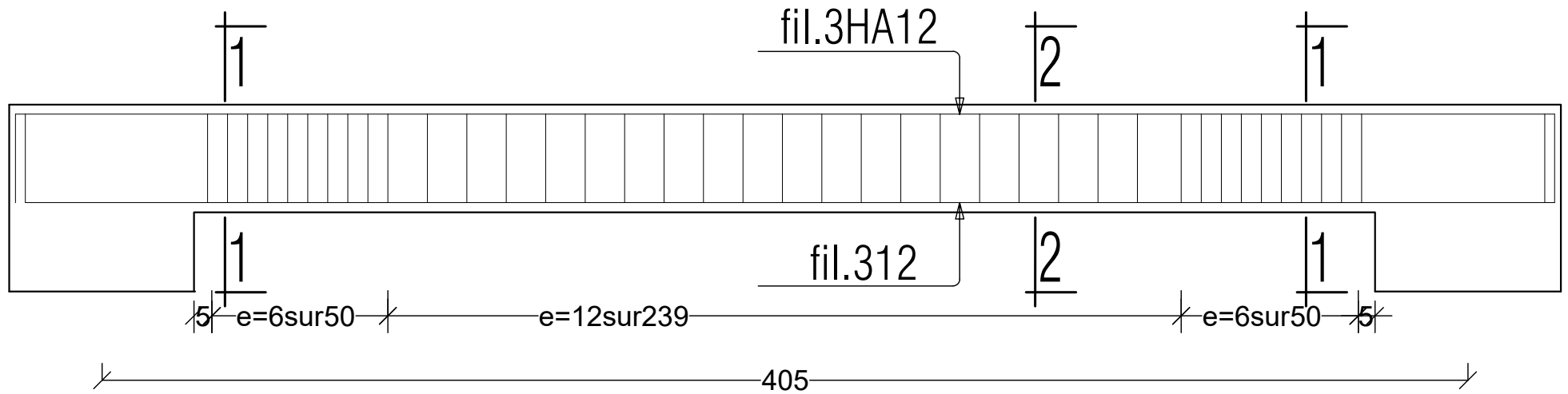
Ferrailage des balcons



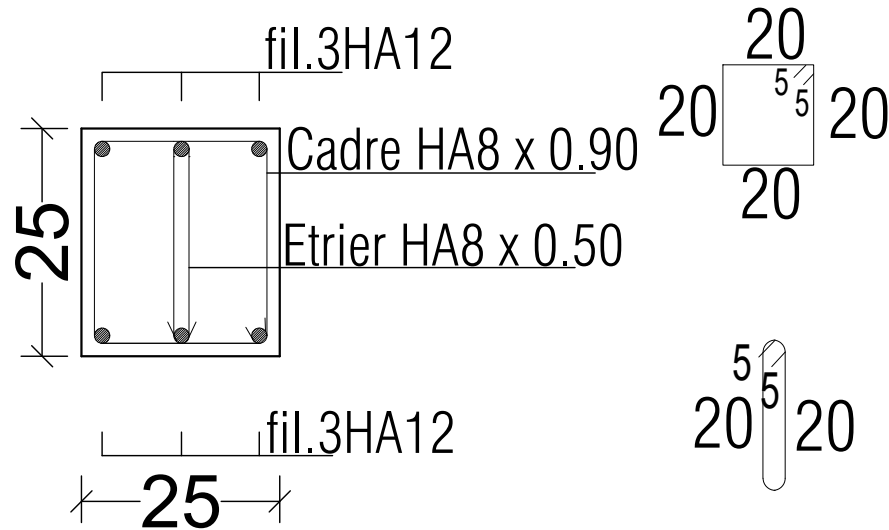
Coupe: B-B



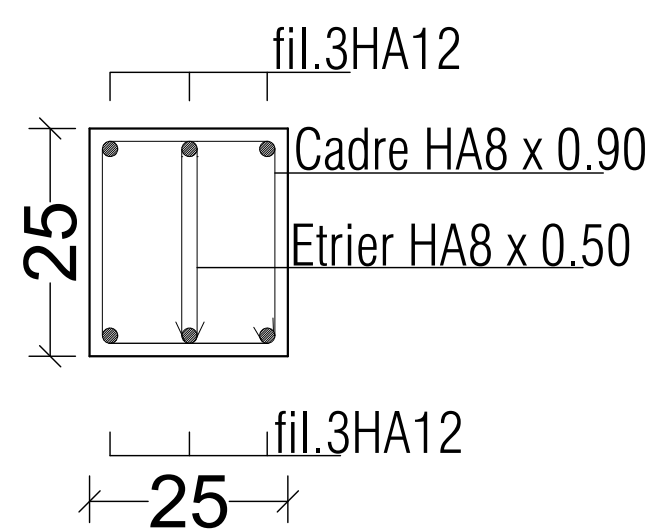
PouHAre de chaînage (25X25)



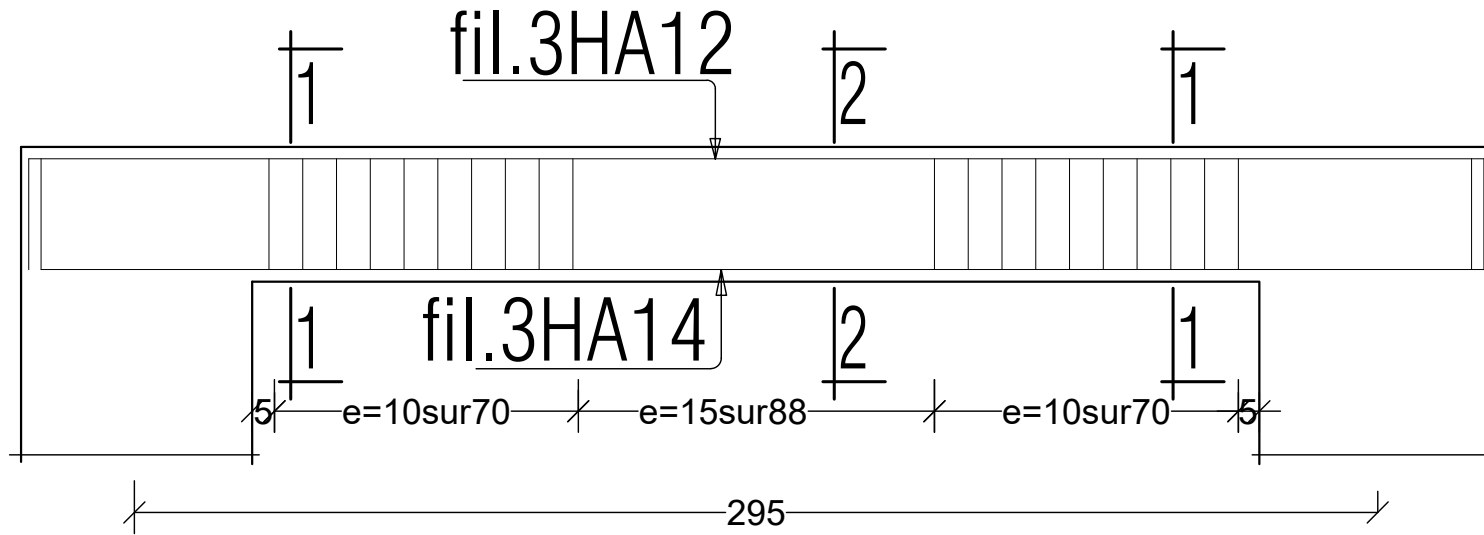
COUPE 1-1



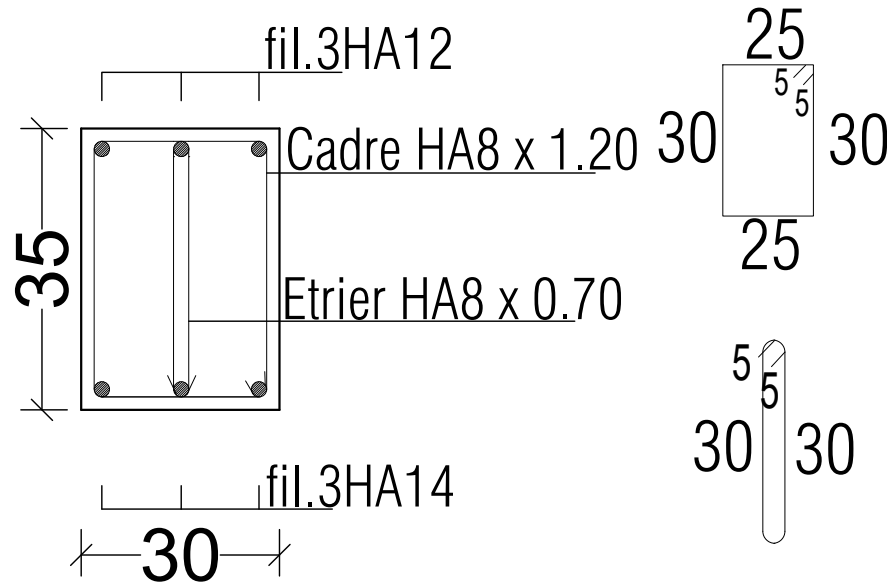
COUPE 2-2



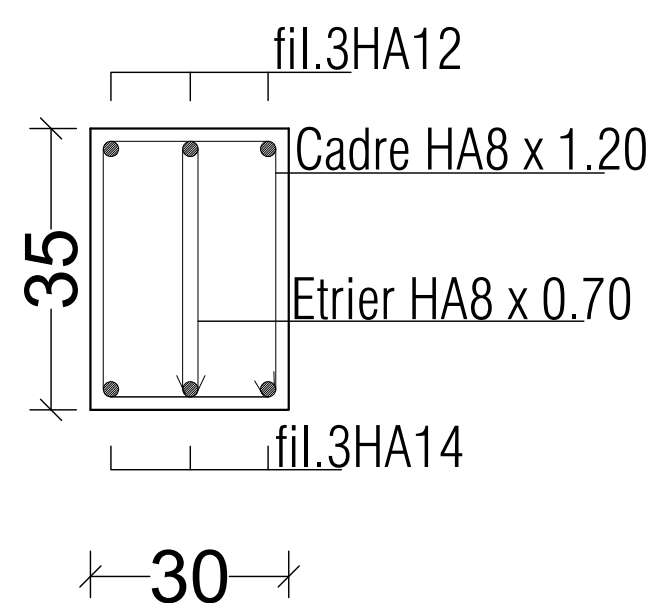
FERRAILLAGE : POUTRE PALIERE (30X35)



COUPE 1-1

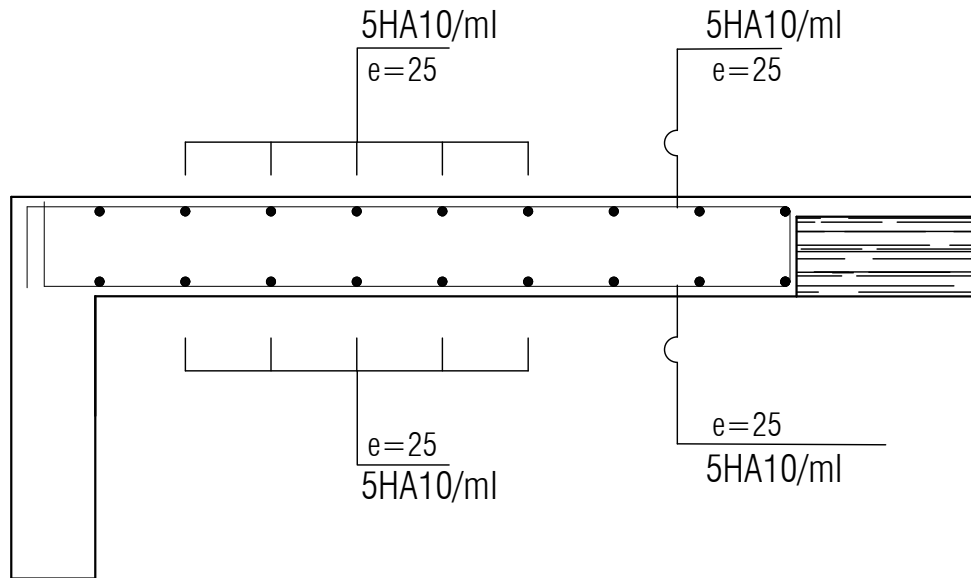


COUPE 2-2

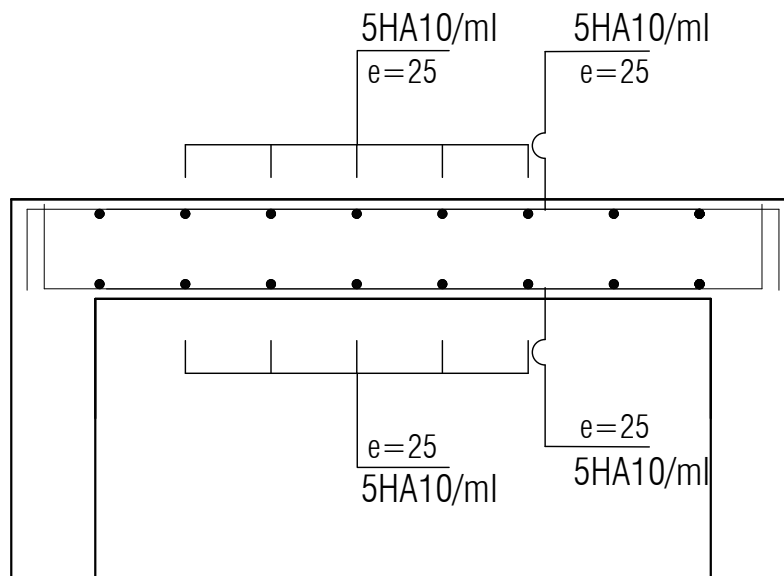


Ferrailage dalle salle machine

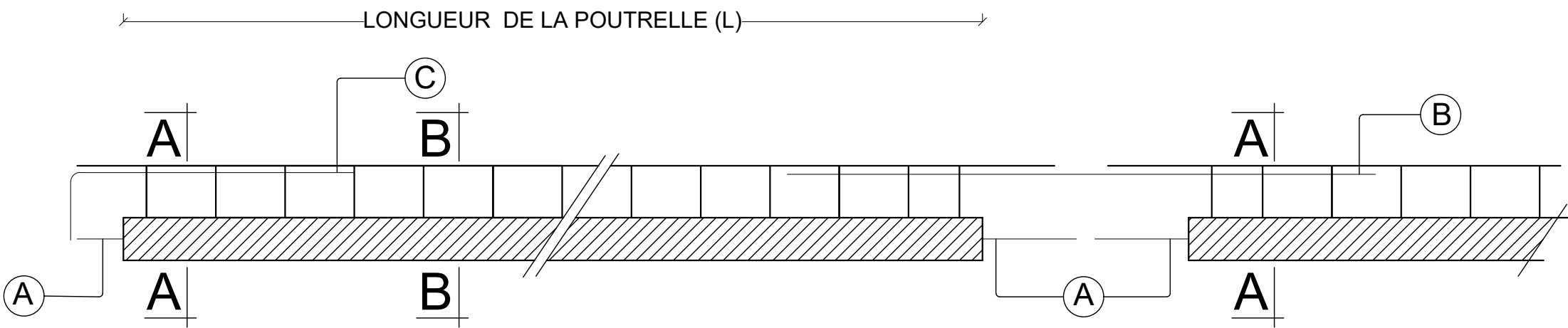
sens . Y-Y



sens X-X .

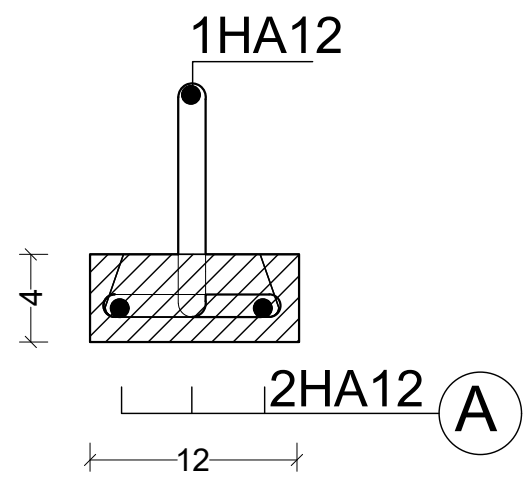
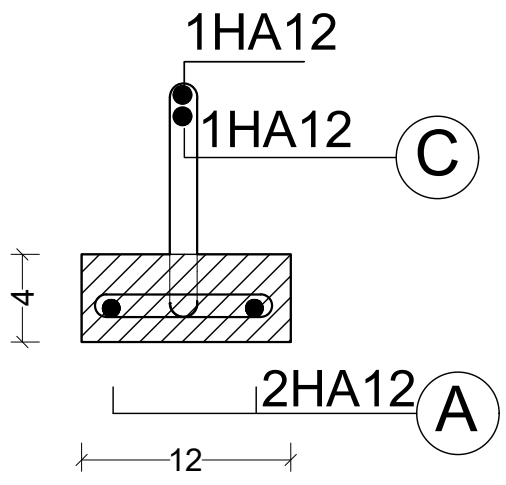


Ferrailage des poutrelles



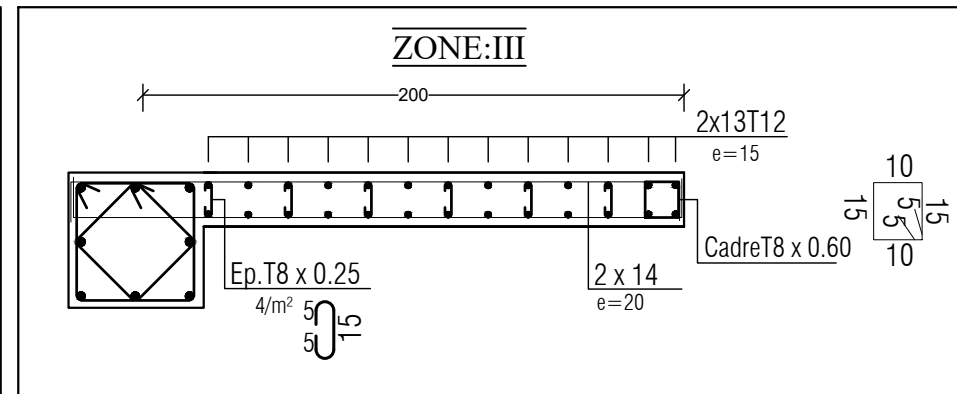
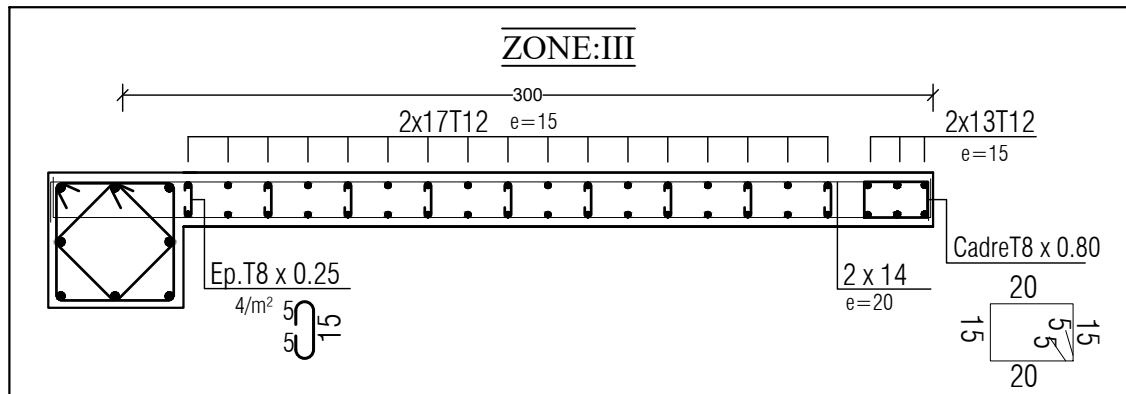
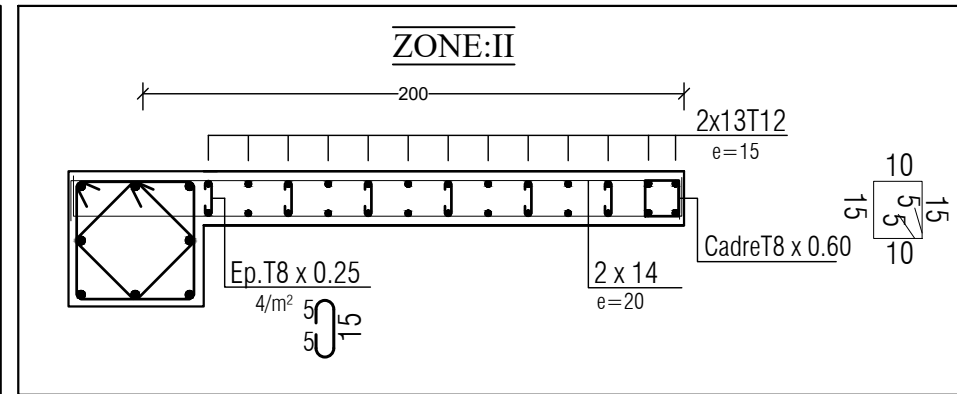
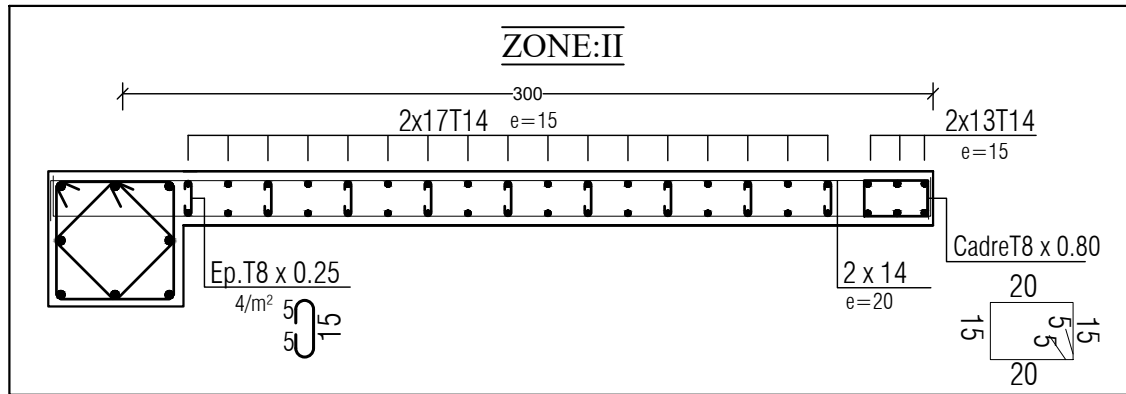
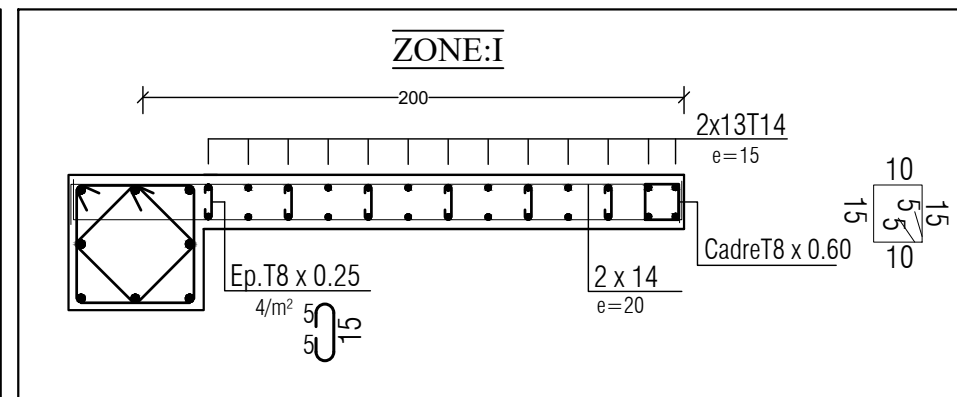
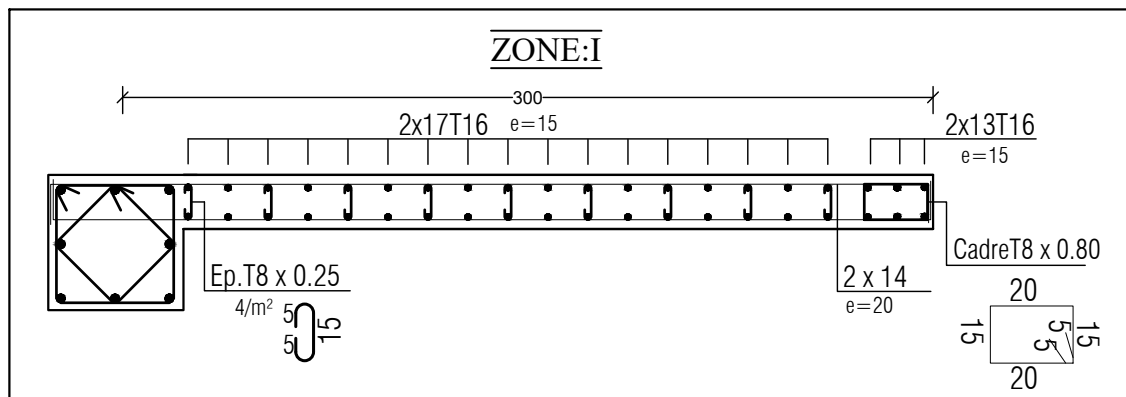
Coupe:A-A

Coupe:B-B

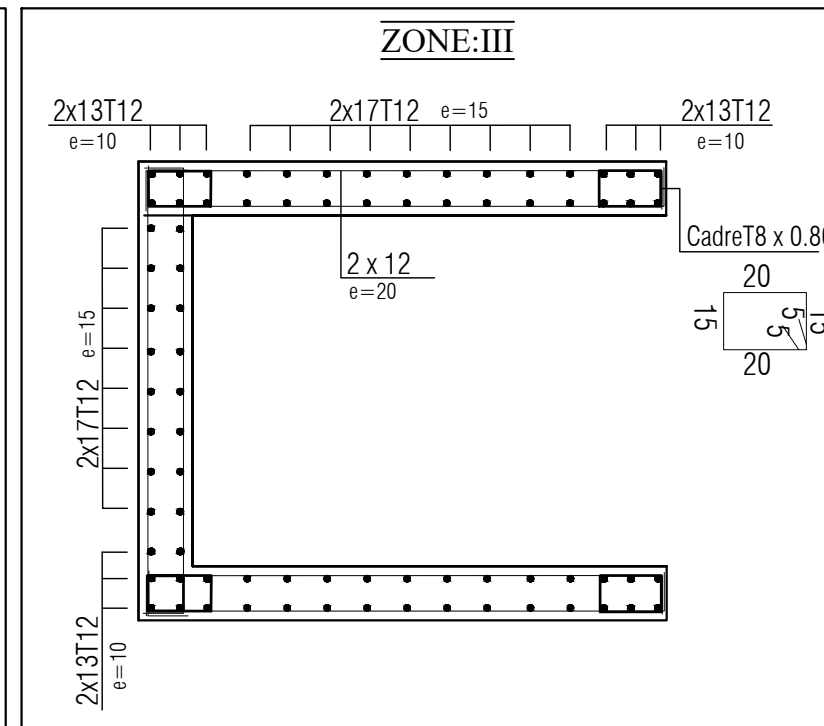
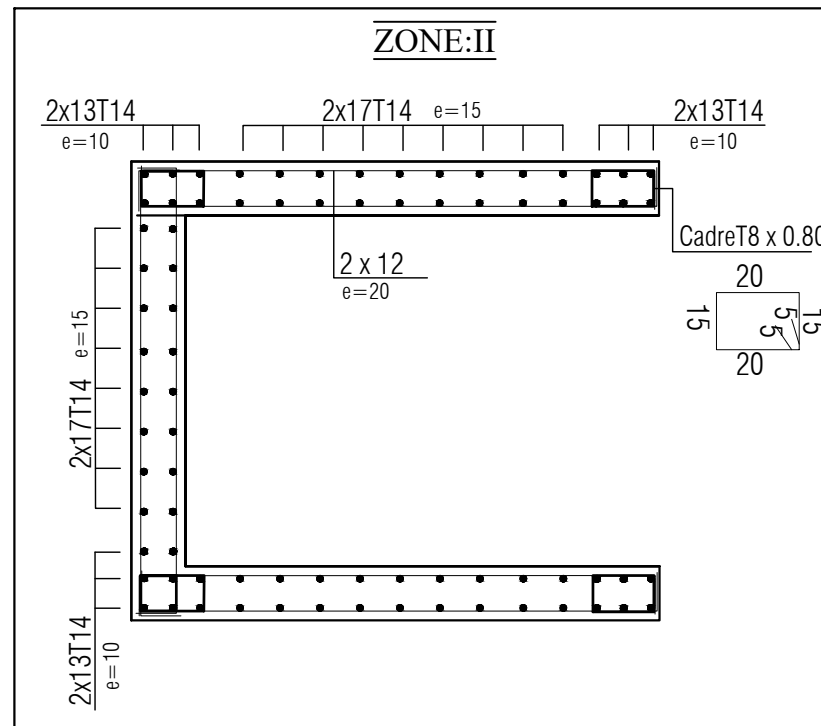
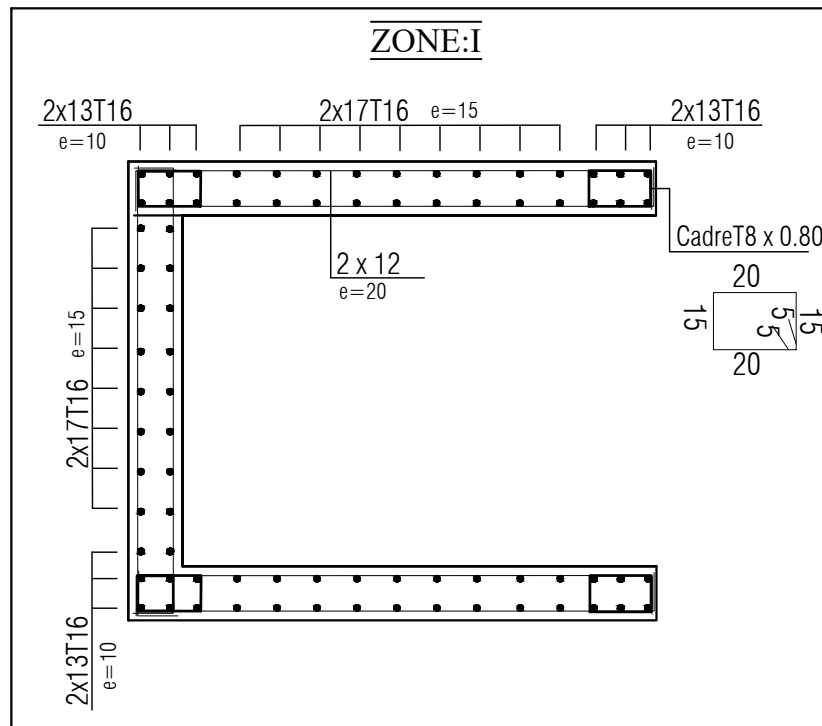


VT1,VT2,VT3,VT4 :3.00m

VL5,VL6,VL7,VL8 :2.00m

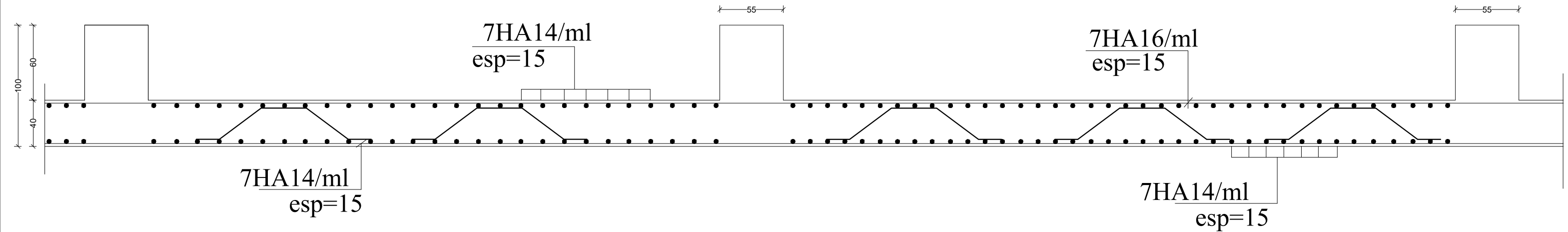


SALLE MACHINE

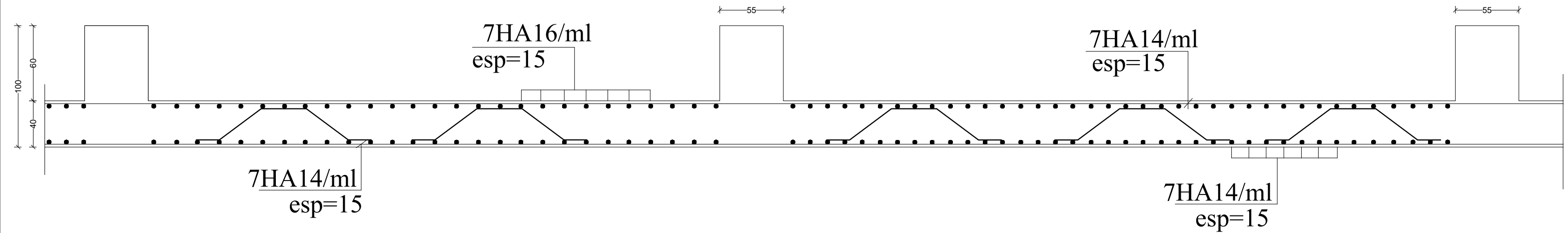


COFFRAGE / FERRAILLAGE DALLE DE RADIER

sens X-X

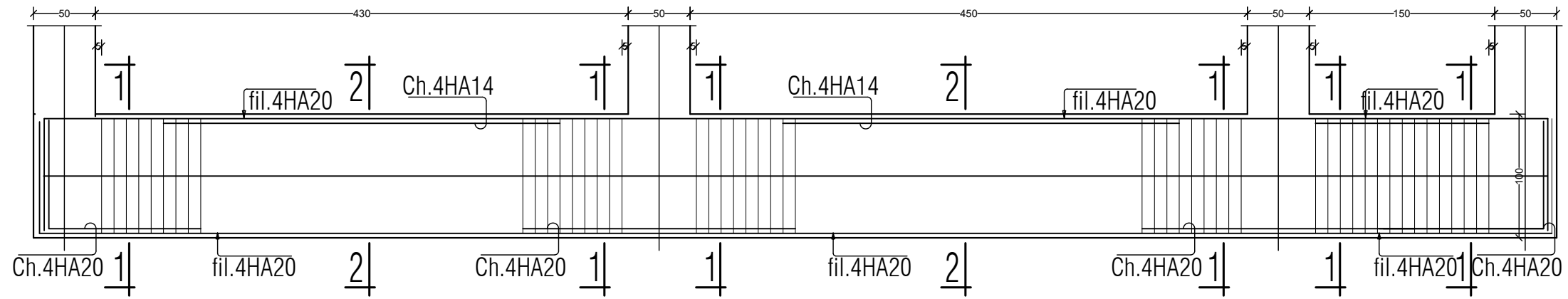


sens Y-Y

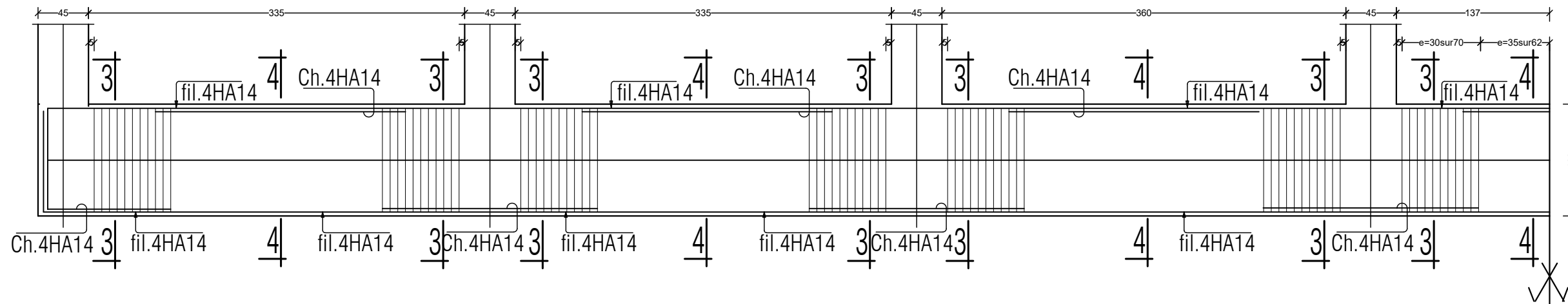


FERRAILLAGE DES NERVURES (55*100).

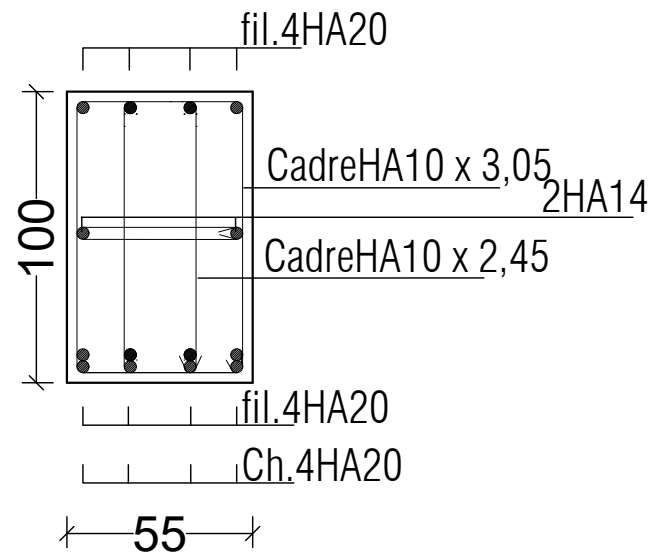
NERVURE Sens Y-Y (55*100).



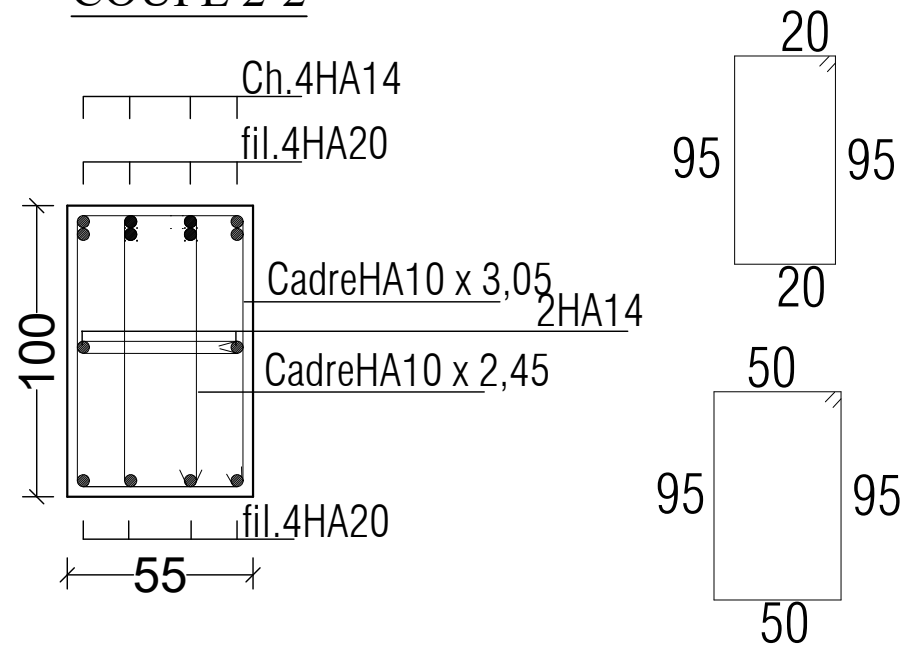
NERVURE Sens X-X (55*100).



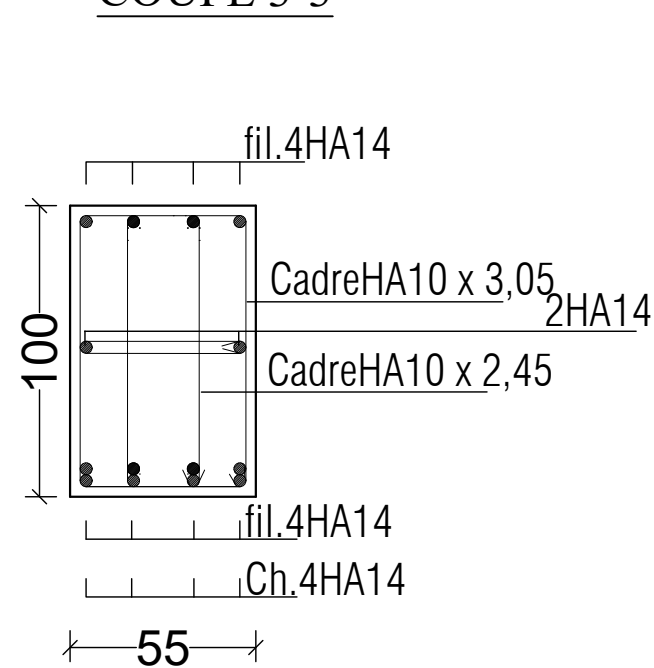
COUPE 1-1



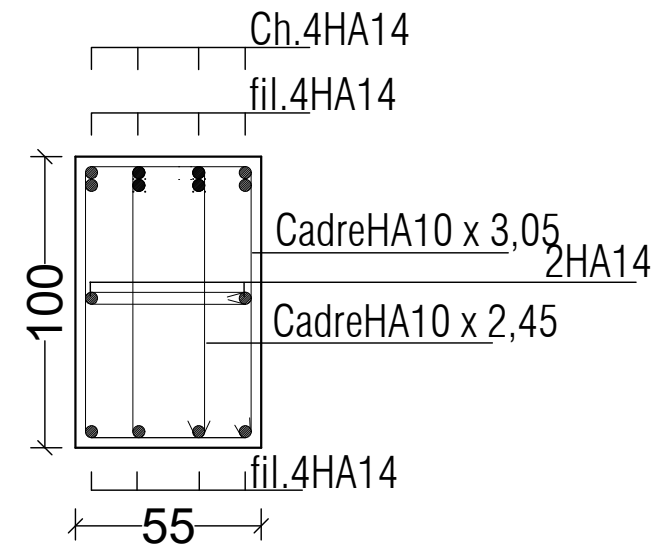
COUPE 2-2



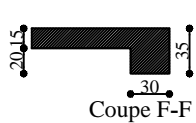
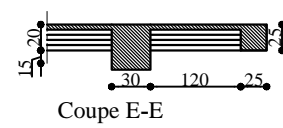
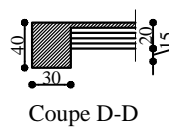
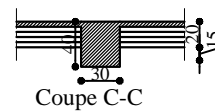
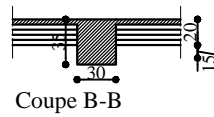
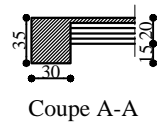
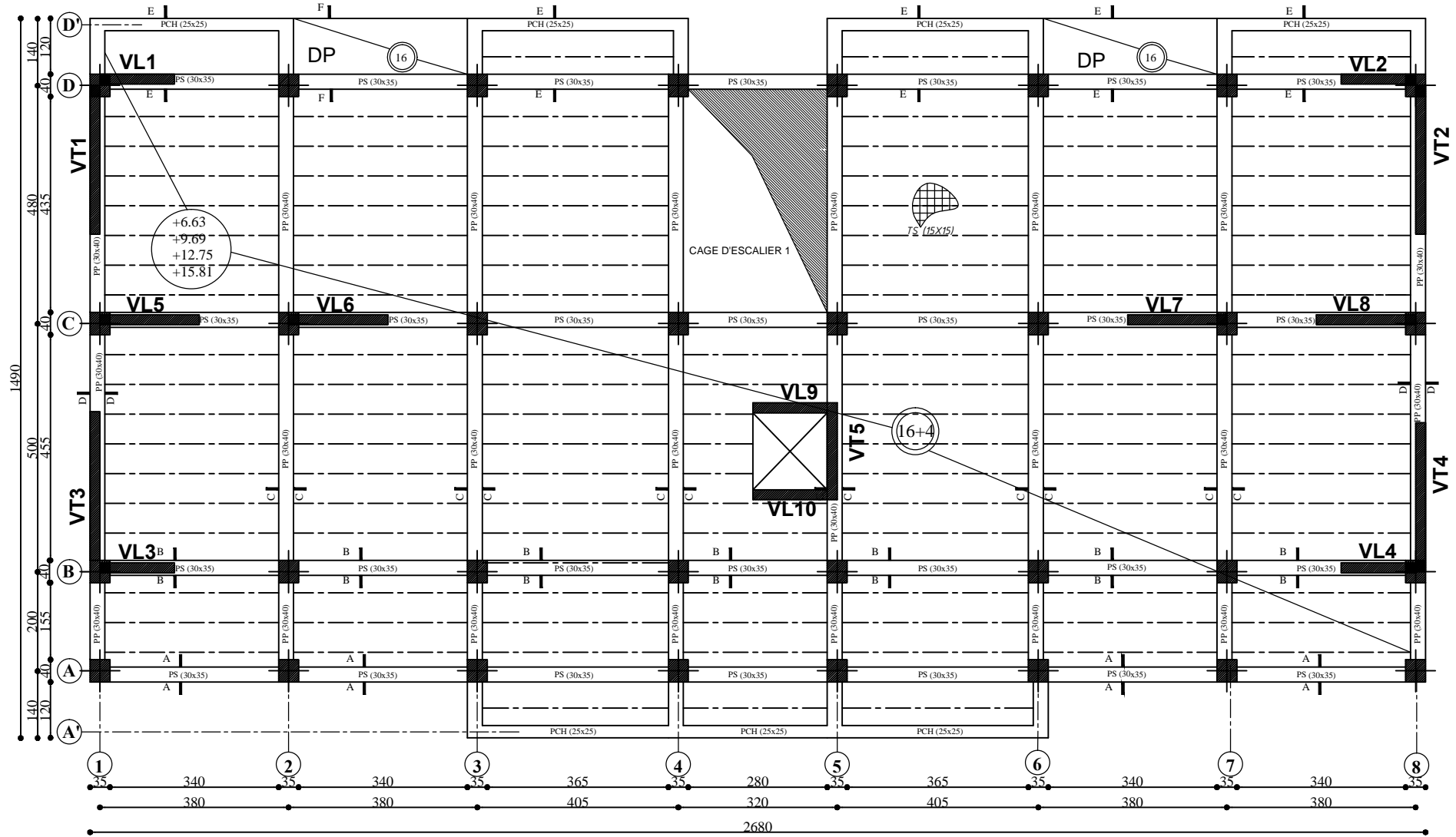
COUPE 3-3



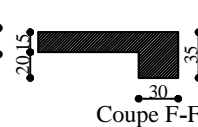
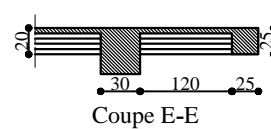
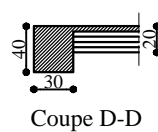
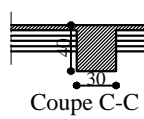
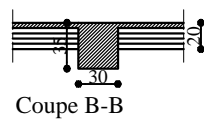
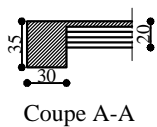
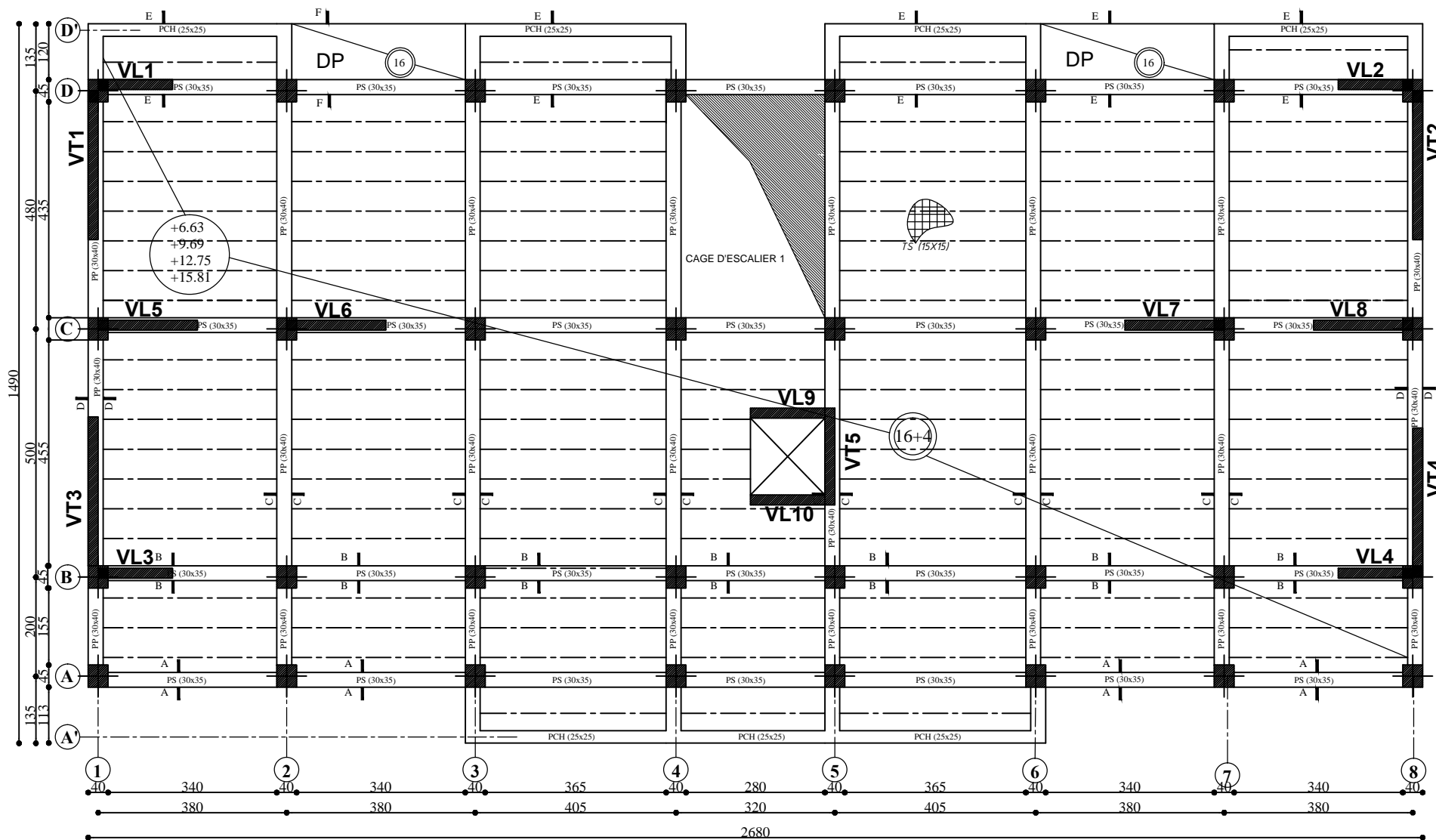
COUPE 4-4



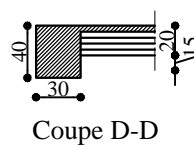
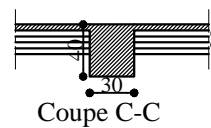
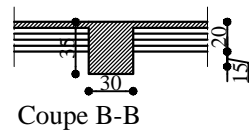
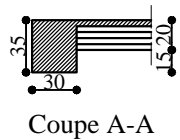
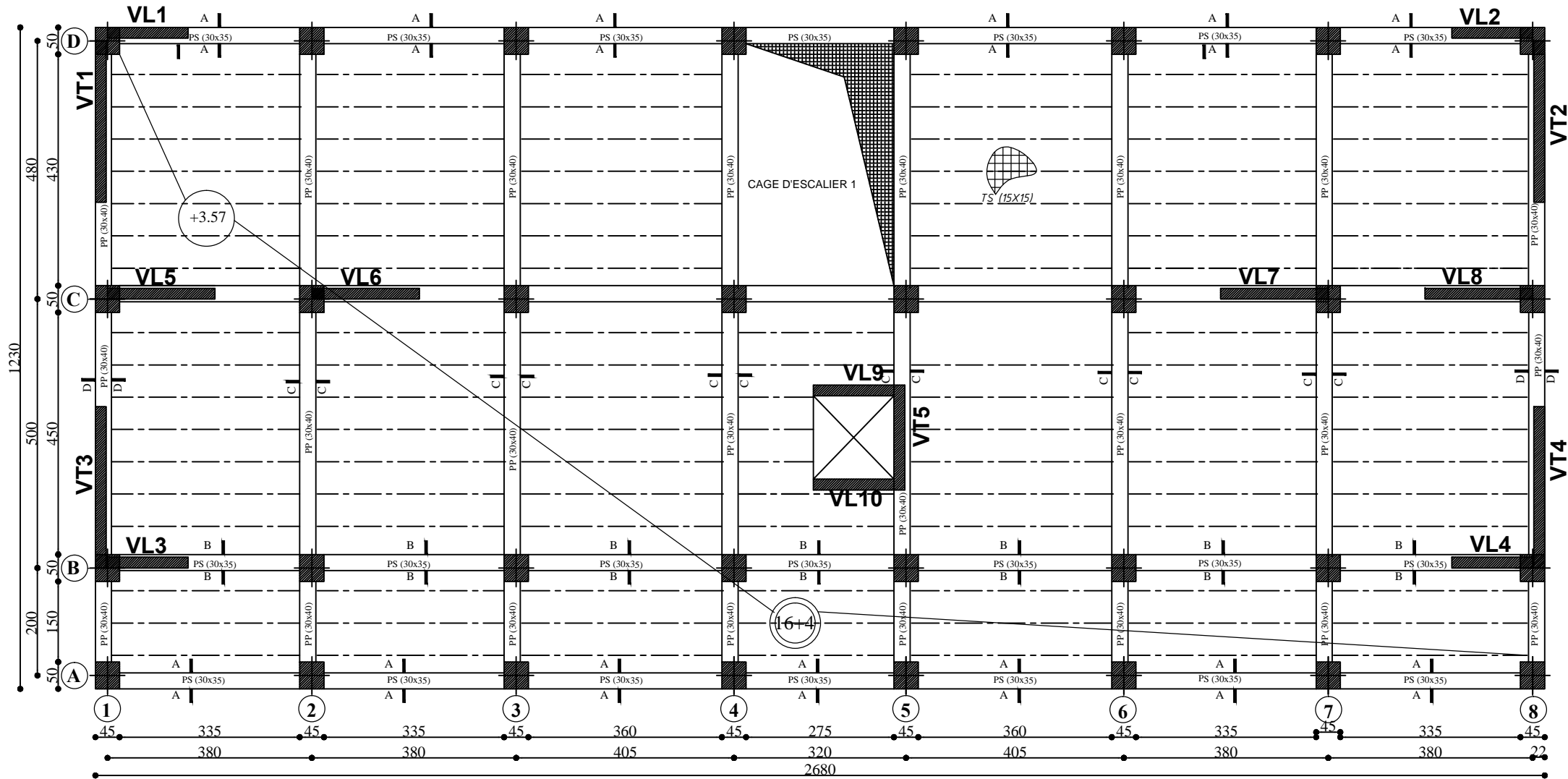
COUFRAGE PLANCHERS ETAGES 5.6



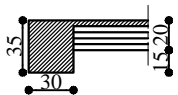
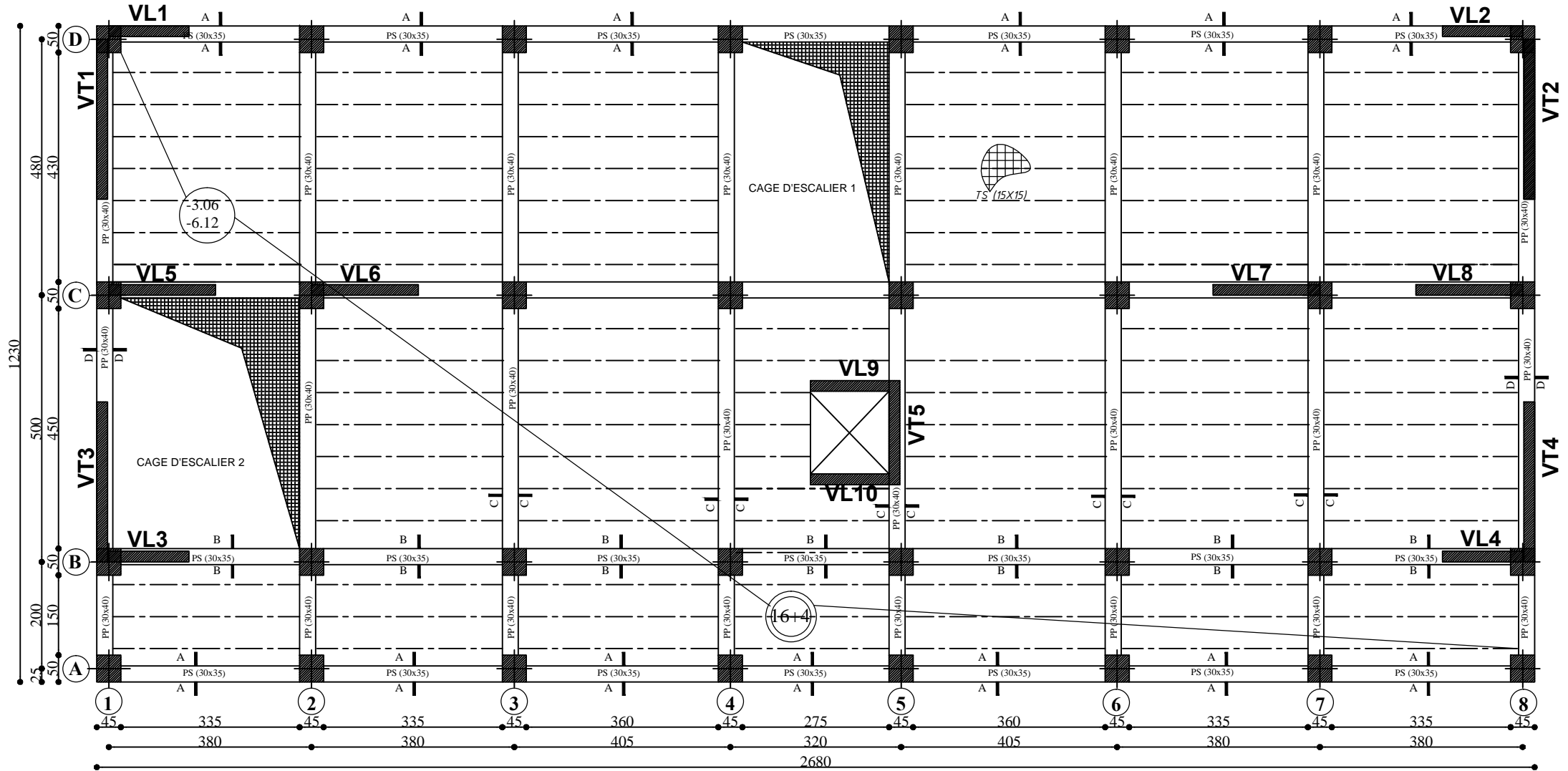
COUFRAGE PLANCHERS ETAGES 1.2.3.4.



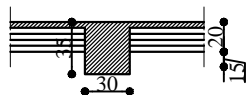
COUFRAGE PLANCHERS RDC NIV +3.57



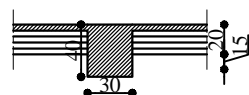
COUFRAGE PLANCHERS SOUS SOL 1.2 NIV -3.06;-6.12



Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D

PLAN IMPLANTATION DES VOILES

