REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction civil et industriel.

Thème

Etude d'un bâtiment(R+5) +S/SOL à usage d'habitation et Commercial contreventé par des Voiles porteurs (Modélisé avec ETABS)

Etudié par:

REGADELHADJ NAWAL

SEGHIR HANANE

Dirigé par :

Mme: SAIB N

Année 2021/2022

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur ***SAIB NACERA*** *pour son soutien, ces conseils judicieux et ces grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.*

Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.

Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.

DÉDICACES

.

Je dédie ce modeste travail à la mémoire de mon père que dieu l'accueil dans son vaste paradis. A Merveilleuse personne qui m'a aidé et guidé vers la voie de la réussite ma mère,

- A mes sœurs, nassima et Djamila et naima et salma

-A mes fréres hakim ,mohamed et bilal

- A tous mes cousins et cousines,

-A tout mes amis

-Aux personnes qui ont suent être à mes côtés et soutenue durant les moments difficiles

Dédicace

Du profond de mon cœur je dédié ce travail a tous ceux qui me sont chers

A ma mére

A Ma grand mére maternel

Aucune dédicace ne serait exprimer mon respect, ma considération pour les sacrifices que vous avez consentie pour mon instruction et pour mon bien étre.

Je vous remercie pour le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera pour toujours .

A mon père

Ce travail est dédié a mon père qui ma toujours poussé et motivé dans mes études, qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis

A mes frères :
Nassim , Nabil , Abdelmalek

A mes cousines :
Siham , Céline , Lina , Lidia

A tous mes amis :
Mélissa , Amel , Kahina ,Mélissa , Amina , Naima , Nadjete , Hocine ,Hacene , Brahim

A toute ma famille sans exception et a tous mes proches.

A ma binome Seghir Hanane

A toute la promotion 2021/2022

NAWAL

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage……1-12

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments ……13-23

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.1.Acrotère ……24-35

III.2.Plancher ……..36-60

III.3.Escalier ……61-73

III.4.Poutre palier ……..74-84

III.5.Poutre de chinage ……85-92

III.6.Balcon ……..93-99

Chapitre IV : Modélisation et vérification……..100-125

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Ferraillage de poteaux…….126-142

V.2.Ferraillage des poutres…….143-155

V.3.Ferraillage des voiles ……..156-168

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure ……169-190

Chapitre VII : Etude du mur plaque……191-197

Conclusion générale

Liste des figures

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage …1-13

FigureI-1-diagramme des contraintes déformation a l ELU ……..8

Figure I-2-diagramme des contraintes-déformation à l'ELS……..9

Figure I-3-Diagramme de calcul de contrainte –déformation de l'acier à L'E.L.S…...11

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments …….14-23

FigureII.1Schémadescriptifd'unplancherencorpscreux……..13

Figure II-2: Coupe des voiles en plan……16

Figure II-3: Coupe du voile en elevation……..16

FigureII.4 : *Surfaced'influencedu poteau«C3 »…….....20*

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux ……..24_99

Figure III.1.1 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère ……...25

Figure III.1.2 Schématisation des efforts internes ……..…..27

Figure III.1.3 : Shéma des armatures……...28

Figure III.1.4 : répartition des efforts interne…….….28

Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée …….28

Figure III.1.6.Schéma de ferraillage de l'acrotère ……..…...34

Figure III.2.1. Treillis soudées de 15 x15 cm ……..….36

Figure III.2.2 : schéma statique de la poutrelle. ……....38

Figure III.2.3 :Surfaces revenant aux poutrelles ……..…..40

Figure III.2.4 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis) ……....51

Figure III-2-5 des Dimensions de la section en Té ……..58

Figure III.2-5- Ferraillage du plancher ……?……..……60

Figure. III-3-1 : Schéma des escaliers…….……....61

FigureIII-3-2 : vue en plan d'un escalier a 02 volés ……..…….62

FigureIII-3-3-vue en élévation d'un escalier a 02 voles……..….....63

Fig. III-3-4 : Ferraillage des escaliers……...73

Figure III.4-1- Schéma statique à l'ELU…… ?..…75

Figure III.4-2 Diagramme des efforts

tranchants et des moments fléchissant a l'ELU……....76

Figure III.4-3 Diagramme des efforts

tranchants et des moments fléchissant a l'ELS……...80

Figure III.4-4- Ferraillage de la poutre palière…….84

Figure III.5-1- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.86

Figure III.5.2 Schéma du ferraillage de la poutre de chainage……...92

Figure III.6-1 Schéma Statique du balcon …….93

Figure III.6.2.Ferraillage de balcon……..……/...99

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux…126-168

Figure V-1-1 : section d'un poteau SPC……..128

Figure V-1-2 Les moments s'exerçant sur les poteaux……128

Figure V-2-1: Disposition des armatures tendus S.S.A……..145

Figure V-2-1: Disposition des armatures SDA……...145

Fig V.3.1 : Disposition des voiles dans la structure……..…..157

Chapitre VII : Etude du mur plaque…… 191-197

figure VII.1.diagramme des contrainte 193

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage …1-13

Tableau I.1 *Valeurs des contraintes admissibles de l'acier*……10

Tableau I-2: Limites d'élasticité des aciers utilisés…… :..10
Tableaux III-3-1 : Charge permanente du palier ……:::.63
Tableaux III-3-2:Charge permanente du palier ……::64

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments …….14-23

Tableau II-1-deschargespermanentes(G),étage courant……..18

Tableau II-2- deschargespermanentes(G),plancherterrasse……18

Tableau II-3-descharges permanentes(G) du mur extérieur……19

Tableau II-4-descharges permanentes (G) du mur intérieur……19

Tableau II-5-des surchargesd'exploitation (Q)deséléments……19

Tableau II-6-récapitulatifdeladescentedescharges……22

Figure II-7 ,Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA.22

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

Tableau.III.3.1.: Charge totale du palier……..**Error! Bookmark not defined.**

Tableau.III.3.2.: Charge totale de la volée. ……**Error! Bookmark not defined.**

Chapitre IV : Modélisation et vérifications de la structur……95-125

TableauIV.2:Vérificationdel'effortnormalréduit……..…..118
TableauV.3 :vérification del'excentricité suivantlesensx-x……..……121

Tableau IV.4:Critèresdu facteurde qualité……122

TableauV.5:vérification del'efforttranchantala base……123

Tableau IV – 6Vérification de déplacements inter-étages……..……..124
Tableau VI – 7: Vérification L'effet P-Delta……....125

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux……126-168

Tableau V-1 -1 : caractéristiques mécaniques des matériaux……..126
Tableau V-1-2: Récapitulatif des sections d'aciers recommandées dans le RPA….127
Tableau V-1-3 ferraillage des poteaux à l'ELU…….……..132
Tableau V-1-4: Calcul de λ_g pour les différents niveaux…….134
Tableau V-1-5Les sections transversales et leur espacement……..….136
Tableau V-1-6 Vérification au cisaillement……...137
Tableau V-1-7 Délimitation de la zone nodale……..138
Tableau V-1-8 Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS……..139
Tableau V.1.9 : Vérification des contraintes à l'ELS……...141
Tableau V.1.10 : Ferraillage finale des poteaux ……..……142
Tableau V.2-1.Ferraillage des poutres principales (30x40) ……..148
Tableau V.2-2: Ferraillage des poutres secondaire (30x35)……..……148
Tableau V.2-3 quantités et les espacements des armatures transversals……149
Tableau V.2-3 vérification des armatures longitudinales……//……....149
Tableau V.2-4. vérification au cisaillement……...150
Tableau V.2-5. : influence de l'effort tranchant sur le béton…….…..151
Tableau V.2-6 Influence de l'effort tranchant sur les aciers……151
Tableau V-2-7.vérification a ELS…….…154
Tableau V-2-8. Vérification de la fleche…….154

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure ……169-190

Tableau. VI .1: détermination de la surface totale sous voiles longitudinales ……171
Tableau. VI.2: résultante des charges pour une semelle sous poteaux ……171
Tableau. VI.3: ferraillage du radier …….180
Tableau. VI.: vérification a L'ELS 181

Chapitre VII : Etude du mur plaque…… 191-197

Tableau. VII.1: verification des constraint à L'ELS …….196

Liste des tableaux

Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage …1-13

Tableu I.1.: Les caractéristiques des aciers employés.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre II : pré-dimensionnement des éléments …….14-35

Tableau.II.1: Dimensionnement des dalles pleines. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.2: Dimensions des poutres en fonction de leurs portées**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.3: valeurs des charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.**Erreur ! Signet non**
Tableau.II.4: valeurs des charges permanentes du plancher d'étage courant.**Erreur ! Signet non dé**
Tableau.II.5: valeurs des charges permanentes de la dalle pleine.**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.6 : le poids des différents éléments constituant le mur extérieur.**Erreur ! Signet non défi**
Tableau.II.7 le poids des différents éléments constituant le mur intérieur.**Erreur ! Signet non défini**
Tableau.II.8: valeurs des charges permanentes des voiles. ....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.9: valeurs des charges d'exploitation. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.10: Récapitulatif de la descente de charge. .....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.11: Vérification des conditions du RPA(Art7.4.1).**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau.II.12: Vérification de la résistance des poteaux au flambement.**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

III.3.Escalier ……...66-86

Tableau.III.3.1.: Charge totale du palier.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.III.3.2.: Charge totale de la volée.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Ferraillage de poteaux……...166-183

Tableau.V.1.1: caractéristiques mécaniques des matériaux. .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.2: Récapitulatif des sections d'aciers recommandées dans le RPA.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.3: ferraillage des poteaux à l'ELU.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.4: Calcul de λg pour les différents niveaux .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.5: Les sections transversales et leur espacement .....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.6: Vérification au cisaillement.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.7: Délimitation de la zone nodale ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.8: Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.9: Vérification des contraintes à l'ELS ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau.V.1.10: Ferraillage finale des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**

V.2.Ferraillage des poutres……..184-196

Tableau. V.2 .1: Ferraillage des poutres principales (30x40) ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .2: Ferraillage des poutres secondaire (30x35)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .3: les quantités et les espacements des armatures transversales... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .4: vérification des armatures longitudinales.. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .5: vérification au cisaillement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .6: influence de l'effort tranchant sur le béton **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .7: Influence de l'effort tranchant sur les aciers ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .8: vérification a ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau. V.2 .9: Vérification de la flèche ..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure ……215-249

Tableau. VI .1: détermination de la surface totale sous voiles longitudinales ……219

Tableau. VI .2: détermination de la surface totale sous voiles transversales ……219

Tableau. VI.3: résultante des charges pour une semelle sous poteaux …….220

Tableau. VI.4: ferraillage du radier ……233

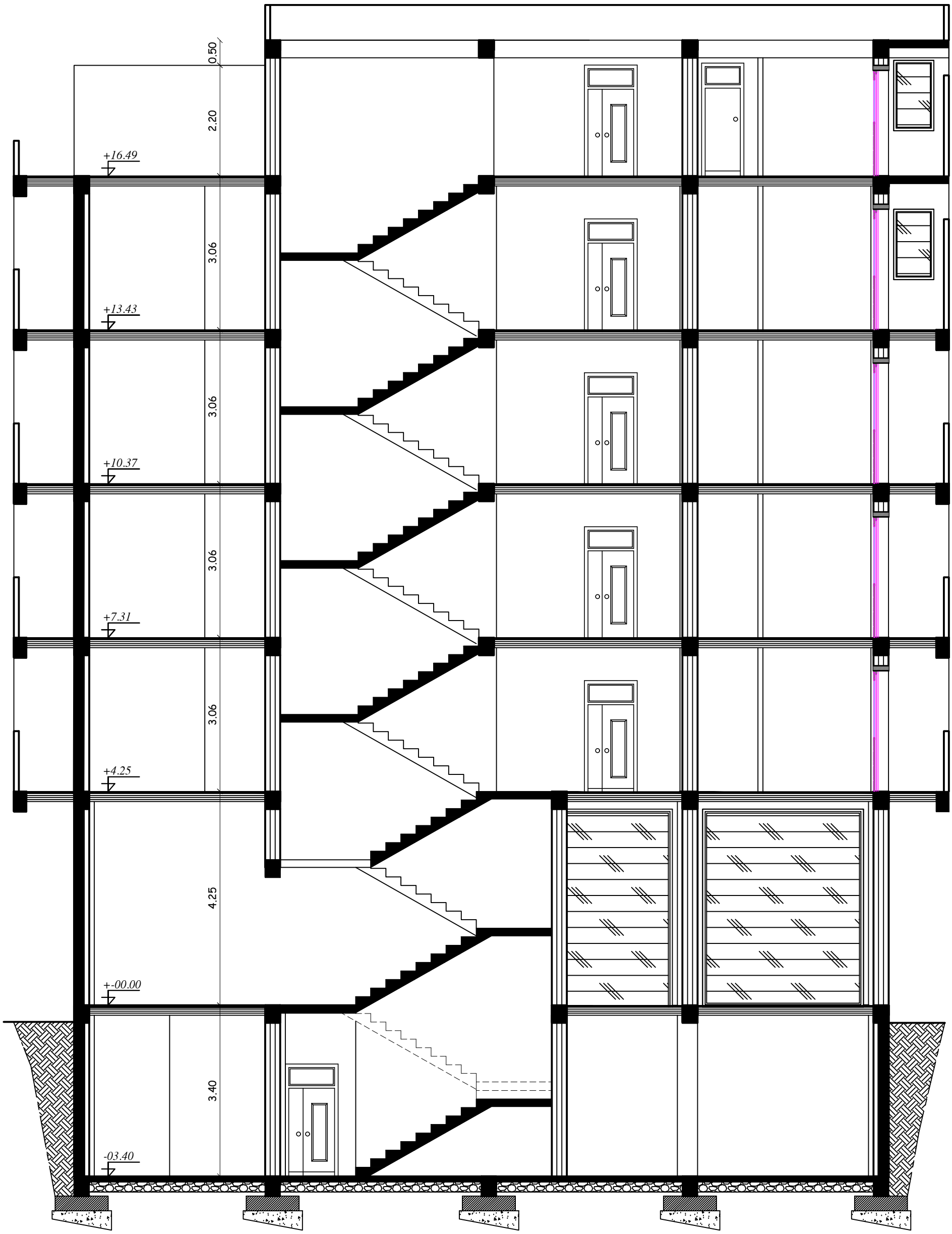
Tableau. VI.5: vérification a L'ELS 235

Tableau. VI.6: ferraillage des nervures a L'ELU ……...247

Chapitre VI : Etude du mur plaque…… 250-258

Tableau. VI.5: ferraillage du mur plaque 252

Tableau. VI.6: verification des constraint à L'ELS……258


0.50
2.20
+16.49
3.06
+13.43
3.06
+10.37
3.06
+7.31
3.06
+4.25
4.25
+-00.00
3.40
-03.40

Coupe A-A

Chapitre I :

Présentation et description de l'ouvrage

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble du travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

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

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

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

L'ouvrage en question est un bâtiment **R+5+sous-sol** à usage d'habitation et commercial contreventé par des voiles porteurs. Sa structure est implantée à **FREHA** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**zonIIa**) .selon le **règlement parasismique Algérien**

Cette étude est composée de quatre parties *:*

La première partie : concerne la description générale du projet avec une présentation architecturale des éléments, ensuite le pré-dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.

La deuxième partie : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon, poutre palière et l'acrotère).

La troisième partie : l'étude dynamique de la structure a été entamée à l'aide du logiciel **ETABS V9.6** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). Puis on procédera à des vérifications du Règlement Parasismique Algérien

La dernière partie : comprend le ferraillage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

I.1) INTRODUCTION:

Le projet à étudier, comme tout ouvrage en Génie Civil doit être calculé de façon à assurer sa stabilité qui est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles....) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) et dont la résistance de ces éléments est fonction du type de matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques mécaniques; et d'assurer la sécurité des usagers. Pour le calcul des éléments constituants un ouvrage, nous nous baserons sur des règlements (BAEL91, RPA99/modifiée2003) et des méthodes connues qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferraillage des éléments résistants et non résistants de la structure.

I.2.A) Présentation de l'ouvrage:

Le projet que nous avons l'honneur d'étudier nous a été confié par un bureau d'étude .Il consiste à l'étude et le calcul d'une structure d'un bâtiment (R+5+SOUS SOL) à usage d'habitation et commerce contreventée par **des voiles et portiques**.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté au chef-lieu de la willaya de **TIZI-OUZOU, commune** de **FREHA ,**lieu-dit **BOUZARZOUR (POS B**), classée de moyenne sismicité (zone **IIa**)selon le **RPA99/** version **2003.**

I.2.B) Description de l'ouvrage

Le bâtiment est composé de

-Sous-sol à usage commercial.

-Un RDC; et 5 étages à usage d'habitation chaque étages compose de deux appartements

-une cage d'escalier.

-Une toiture

.I.2.C) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **En plan**:

  Longueur totale L = 15.80 m

  Largeur totale l = 14.20mϖ

- **En élévation:**

  Hauteur totale de bâtiment HT= 25m

  Hauteur de sous-sol Hs=3.40 m

  Hauteur de RDC H_r=4.25 m

  Hauteur de l'étage courant H_e= 3.06 m

I.3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage

A- L'ossature

Ce bâtiment est en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles porteurs

a. 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

b- portiques :Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux .Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

B- Les planchers

Les planchers : sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés. Ils assurent deux fonctions principales

-Fonction de résistance mécanique : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.

-Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons :

-Les planchers des étages courants sont en corps creux.

-Le plancher terrasse avec un complexe d'étanchéité et une forme de pente de 1,5 %pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

C-Balcons

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine.

D- Les escaliers

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier qui relie tous les différents étages. Ce sont des escaliers à deux volées en béton armé (paliers et paillasses), coulés sur place.

E- La maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses. Pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

-Murs extérieurs : les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de10cm (cloison extérieur de10cm et intérieur de10cm) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

- Murs intérieurs : sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de10cm d'épaisseur

F-Les revêtements

-Enduit en ciment pour les façades extérieures et les cloisons

-Enduit en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs

-Revêtement à Carrelage pour les planchers et escaliers

-Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

-Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

G Fondation

a-Définition On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage en d'autre terme c'est une liaison entre la structure et le sol.

b-Fonction des fondations ,Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c-Différents types de fondations

- **Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : on cite les semelles isolées sous poteaux, les semelles filantes sous mur, et le radier générale.

- **Les fondations profondes**

C'est dans le cas où les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on cite :les pieux.

d-Facteurs de choix du type de fondation

- La nature de l'ouvrage à fonder : usage du bâtiment.

- La nature de terrain : connaissance du terrain par sondage et définition de s escaractéristiques géotechniques,

- Le site : urbain, montagne, bord de mer, …

- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence nappe d'eau, …

- Le coût des fondations : facture importante mais non décisive.

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites, à savoir le BAEL 91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

A- Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

a-Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par le mélange suivant.

- ✓ **Ciment**

  Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de la température de cuisson du mélange.

- ✓ **Granulats**

  Les granulats comprennent les sables et graviers

- ✓ ***Sables***

  Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais il doit avoir davantage de gros grains que de petits.

- ✓ ***Graviers***

- Ils sont constitués de grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5** et **25** mm.
- Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b-Résistances mécaniques du béton

1-Résistance à la compression f_{cj} [Art. A2.1, 11]

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur

Pour un ciment de classe CPJ 32,5 dosé à 350 Kg/m^3, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c\,28}$ =25 MPa)

Pour $f_{cj} \leq 40$ MPa $\quad f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}67 + 0{,}83\,j} f_{c28}$ exprimée en MPa

Pour $f_{cj} > 40$ MPa $\quad f_{cj} = \dfrac{j}{1.40 + 0.95\,j} f_{c28}$ exprimée en MPa

2-Résistance caractéristique en traction f_{tj} (Art. A2.1, 12 BAEL91)

Il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton. C'est pourquoi, on retient conventionnellement **:**

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06\, f_{c28}\text{ , si } f_{28} \leq 60\text{ MPa (ART A.2.1.12, BAEL 91)}$$

$$ftj = 0,275(f)^{2}{}^{3}\text{ , si } f_{28} \rangle 60\text{ MPa (annexe F)}$$

Dans notre cas :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \text{ x } 25 = 2,1\text{MPa}$$

c- Module de déformation longitudinale du béton:

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

1-Module de déformation longitudinal instantanée:

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

E_{ij} =11000√fcj (Art A. 2.1.21/ BAEL 91)

Pour fc28 =25 MPa Nous avons: Ei28= 32164.2 MPa

2-Module de déformation longitudinal différé:

Il est utilisé pour les chargements de longue durée. Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à:

Evj=3700 ^{3}√fcj MPA

Pour notre cas: fc28=25[MPa] Ev28=10819 [MPa].

d Module de déformation transversale:

Qui est noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante

:G= E/2 (1+ν) [MPa] Avec E: module de Young .ν: coefficient de poisson.

e-Coefficient de poisson:

c'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale: $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$

Avec Δd/d: déformation relative transversale

ΔL/L: déformation relative longitudinale

V= 0 : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations (ART- 2.1.3, BAEL 91)

V= 2 : à l'ELU, pour le calcul des déformations (ART-2.1.3, BAEL 91).

f-Fluage du béton : Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps.Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $E_v = E_\infty = 3E_i$.

g-Phénomène de retrait : Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air libre tend à se raccourcir ; ceci est dû évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de$1{,}5x10^{-4}$à $5x10^{-4}$ selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissuresde retrait,
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes,
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

h-Dilatation thermique

Une variation de température peut engendrer des contraintes internes de traction causse par entrainement des dilatations.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalles, voile, façades…) des bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de **25m** à **50m** selon la région.

e- Etat limite de contrainte de béton:

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service(ELS).

1-Etats limites ultimes (E.L.U):

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par:

$$f_{bu}=(0.85*f_{cj})/\theta\ \gamma_b \quad \text{(Art A.4.3,41/BAEL 91)}$$

$\gamma_b=1.5$ situation courante

γ: Coefficient de sécurité

$\gamma_b=1.5$ situation accidentelle

θ: Coefficient de durée d'application des actions considérées

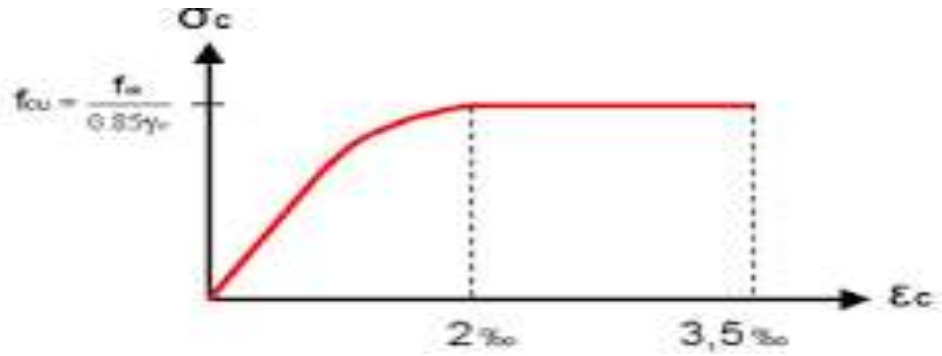
θ=1: si la durée d'application est >24h,

θ=0.9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h

θ=0.85 : si la durée d'application est inférieure à une heure (1h)▪

Pour $\gamma_b=1.5$ et θ=1, nous aurons f_{bu}= 14.2 [MPa]

Pour $\gamma_b=1.15$ et θ=1, nous aurons f_{bu}= 18.48 [MPa]



FigureI-1-diagramme des contraintes déformation a l ELU

2-Etats limites de services (E.L.S):

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$Б_{bc}$= 0.6 fc28 [MPa]Art (A.4.5, 2/ BAEL 91)

Pour fc28=25MPa $б_{bc}$= 15MPa a l'ELS.

- La contrainte de cisaillement ultime

$\tau_u=\min 0.13 f_{c28}/\gamma_b$,5 MPa fissuration peu nuisible

$\tau_u=\min 0.15 f_{c28}/\gamma_b$,4 MPa fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

-La masse volumique du béton est égale à 25kN/m3.

Le béton est considéré comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2

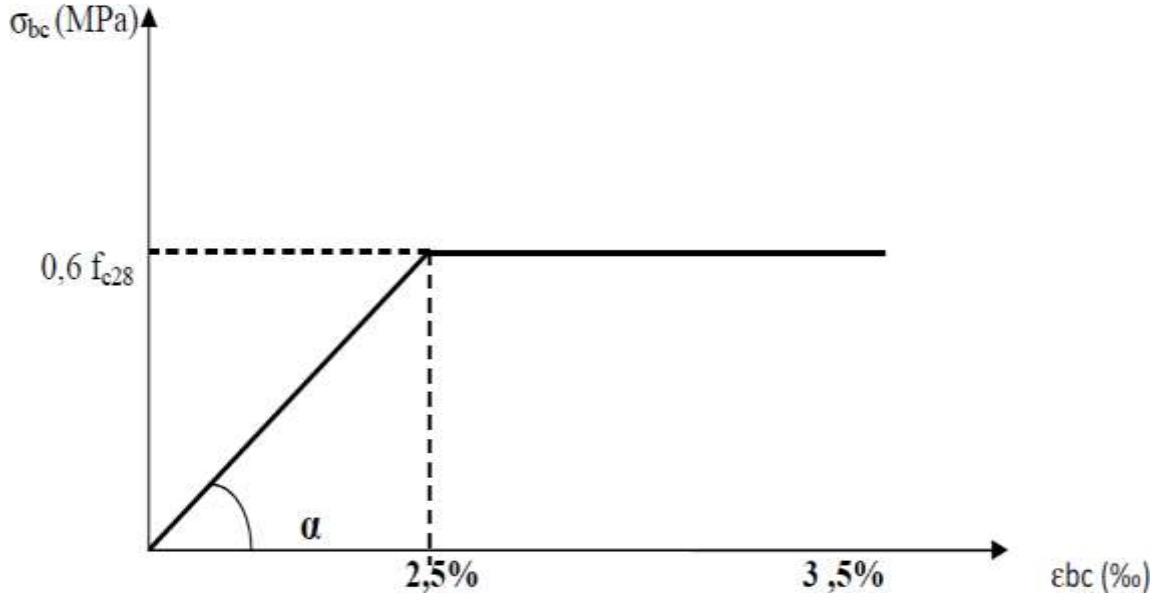


Figure I-2-diagramme des contraintes-déformation à l'ELS

B-ACIER

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, d'un pourcentage entre 0,08% et 1,67% respectivement. Ils présentent une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression.Leur rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton. Il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module d'élasticité.

a-Types d'aciers

On distingue 4 types d'aciers pour armatures :

- **Les aciers durs, type I :** ils ont une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%, ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II :** ils ont une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%, ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis :** ils ont une limite d'élasticité garantie de **500** MPa et un allongement à la rupture de 8%, ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés etles fils sur bobines.

Barres à haute adherence	**HA**	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau I.1 *Valeurs des contraintes admissibles de l'acier*

b-Module d'élasticité longitudinale:

À l'ELS, nous supposons que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young:

Es= 2. 105 MPa. Art (A.2.2,1 BAEL 91).

c-Contrainte limite ultime des aciers:

Elle est définie par la formule suivante $\mathbf{б_{st}=f_e/\gamma_s}$

$Б_{st}$: Contrainte admissible d'élasticité de l'acier•

fe: Limite d'élasticité garantie.•

γ_s: coefficient de sécurité

γ_s=1.15 pour les situations durables.

γ_s=1 pour les situations accidentelles

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
F_e=400MPa	$Б_{st}$=348MPa	$Б_{st}$=400MPa
F_e=500MPa	$Б_{st}$=452MPa	$Б_{st}$=500MPa

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

d- Contrainte ultime de service des aciers:

A fin de réduire le risque d'application des fissures pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton ,on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91modifié99,on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible**:

dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis a aucune condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers

$\bar{\sigma}_{st}=f_e$(Art. (A.4.5, 32 BAEL91)

- **Fissuration préjudiciable:**

lorsque les éléments en cause sont soumis a des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a

$\bar{\sigma}_{st}=\min 2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}$ (Art. (A.4.5, 33 BAEL91)

- **Fissuration très préjudiciable:**

cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$\bar{\sigma}_{st}=\min 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}$ (Art. (A.4.5, 34 BAEL91)

Avec: ftj: résistance caractéristique du béton a la traction Avec

η: Coefficient de fissuration

pour η= 1 pour les ronds lisses

η=1.6 pour les HA ($\phi \geq 6$mm)

η=1.3 pour les HA ($\phi < 6$mm)

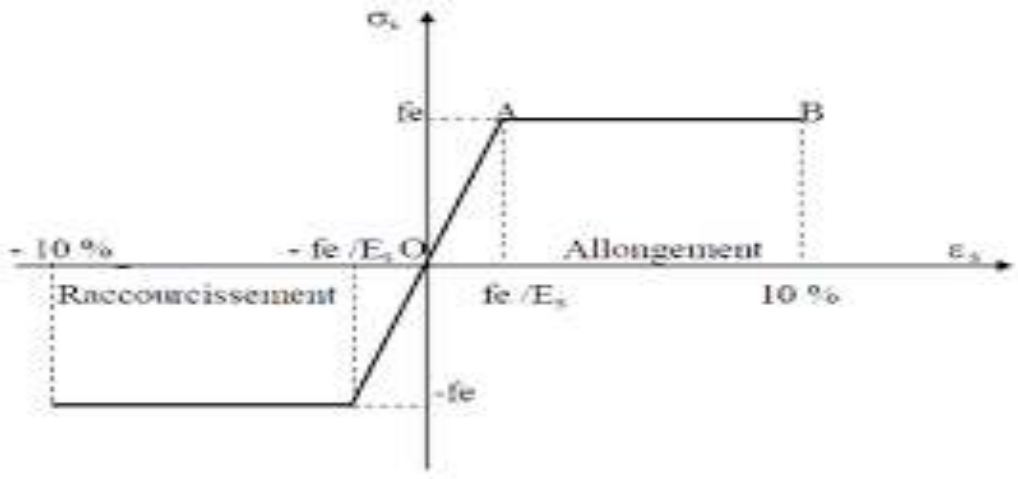


Figure I-3-Diagramme de calcul de contrainte –déformation de l'acier à L'E.L.S

e- Protection des Armatures(Art A.7.1/BAEL91)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiees 99]:

- C =5 cm: pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou a tout autre atmosphères très agressives talque les industries chimiques;
- C= 3cm: pour des parois soumises à des actions agressives; des intempéries ou à des condensations;-
- C= 1cm: pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

- Pour notre structure on prend un enrobage : **c = 3 cm.**

f-caractéristiques mécaniques de sols :

la mécanique des sols est une discipline faisant partie des technique de génie civil qui a pour objet l'étude des matériaux constitues de particules solides ,liquides, et gazeuses qui forment les terrains meubles et ce en préambule au calcul de fondations.

Un sol se caractérise par sa portance. Cette notion est d'une grande importance pour le chantier et l'ouvrage en général.

La capacité portante d'un sol se caractérise par sa résistance au tassement en fonction de la cohésion et des frottements internes. La contrainte admissible se mesure en kN/m^2 **(on censément en kg$_f$/cm^2 ou en bar)**. C'est une pression et le kN/m^2 est aussi un kilopascal (kPa).

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble, d'une bonne capacité portante. La contrainte admissible est : σ_{sol} = 2$bars$.

Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = v_u / b_0 * d$

Avec : V_u : effort tranchant de la section étudiée (calculé l'ELU).
b_0 : valeur de largueur de la section cisaillée.
d : valeurs de la hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \min(0{,}13 f_{c28}\ ;\ 4\ MPa)$

A-INTRODUCTION:

Après avoir déterminé les caractéristiques de notre ouvrage ainsi que les divers matériaux de construction, nous procédons au prédimensionnement des elements de contrevente

Le prédimensionnement des éléments de construction a pour but de pré dimensionner des sections des différents éléments résistants et aussi de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales.

B-PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS:

Ils sont constitués d'une dalle de compression ferraillée et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite porté a fin de limiter la flèche. L'épaisseur minimale des planchers doit satisfaire la condition suivante:

$$\mathbf{h_t \geq L_{max}/22.5}$$

Avec: -Lmax: la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.
-ht: Epaisseur de la dalle(hauteur totale du plancher).

Dans notre cas: L =420-25=395 cm

On aura donc : $\mathbf{H_t \geq 395/22.5}$ ce qui nous donne $\mathbf{H_t \geq 17.55cm}$
On prend $\mathbf{H_t = 20\ cm}$

On adoptera une hauteur normalisée de **Ht =20 cm**, soit un plancher (**16+4** en cm), dont **16** cm qui est la hauteur du corps creux et 4 cm celle de la table de compression

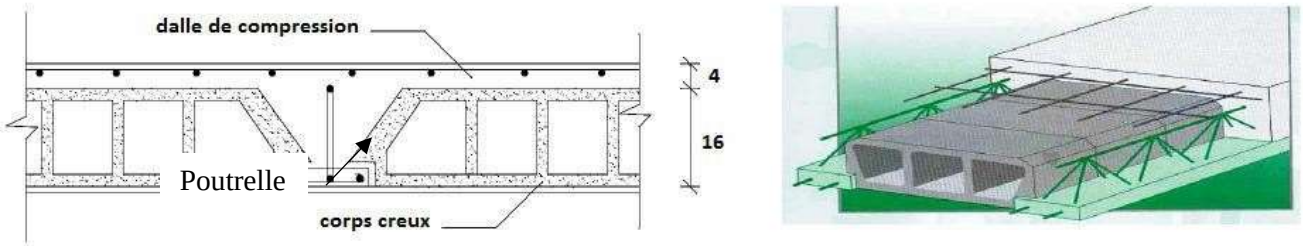


Figure II.1 ***Schéma descriptif d'un plancher en corps creux***

C-DALLES PLEINES:

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminés selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes:

-La résistance à la flexion.
-L'isolation acoustique.
-La résistance au feu.

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

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule: ep≥ L0/10

L_0: portée libre. ⟶ e: épaisseur de la dalle.

L_0 = 1.20 ep≥ 1.20/10 =0.12m

on prend : e_p=15 cm.

- **Résistance au feu:**

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes:

ep= 11cm Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie

- **Isolation acoustique:**

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse surfacique du plancher . Donc: pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale MDp= 350kg/m² D'où l'épaisseur minimale de la dalle

On a:$\mathbf{MDp= \rho_{béton} \times ep}$

$$e_p=M_{DP}/\rho_{beton}$$

ρ: Masse volumique du béton , tel que : ρ = 2500Kg/m3

e_p=350/2500=0.14 cm……**ep=15cm**

Conclusion : Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on adopte pour les dalles pleines une épaisseur **e = 15 Cm.**

D-PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES:

Les poutres sont des éléments en béton armé de section rectangulaire coulées sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).On distingue:

- les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- les poutres secondaires qui assurent le chainage.

Selon BAEL91 les dimensions de la poutre h et b sont déterminés comme suit

$$L/15 \leq H_t \leq L/10 \qquad 0.4.H_t \leq b \leq 0.7.H_t.$$

- h: hauteur de la poutre.
-b: largeur de la poutre.
-L: portée maximum entre nus d'appuis.

En zone IIa on doit respecter les trois conditions imposées par le RPA99.Art 7.5.1 telque :

-Largeur : b ≥ 20 cm
-Hauteur : h ≥ 30 cm
-Le rapport : h/b ≤ 4.

1-Poutres principales:

- **Hauteur:**

L_{max}=420-25=395m

$395/15 \leq h \leq 395/10$ (cm)

$26.33 \leq h \leq 39.5$ (cm)

On adoptera donc : **h= 40 cm**

- **Largeur:**

$0.4h \leq b \leq 0.7h$

$16 \leq b \leq 28$(cm)

On adoptera donc **: b= 30 cm**

2-Poutres secondaires:

- **Hauteur:**

L_{max}=360-25=335m

$335/15 \leq h \leq 335/10$ (cm)

$22.33 \leq h \leq 33.5$ (cm)

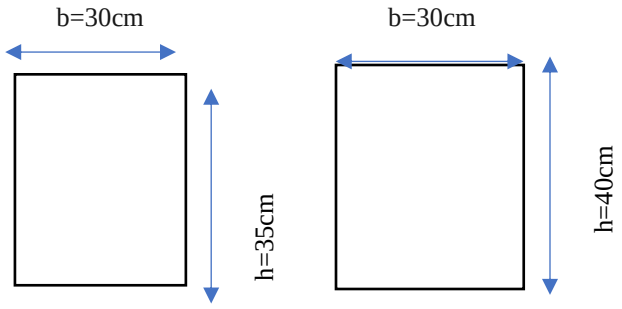
On adoptera donc : **h= 35 cm**

- **Largeur:**

$0.4h \leq b \leq 0.7h$

$14 \leq b \leq 24.7$(cm)

On adoptera donc **: b= 30 cm**



Verification des conditions exigees par le RPA

les vérifications des conditions exigées par l RPA sont montrées dans le tableau suivant

CONDITIONS	POUTRE PRINCIPALES	POUTRE SECONDAIRES	VERIFICATION
h≥30cm	40	35	Condition vérifiée
b≥20cm	30	30	Condition vérifiée
h/b≤4	1.33	1.16	Condition vérifiée

Conclusion : Les sections adoptées pour les poutres sont comme suites :

- **Les poutres principales : 40 x 30 cm²**
- **Les poutres secondaires : 35 x 30 cm²**

E- Pré dimensionnement des voiles: (Art 7.7.1/ RPA 99 version 2003)

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place qui ont pour fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à (l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003) qui définit ces éléments en satisfaisant la condition suivante: **L ≥ 4 a**

Avec **a**: épaisseur des voiles

.L: longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec $\mathbf{a_{min}= 15cm}$

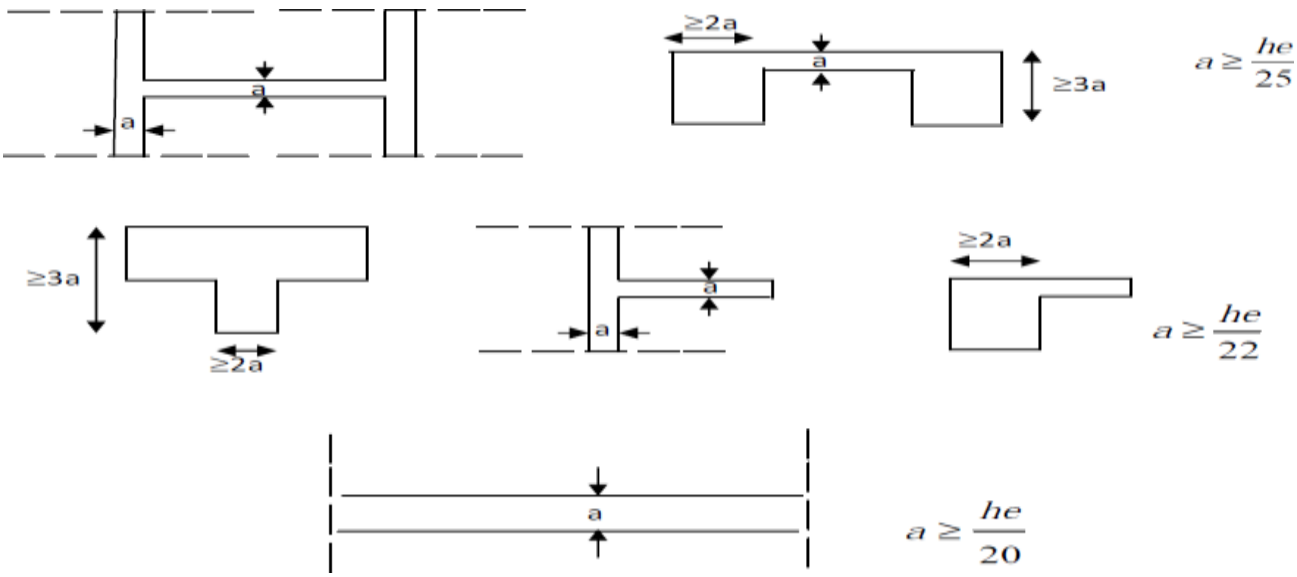


Figure II-2: Coupe des voiles en plan

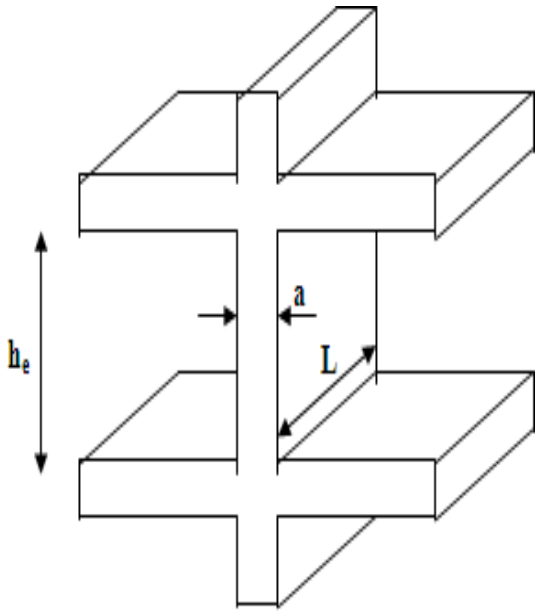


Figure II-3: Coupe du voile en élévation

1-Epaisseur des voiles

Dans notre cas l'épaisseur des voiles est données par a=he/20

Avec **he=h-hpp**

h :hauteur d'étage

hpp :l'épaisseur de la dalle ou du plancher

he : est la hauteur libre du voile

Nous aurons donc

- **Pour l'étage courant et comble**

he=306-35=271cm

a≥271/20=13.55 a≥13.55

- **Pour le RDC**

he=425-35=390cm

a≥390/20=19.5 a≥19.5

- **Pour sous-sol**

he=340-35=305cm

a≥305/20=305 a≥15.25

on adoptera donc l'épaisseur des voiles **a=20cm**

2-Longueurs des voiles

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventements la longueur L doit être au moins égale à 4fois son épaisseur, soit

$L_{min} \geq 4a=4x20=80cm$

Vérification des exigences du RPA99 version 2003(art7.7.1)

A=20cm a≥15cm (condition vérifier)

F : LES POTEAUX :

Les poteaux seront pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple, tout en supposant que c'est le béton seul qui reprend l'effort normal **N**s.

L'effort normal **N**s sera déterminé une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré avec la descente de charges, en tenant compte de la proposition des plans d'architecture et des limites imposées par le RPA 99 modifié 2003

La section du poteau est donnée par la formule suivante $\mathbf{S \geq N_S / Б_{bc}}$

Avec **Ns**: effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à **(G+Q)**

$Б_{bc}$: contrainte admissible du béton à la compression simple

$Б_{bc}=0.6\ f_{c28}=15MPa$

1-DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGE

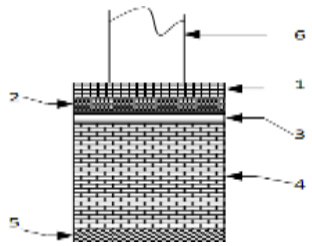
N°	Désignation de l'élément	E_p en cm	Contrainte (KN/m²/cm)	le poids (KN/m²)	
1	Revêtement de carrelage	2	0.22	0.44	
2	Mortier de pose	2	0.22	0.44	
3	Couche de sable	3	0.17	0.51	
4	Planchers en corps creux	20	/	2.8	
5	Cloison de séparation	10	/	0.9	Coupe verticale plancher étage courant
6	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2	
		G		5.29	

Tableau II-1-des charges permanentes (G), étage courant

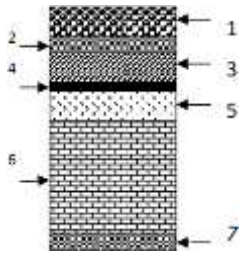
N°	Désignation de l'élément	E_p en cm	Contrainte (KN/m²/cm)	Le poids (KN/m²)	
1	couche de gravillon	4	0.2	0.8	
2	Etanchéité multicouche	2	0.12	0.24	
3	Isolation thermique	2	0.8	0.16	
4	Feuille papier kraft	0.5	0.02	0.01	
5	Forme de pente	7	0.24	1.68	
6	Plancher corps creux	16+4	/	2.8	
7	Enduit de plâtre	2	0.1	0.2	*Coupe verticale plancher terrasse*
		G		5.89	

Tableau II-2- des charges permanentes (G), plancher terrasse

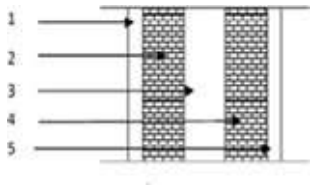
N°	Désignation de l'élément	Ep en cm	Contrainte (KN/m²/cm)	le poids (KN /m²)	
1	Enduit ciment	2	0.22	0.44	
2	Brique creuse	10	/	1.2	
3	Lame d'air	5	/	0.00	
4	Brique creuse	10	/	1.2	*Coupe verticale du mur extérieure*
5	Enduit plâtre	2	0.05	0.1	
		G		2.94	

Tableau II-3-des charges permanentes (G) du mur extérieur.

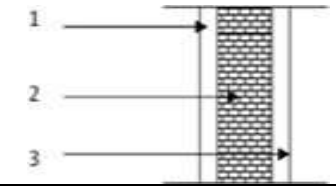
N°	Désignation de l'élément	Ep en cm	Contrainte (KN/m²/cm)	le poids (KN /m²)	
1	Enduit plâtre	2	0.05	0.1	
2	Brique creuse	10	/	1.2	
3	Enduit plâtre	2	0.05	0.1	*Coupe verticale du mur intérieure*
		G		1.4	

Tableau II-4- des charges permanentes (G) du mur intérieur

Elément	Surcharges (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher commercial (bureau)	2.5
Balcons	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1

Tableau II-5-des surcharges d'exploitation (Q) des éléments.

2-DESCENTE DE CHARGES

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure de puis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

a-calcul de l'effort normal

Le poteau le plus sollicité dans notre structure est le poteau C3

Surface d'influence revenant au poteau :

S= S1+S2+S3+S4

S= (1.5x1.9) + (1.5x1.8) + (1.6x1.9) + (1.6x1.8)

S= 11.47 m²

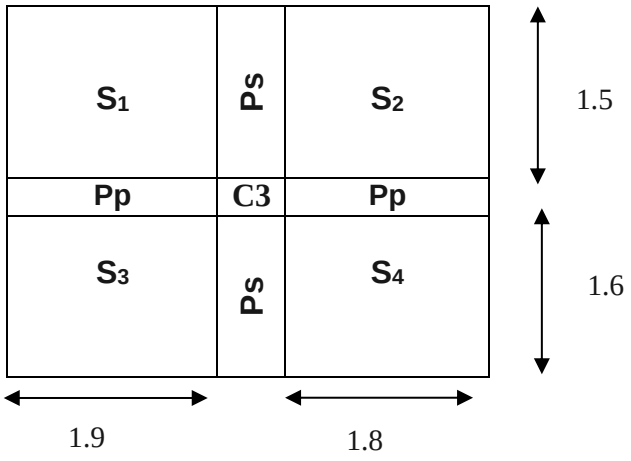


Figure II.2 ***Surface d'influence du poteau « C3 »***

Charge permanentes

a) Poutres principales

G_{pp}= 0.30 x0.4x (1.8+1.9) x 25 = 11.1 KN

b) Poutres secondaires

G_{ps}=0.25x0.35x(1.5+1.6)x25= 8.1375 KN

D'où le poids des poutres est de :

$G_p = G_{pp}+G_{ps}$= 19.2375 KN

c) poids des planchers

Plancher terrasse : G_{pt}= 11.47 x5.89 = 67.5583 KN

Plancher d'étage courant : G_{pe}= 11.47 x 5.29 = 60.6763 KN

d) poids des poteaux

Poteaux des étages courants de 1 à 5:G_{pe}= 0.35 x 0.356x 3.06 x 25= 9.37125KN

Poteau de RDC : $G_{p(RDC)}$=0.4 x 0.4 x4.25 x 25= 17 KN

2. Surcharge d'exploitation

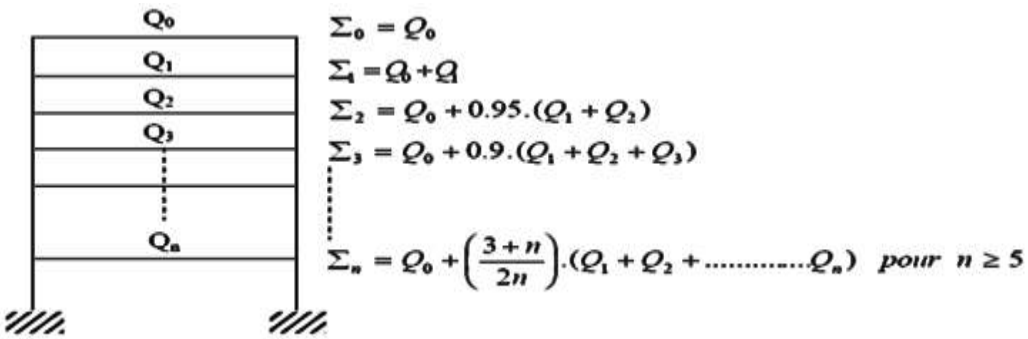
Plancher terrasse :Q_{pt}= 11.47 x 1.00 = 11.47 KN

Plancher d'étage courant :Q_{pe}= 11.47 x 1.5 = 17.205KN

Plancher d'étage commercial : Q_{pc}= 11.47 x 2.5 = 28.675 KN

3-LA LOI DE DEGRESSION DES CHARGES EN FONCTION DU NOMBRE D'ETAGES

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux et où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes pour les bâtiments à usage habitation. Cette loi de dégression s'applique entièrement sur leur niveau. Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression de surcharge est de 5 étages ou plus, ce qui est le cas de notre ouvrage



NIV	5	'4	3	2	1	RDC	S/SOL
COEFFICIENT	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

Tableau II-3-coefficient de dégression de surcharge

$Q_{terrasse} = Q_0 = 11.47KN$

$Q_9 = Q_0 + Q_1 = 28.675$ KN

$Q_8 = Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2) = 44.1525$ KN

$Q_7 = Q_0 + 0.9\ (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 57.9235$ KN

$Q_6 = Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 69.967$ KN

$Q_5 = Q_0 + 0.80\ (Q1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 80.29$ KN

$Q_4 = Q_0 + 0.75\ (Q1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 88.8925$ KN

$Q_3 = Q_0 + 0.714\ (Q1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 97.46059KN$

NIVEAU	Charges permanente (KN)					Charges d'exploitation en KN		Effort normaux (kN)	Section des poteaux (cm²)	
	Poids			G	G cumulée	Q	Q cumulée	$N = G_c + Q_c$	$S = N/\bar{\sigma}_{bc}$	S Adoptées
	Planchers	poutres	poteaux							
5	60.6763	19.2375	9.37125	89.28505	176.08085	17.205	11.47	204.75585	136.50	30x30
4	60.6763	19.2375	9.37125	89.28505	265.3659	17.205	28.675	311.2459	207.49	35x35
3	60.6763	19.2375	9.37125	89.28505	354.65095	17.205	44.1525	417.73595	278.49	35x35
2	60.6763	19.2375	9.37125	89.28505	443.936	17.205	57.9235	524.226	349.48	35x35
1	60.6763	19.2375	9.37125	89.28505	533.22105	17.205	69.967	630.71605	420.47	35x35
RDC	60.6763	19.2375	17	96.9138	630.13485	28.675	80.29	756.30485	504.20	40x40
S/SOL	60.6763	19.2375	13.6	93.5138	723.64865	17.205	88.8925	867.02365	578.01	40x40

Tableau II-6- récapitulatif de la descente des charges

4-verification relatives aux exigences du RPA 99 version 2003

a-vérification des sections des poteaux

poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	observation
30x30	Min(b ,h)≥25cm	Min(b ,h)=30≥25cm	Condition vérifiée
	Min(b ,h)≥h_e/20	(306-20)/20=14.3	Condition vérifiée
	1/4<b/h<4	1/4<30/30<4	Condition vérifiée
35x35	Min(b ,h)≥25cm	Min(b ,h)≥25cm	Condition vérifiée
	Min(b ,h)≥h_e/20	(306-20)/20=14.3	Condition vérifiée
	1/4<b/h<4	1/4<40/40<4	Condition vérifiée
40x40	Min(b ,h)≥25cm	Min(b ,h)≥25cm	Condition vérifiée
	Min(b ,h)≥25cm	(340-20)/20=16cm (425-20)/20=20.25	Condition vérifiée
	Min(b ,h)≥h_e/20	1/4<40/40<4	Condition vérifiée

Tableau II-7 ,Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA

b-VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations

Il faut vérifier l'élancement ƛ des poteaux $\lambda = l_f/i$

Avec : l_f: longueur de flambement ($l_f=0.7l_0$)

i : rayon de giration $i=\sqrt{I/B}$

l0 : hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (bxh).

I : moment d'inertie $I=bh^3/12$

$$\lambda = L_f/(\sqrt{I_{yy}/S}) = 0.7L_0/(\sqrt{b^2/12}) = 0.7L_0\sqrt{12}/b$$

Niveau	5eme	1ème au 2ème 3eme et 4eme	RDC	s/sol
hauteur	3.06	3.06	4.25	3.40
Section des Poteaux (cm^2)	30x30	35x35	40x40	40x40
λ	21.90	18.77	23.64	18.48

Remarque

λ< 50 pour tous les niveaux donc y n'a pas de risque de flambement

5-CONCLUSION:

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

Hauteur du plancher en corps creux		**(h_t=20cm(16+4)**
Epaisseur de la dalle pleine		**15cm**
Epaisseur des voile		**20cm**
Sections des poutres	Poutre principale	**(30x40)cm**
	Poutre secondaire	**(30x35)cm**
	S/Sol, RDC	**(40x40)cm**
	1er -2eme- 3eme et 4eme étage	**(35x35)cm**
	5eme etage	**(30x30) cm**

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

Introduction

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et surcharges d'exploitation.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère,
- Le plancher en corps creux.
- Le balcon en dalle pleine.
- La poutre palière.
- La poutre de chainage.
- L'escalier.

III.1 Acrotère

III.1.1 Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferraillage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée sous l'effet de :

- Un effort normal N_G dû à son poids propre G.
- Un effort horizontal Q dû à la main courante estimée à 1KN/ml engendrant un moment de renversement M_Q.

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

III.1.2. Hypothèses de calcul:

* L'acrotère est sollicité en flexion composée à L'ELU et à L'ELS.

* La fissuration est considérée comme préjudiciable.

* Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.1.3. Dimensionnement:

* Hauteur=60cm.

* Epaisseur=10cm

* La surface = 0.0685 m²

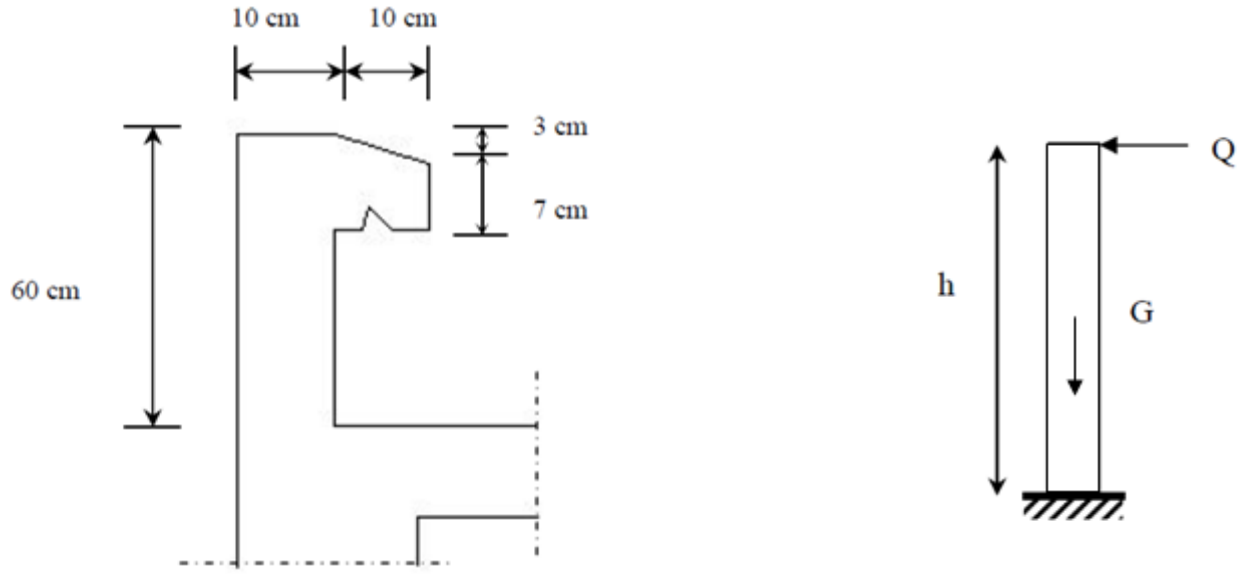


Figure III.1.1 Coupe transversale et schéma statique de l'acrotère

III.1.4 Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait pour une bande de 1 m de largeur.

A) Evaluation des sollicitations

- **chargement:**
  - **charge permanente « G » :**

Poids propre: $G = \rho \times S \times 1ml \Rightarrow G = 25 \times S$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25\left[\frac{0,03 \times 0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,1 \times 0,6\right] = 1,7125 \text{ [KN/ ml]}$$

- **Surcharge d'exploitation « Q » (Effort horizontal dû à la main courante) :**

Q=1 [KN/ml].

- **Calcul des sollicitations**

- Effort normal à la base dû au poids propre : $N_G = G \times 1 = 1.7125$ KN
- Effort tranchant dû à la surcharge Q : $T_Q = Q.1ml = 1KN$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement dû à Q à la base : $M_Q = T.H = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6$ KN.m.

- **Diagramme des efforts interne**

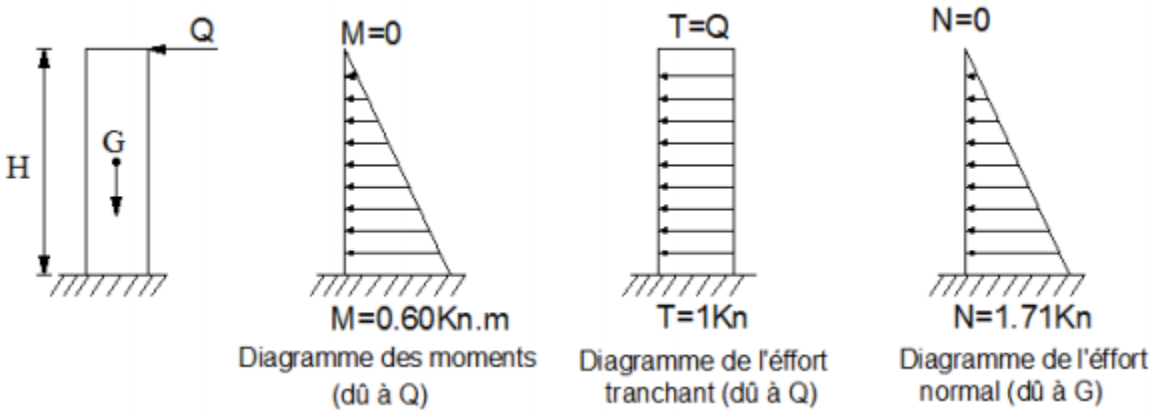


Figure III.1.2 Schématisation des efforts internes

B) Les combinaisons des charges

L'ELU

La combinaison des charges est : qu = 1.35G +1.5Q

-L'effort normal : $N_u = 1{,}35.N_G = 1{,}35 \times 1{,}7125 =$ **2,312 KN/ml.**

-Moment de flexion : $M_u = 1.5\ M_Q = 1.5 \times 0.6 =$ **0.90 KN**

-l'effort tranchant : $T_u = 1.5 \times Q =$ **1.5 KN**

L'ELS

La combinaison des charges est : G + Q

-L'effort normal : $Ns = N_G =$ **1.7125 KN**

-Moment de flexion : $Ms = M_Q =$ **0.6 KN.m**

-l'effort tranchant : $Ts = T_Q =$ **1 KN**

C) Ferraillage de l'acrotère

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS .

Le ferraillage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « h=10cm » et de largeur« b=100cm », soumise à la flexion composée à l'ELU sous N_u et M_u, puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous N_s et M_S.

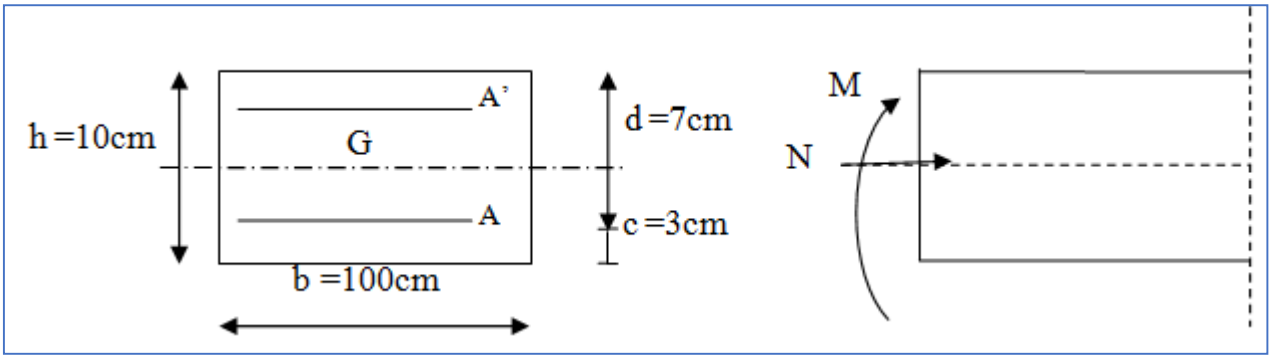


Figure III.1.3 : Shéma des armatures **Figure III.1.4 : répartition des efforts interne**

Avec: h : épaisseur de la section,

c et c' :l'enrobage,

d = h – c : hauteur utile,

Mf: moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

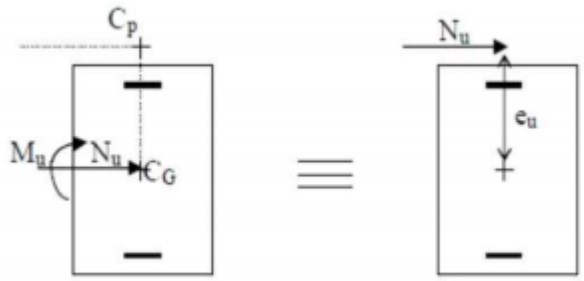


Figure III.1.5 : section rectangulaire soumise à la flexion composée.

Calcul à L'ELU :

Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 39cm > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2cm$$

Avec :

MU : moment dus à la compression.

NU : effort de compression.

e_u : excentricité.

Y=$\frac{h}{2} - c \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures donc celle-ci est partiellement comprimée **SPC.**

Donc

l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment M_f, qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f, puis on passe à la flexion composée où la section des armatures sera déterminée en fonction de A_f déjà calculée.

Calcul de la section d'armature en flexion simple

- **Moment fictif:**

$M_f = N_u \times g$

Avec : $g = e_u + (h/2 - c)$

g : distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section d'armatures tendues.

Donc : $M_f = N_u\left[e_u + (\frac{h}{2} - c)\right]$

$M_f = 2.312[0.39 + 6 + (0.05 - 0.03)] = 0.943$ KN.m

- **Moment réduit:**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.943 \times 10^3}{100 \times (7)^2 \times 14{,}2} = 0{,}0136$$

$\mu_b = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$

On prend $\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.993$ (valeur tirée du tableau des coefficients)

Remarque :

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Armatures fictives:**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \; avec: \; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 = 348 MPa$$

$$A_{stf} = \frac{0.95 \times 10^3}{0{,}993 \times 7 \times 348} = 0.393 \, cm^2$$

Armature réelles (flexion composée)

- **Armatures principales**:

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.392 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.327 cm^2$$

A_{st} =0.327cm^2.

As=0 →Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

D) Vérifications à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art 4.2.1)**

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

$$A \geq A_{\min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{t28}}{fe} \times \left[\frac{e_S - (0{,}455 \times d)}{e_S - (0{,}185 \times d)} \right]$$

Calcul de l'excentricité es :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0{,}6}{0.7125} = 0{,}35\ m = 35cm$$

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

D'où : $A_{\min} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 7 \times 2{,}1}{400} \times \left[\frac{35 - (0{,}455 \times 7)}{35 - (0{,}185 \times 7)} \right]$ **=0.8cm^2**

A_{min} = 0.8cm^2 > A = 0.327cm^2→La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

A = A_{min} = **0,8cm^2**

Soit **: A_t = 4HA8 ⇒ A = 2,01 cm^2/ml** avec un espacement $S_t = \frac{100}{4}$ **= 25cm**

●**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2{,}01}{4} = \mathbf{0.5\ cm^2}$$

On adoptera **: 3HA8** $\Rightarrow$ $\mathbf{A_r = 1.51cm^2/ml}$ avec un espacement $\mathbf{S_t = 60/3 = 20cm}$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.2.1 / BAEL 91)**

La fissuration est préjudiciable, donc : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2.5\,MPa$

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5$ KN avec V_u : effort tranchant à l'ELU

$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.021MPa \leq \bar{\tau} = 2.5$MPa Condition vérifiée.

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres** : **(Art A.6.1, 3 BAEL91/99)**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa

$\Psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence)

$f_{t28} = 2.1$MPa

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.237MPa$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05$cm.

$\tau_{se} = 0.237$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa $\rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Ancrages des barres aux appuis** **[A.6.1, 2 1/BAEL 91]**

La longueur de scellement droit : correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.

$l_s = \frac{\phi\, fe}{4\bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.84} = \mathbf{28.17\ cm}$ Avec:

- $\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84$ MPa.
- $f_e = 400$MPa
- $\Psi_s = 1.5$ (HA)

D'après le BAEL 91[Art .6.1, 22], la longueur de scellement pour les HA 400 est de :

$l_s = 35\phi = 35 \times 0.8 = 28cm$ avec f_{c28}=**25 MPa**

Donc : on opte à l_s= **30cm**

- **Espacement des barres**

  - Armatures principales : **S_t=25cm ≤ min {3h, 33 cm}= 30cm → Condition vérifiée**

  - Armatures de répartition : **S_t =20cm ≤ min {4h, 45cm}= 40 cm → Condition vérifiée**

E) Vérifications à l'ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries. C'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable. On doit donc vérifier les conditions suivantes :

- **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\} = 201.63MPa$$

Avec η=1,6 **pour les aciers de haute adhérence (H.A) de diamètre supérieur à 6 mm.**

$$\text{et on : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.9155 \\ K_1 = 44.17 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.9155 \times 70 \times 201} = 46.58MPa$$

$\sigma_s = 46.58MPa \prec \overline{\sigma}_s = 201.63MPa$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = (0.6)\ (25) = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{46.58}{44.17} = 1.05MPa$$

$\sigma_{bc} = 1.05MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15MPa$ → **Condition vérifiée**

F) Schéma de ferraillage de l'acrotère

Ferraillage adopté :

- **Armatures principales : 4HA8 avec un espacement de 25cm.**
- **Armatures secondaires : 3HA8 avec un espacement de 20cm.**

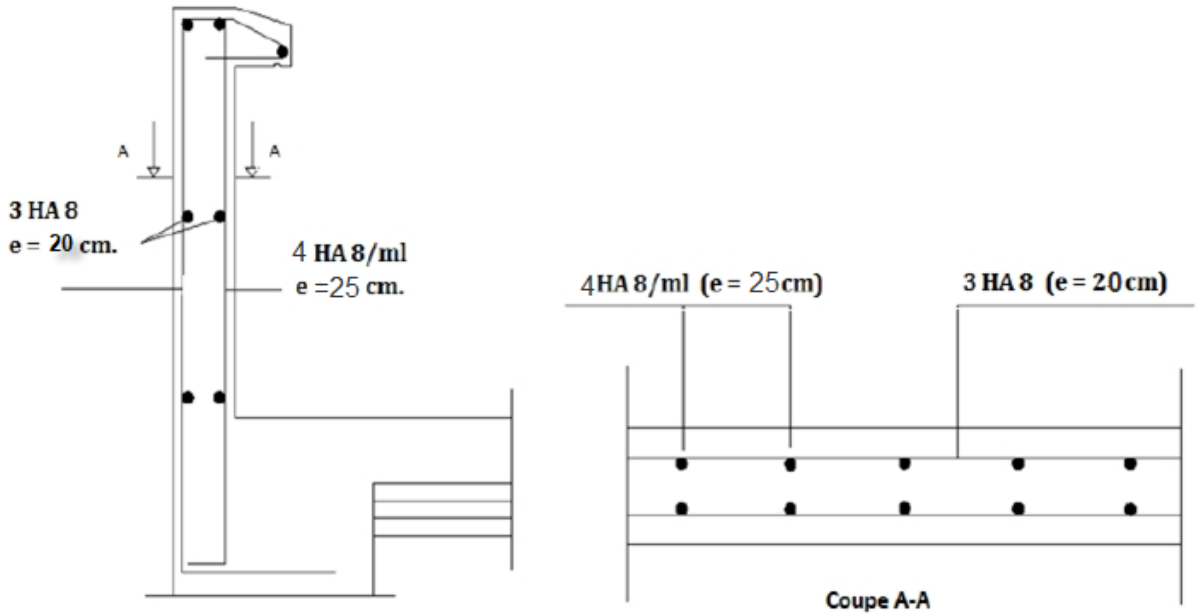


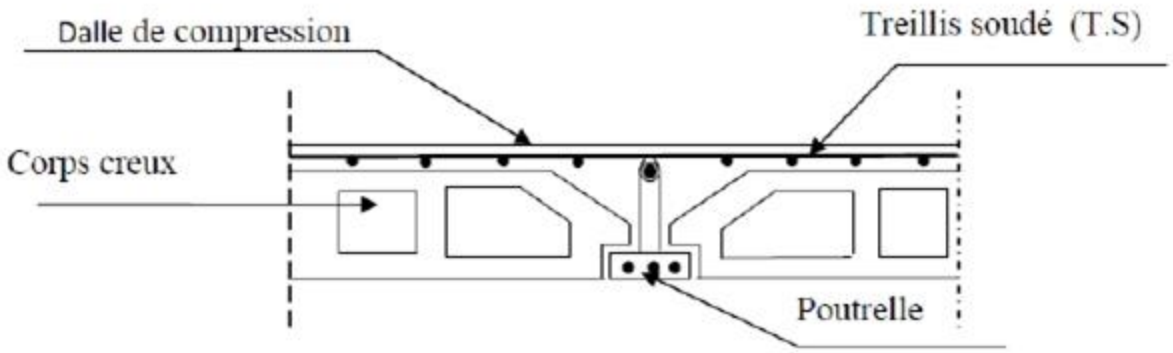
Figure III.1.6.Schéma de ferraillage de l'acrotère

III.2 Calcul des plancher

Introduction

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

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



Plancher en corps creux

Définition :

III.2.1 Ferraillage de la dalle de compression

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

● 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles

➢ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles [BAEL 91/B.6.8,423] :**

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

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

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

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

➢ **Armatures parallèles aux poutrelles**

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

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

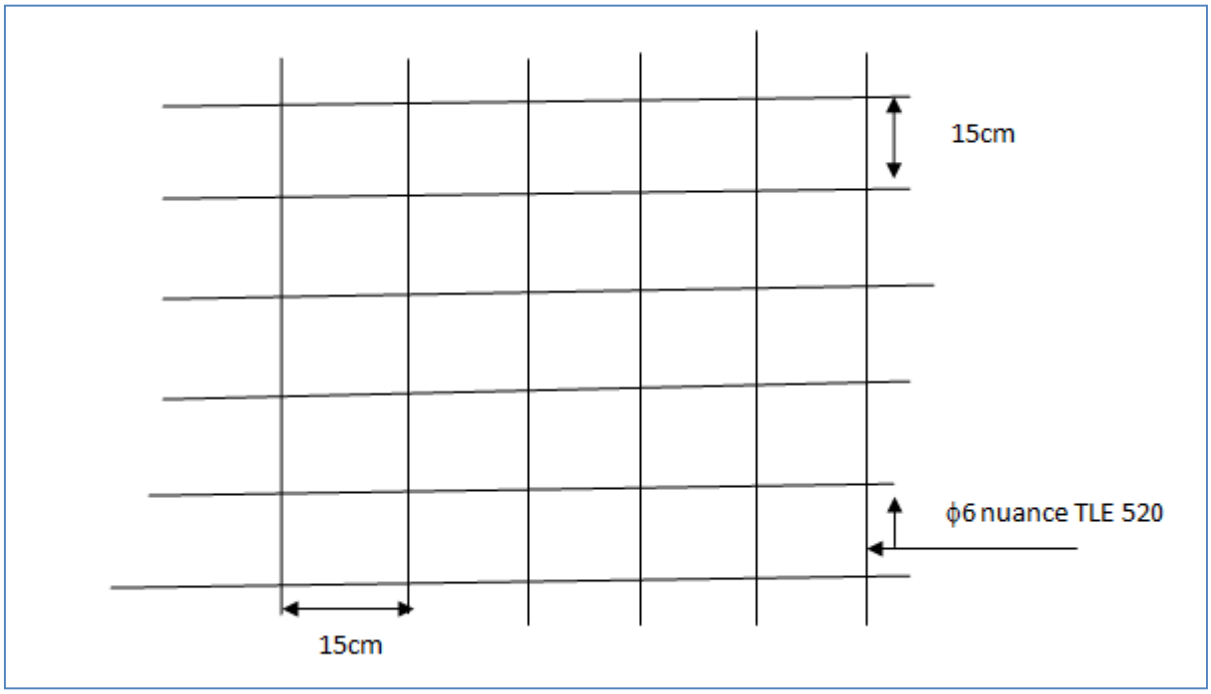


Figure III.2.1. Treillis soudées de 15 x15 cm

Conclusion :

On adopte pour le ferraillage de delle de compression treillis soudé de nuance TLE

520 de dimensions **(6x6x150x150).**

III.2.2.Les poutrelles :

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

a) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**

  Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

- **Critère de la continuité :**

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

III.2.2.1 Calcul de la poutrelle (nervures)

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués. Leur section est en Té, la distance entre axe est de 65 cm, le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu. Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément repartie et le calcul ce fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression,
- Après le coulage de la dalle de compression.

1^{ére} étape : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 KN/ml$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 KN/ml$

Avec : l = 65cm ; largeur de l'hourdis

$G=G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74KN/ml$

Surcharge due à l'ouvrier : Q = 1x0.65=0.65KN/ml.

- **Calcul à L'ELU**

  Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

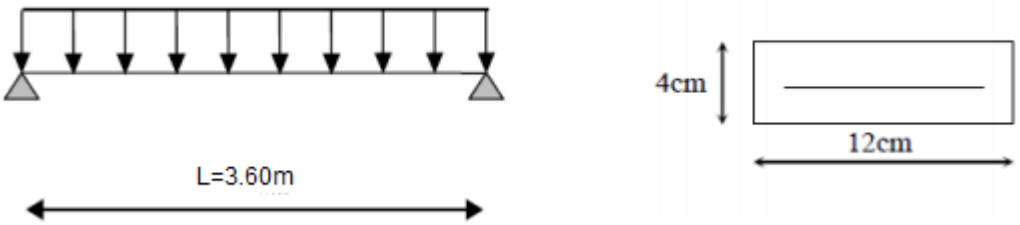


Figure III.2.2 : schéma statique de la poutrelle.

Combinaison de charges

$q_u = 1.35G + 1.5Q$

$q_u = 1.35\ (0.74) + 1.50\ (0.65) = 1.97KN/ml$

Calcul du moment en travée

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 4.2$ m (la travée la plus sollicitée)

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1.97 \times (3.60)^2}{8} = 3.19KN.ml$$

Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1.97 \times 3.6}{2} = 3.55KN$$

Calcul de la section d'armature

Soit l'enrobage c = 2cm

La hauteur d = h - 3 = 4 - 2 = 2cm

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.19\times10^6}{120\times10^2\times14.2} = 18.72 >> 0.392 \Rightarrow$$ Section doublement armée **(SDA)**

- **Conclusion**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

Ces étais sont généralement distant de 80cm à120cm

2éme étapes : Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge **« q_u »** uniformément repartie (combinaison des charges et surcharges).

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

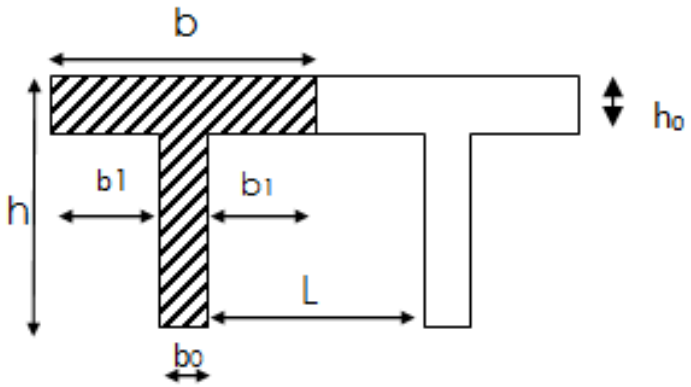
- **Dimension de la poutrelle**

La largeur des hourdis est à prendre en compte de chaque coté une nervure à partir de son parement est limitée par les plus restrictives des conditions ci–après :

Avec :
L : distance entre-axe des poutrelles ;
b=65cm : distance entre axes de deux poutrelle
h=(16+4): hauteur du plancher en corps creux

$\boldsymbol{b_0}$=12cm : largeur de la poutrelle

$\boldsymbol{h_0}$= 4 cm : épaisseur de la dalle de compression



$\boldsymbol{b_1}$: débord

Figure III.2.3 :Surfaces revenant aux poutrelles

Avec :

$$b_1 \le \frac{l - b_0}{2}$$

$$b_1 \le \frac{l_1}{10}$$

$$b_1 \le \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$$

$$b_1 \le \frac{65-12}{2} = 26.5\,cm$$

$$b_1 \le \frac{360}{10} = 36cm$$

$b_1 \le \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2}$ =120 cm

On prend: **b_1 = 26.5 cm**

$b=2b_1+b_0=2x26.5+12=65$ cm → **b= 65 cm**

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitations**

Poids propre de plancher

- Étage courant :…….. …. $G_e = 5.29$ KN/m^2
- Plancher terrasse : …….$G_t = 5.89$KN/m^2

  $G_e = 5.29 \times 0.65 = 3.44$ KN/ml

  $G_t = 5.89 \times 0.65 = 3.83$ KN/ml

Surcharges d'exploitation :

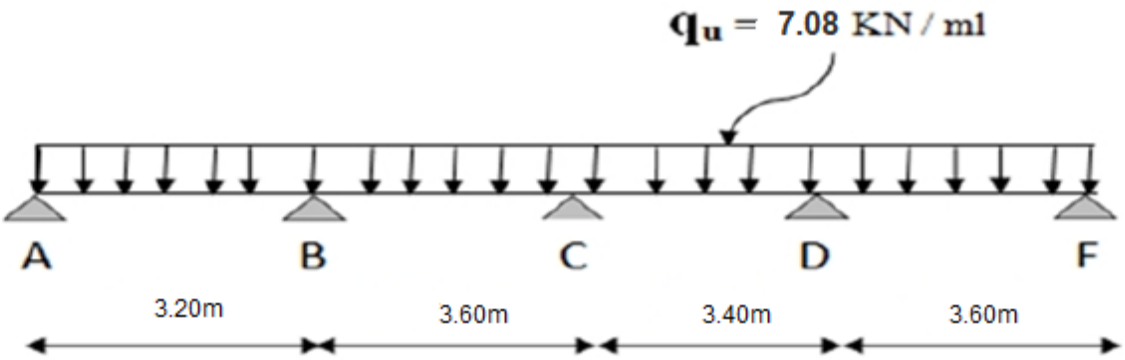
- Étage de service (RDC à usage bureaux)…….... Q=2.5x0.65 = 1.625 KN/ml
- Étages courants à usage d'habitation…….. Q=1.5x0.65 = 0.975 KN/ml
- Plancher terrasse…….. Q=1x0,65=0.65KN/ml

ELU : $q_u = 1.35\ G + 1.5\ Q$

ELS : $q_s = G + Q$

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
RDC	3.44	1.625	7.08	5.065
Étage courant	3.44	0.975	6.11	4.415
Plancher terrasse	3.83	0.65	4.62	4.09

Schéma statique de calcul



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

Choix de la méthode

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue à l'aide de l'une de ces 3 méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire ;
- ✓ Méthode de Caquot ;
- ✓ Méthode des trois moments ;

Méthode forfaitaire

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

II s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux plancher à surcharges modérées ,tels que les planchers des construction courantes comme les bâtiments d'habitation , les bâtiments à usage de bureaux ,d'enseignement ,d' hôpitaux……

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91 modifié 99, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée , si les conditions suivants sont remplies :

1. La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5KN/m^2 c'est –à-dire :

   Q≤min{2G; 5} KN/m^2

   - Q=2,5KN/m^2
   - 2G=2x3.44=6.88KN/m^2

Q= 2.5KN /m^2 ≤min {2G; 5} = 5 KN/m^2 → **Condition vérifiée**

2- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable → **Condition vérifiée**

3- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. Comme il n'y a pas de changement de section. → **Condition vérifiée**

4- Les portées successives sont dans un rapport compris entre ≪ 0.8 ≫ et ≪ 1.25 ≫

$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$\frac{320}{360}$=0.88

$\frac{360}{340}$=1.05

$\frac{340}{360}$=0.94

→**Condition vérifiée**

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

- **Application de la méthode**

On a : Q_u=7.08KN/ml

Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment « M_0 » dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

Exposé de la méthode

Les valeurs M_t, M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.
  $M_0 = q\, l^2 / 8$.

- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur les appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

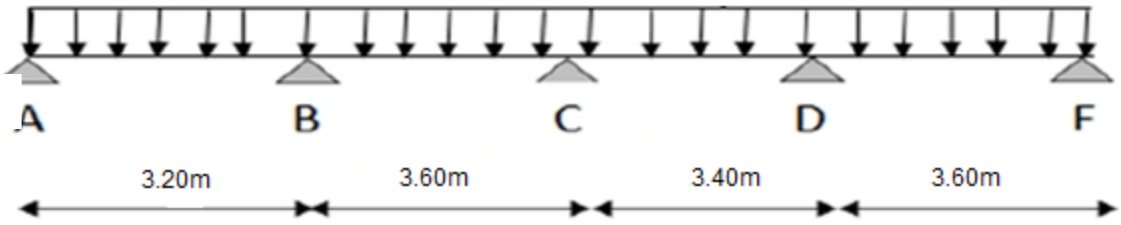
- ✓ M_t **:** moment maximal en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

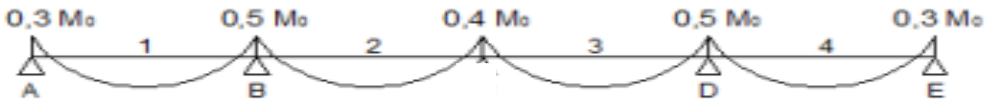
1) $M_t \geq \max\left[1.05M_0;(1+0.3\alpha)M_0\right] - \dfrac{M_\omega + M_e}{2}$ -

2) $M_t \geq \dfrac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire

3) $M_t \geq \dfrac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur huit (08) appuis, on aura le diagramme suivant :





Calcul des sollicitations à L'ELU

Calcul des rapports des charges

$$0 < \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{2.5+5.29} = \frac{2.5}{2.79} = 0.32 < \frac{2}{3} \rightarrow \alpha = 0.32$$

	Travée intermédiaire	**Travée de rive**
α	**(1 + 0.3α) / 2**	**(1.2 + 0.3α) / 2**
0.32	0.548	0.648

Calcul des moments isostatiques

$$M_0 = \frac{q_u . l_2^2}{8}$$

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
L(m)	3.20	3.60	3.40	3.60
(KN.m) M_0	9.06	11.46	10.23	11.46

- **Aux appuis**

$M_{appui} = \beta\ M_0^{max}$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M_{appui} (KN.m)	3.44	5.73	4.58	5.73	3.44

Calcul des moments en travées

• Travée de rive

_ Travée AB:

$\boldsymbol{Mt_{AB}} \geq (1+0.3\alpha)\times \boldsymbol{M_{01}} - \frac{\boldsymbol{M_A + M_B}}{\boldsymbol{2}} = (1.096\times 9.06) - \frac{\boldsymbol{3.44+5.73}}{\boldsymbol{2}} = 5.34\text{KN.m}$

$Mt_{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_{01} = 5.87\text{KN.m}$

Soit : $Mt_{AB} = Mt_{DE} = 5.87\text{KN.m}$

_ Travée DE:

$\boldsymbol{Mt_{DE}} \geq (1+0.3\alpha)\times \boldsymbol{M_{04}} - \frac{\boldsymbol{M_D + M_E}}{\boldsymbol{2}} = (1.096\times 11.46) - \frac{\boldsymbol{5.73+3.44}}{\boldsymbol{2}} = 7.97\text{KN.m}$

$Mt_{DE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_{04} = 7.43\text{KN.}$

Soit : $Mt_{DE} = 7.97\text{KN}$

• Travée intermédiaire

_ Travée BC:

$\boldsymbol{Mt_{BC}} \geq (1+0.3\alpha)\times \boldsymbol{M_{02}}\ \frac{\boldsymbol{M_B + M_C}}{\boldsymbol{2}} = (1.096\times 11.46) - \frac{\boldsymbol{5.73+4.58}}{\boldsymbol{2}} = 7.41\text{KN.m}$

$Mt_{BC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_{02} = 7.43\text{KN.m}$

Soit : $Mt_{BC} = 7.43\text{KN.m}$

_ Travée CD:

$\boldsymbol{Mt_{CD}} \geq (1+0.3\alpha)\times \boldsymbol{M_{03}} - \frac{\boldsymbol{M_C + M_D}}{\boldsymbol{2}} = (1.096\times 10.23) - \frac{\boldsymbol{4.58+5.73}}{\boldsymbol{2}} = 6.06$KN.m

$Mt_{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \times M_{03} = 6.63$KN.m

Soit : $Mt_{CD} = 6.63$KN.m

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E
M_t (KN.m)	5.87	7.43	6.63	7.97

Calcul des efforts tranchants

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

Avec $\theta(x=0) = \frac{\boldsymbol{q_u \times L}}{\boldsymbol{2}}$ et $\boldsymbol{T_\theta}(x=L) = \frac{\boldsymbol{-qu \times L}}{\boldsymbol{2}}$

$\boldsymbol{T_w} = \frac{\boldsymbol{qu \times L}}{\boldsymbol{2}} + \frac{\boldsymbol{M_{i+1} - M_i}}{\boldsymbol{L_i}}$

$\boldsymbol{T_e} = \frac{\boldsymbol{-qu \times L}}{\boldsymbol{2}} + \frac{\boldsymbol{M_{i+1} - M_i}}{\boldsymbol{L_i}}$

T(x) : effort tranchant sur appui

θ(x): effort tranchant de la travée isostatique

M_{i+1} et M_i : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique

T_w: effort tranchant sur appui gauche de la travée

T_e: effort tranchant sur appui droit de la travée

L : longueur de la travée

Application:

_ Travée AB:

$$T_w = \frac{7.08 \times 3.20}{2} + \frac{5.73 - 3.44}{3.20} = 12.04 \text{ Kn}$$

$$T_e = \frac{-7.08 \times 3.20}{2} + \frac{5.73 - 3.44}{3.20} = -10.61 \text{ Kn}$$

_ Travée BC:

$$T_w = \frac{7.08 \times 3.60}{2} + \frac{4.58 - 5.73}{3.60} = 12.42 \text{Kn}$$

$$T_e = \frac{-7.08 \times 3.60}{2} + \frac{4.58 - 5.73}{3.60} = -13.06 \text{Kn}$$

_ Travée CD:

$$T_w = \frac{7.08 \times 3.40}{2} + \frac{5.73 - 4.58}{3.40} = 12.37 \text{ Kn}$$

$$T_e = \frac{-7.08 \times 3.40}{2} + \frac{5.73 - 4.58}{3.40} = -11.7 \text{Kn}$$

_ Travée DE:

$$T_w = \frac{7.08 \times 3.60}{2} + \frac{3.44 - 5.73}{3.60} = 12.11 \text{ Kn}$$

$$T_e = \frac{-7.08 \times 3.60}{2} + \frac{3.44 - 5.73}{3.60} = -13.38 \text{ Kn}$$

Les valeurs des efforts tranchants sont résumées dans le tableau suivant :

Travée	**A-B**		**B-C**		**C-D**		**D-E**	
T_i (KN)	T_A	12.04	T_B	12.42	T_C	12.37	T_D	12.11
T_{I+1} (KN)	T_B	-10.61	T_C	-13.06	T_D	-11.7	T_E	-13.38

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

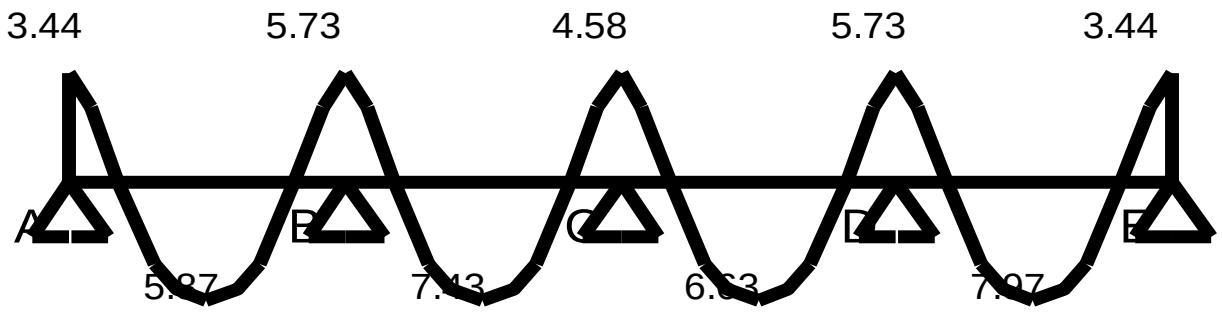


diagramme des moments fléchissant

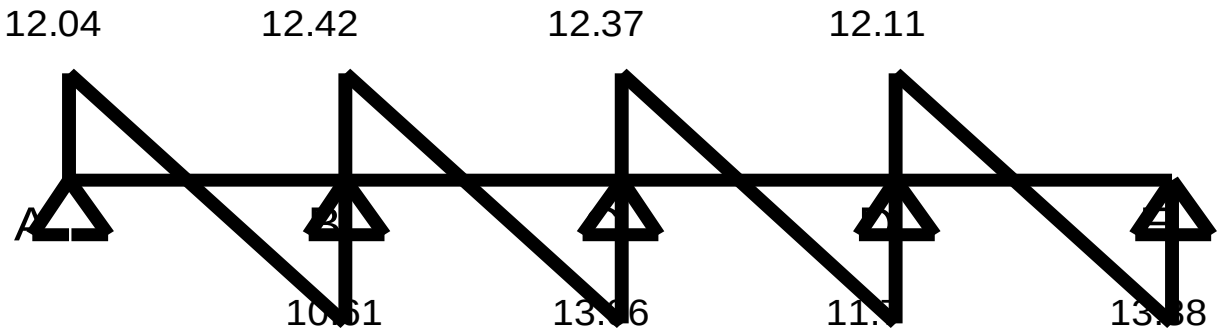


diagramme des efforts tranchants

- **Ferraillage à l'ELU**

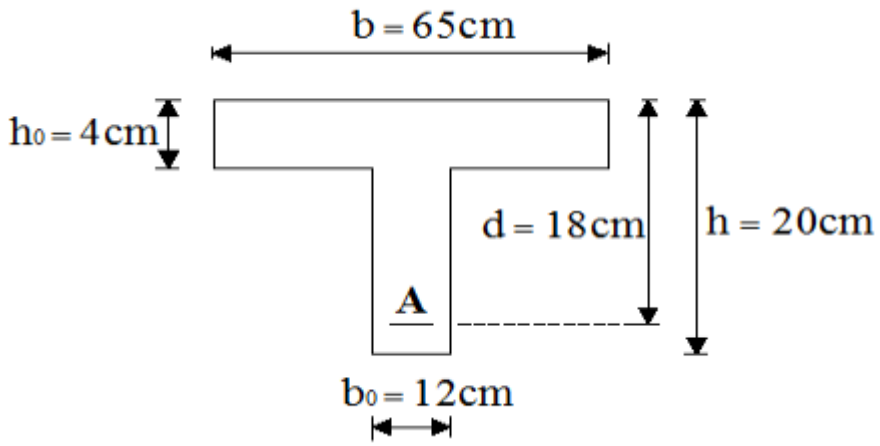
Armatures longitudinales

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

M_t^{max} = 7.97 KN.m et M_a^{max} = 5.73 KN.m

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

b = 65cm; b_0=12cm; h = 20cm; h_0=4cm: d = 18cm



- **En travées**

M_t^{max} =7.97 KN.m

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \qquad Avec : f_{bu} = 14{,}2\,MPa$$

$$M_0 = 0{,}65 \times 0{,}04 \times 14{,}2 \times 10^3 \left(0{,}17 - \frac{0{,}04}{2} \right)$$

$$M_0 = 55.38\,KN.m$$

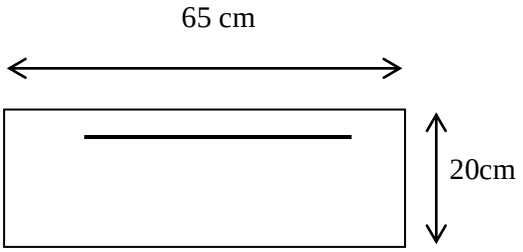
$$M^{max}{}_t = 7.97\,KN.m \langle M_0 \Rightarrow L'axe\ neutre\ est\ dans\ la\ table\ de\ compression$$;

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20) cm^2.

$$\mu = \frac{M^{max}{}_t}{b\,d^2\,f_{bu}} = \frac{7.97\times10^5}{65\times18^2\times14.2\times10^2} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 \prec \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$



$$A = \frac{M^{t}{}_{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.97\times10^5}{0.987\times18\times\frac{400}{1.15}\times10^2} = 1.3cm^2$$

- **Choix de section d'armature :**

-Ast=3HA10= 2.35cm^2

-Armature de répartition : Ar=1/3 ; Ast=0.78 Cm^2

-Nous prendrons **3HA8 =1.51Cm^2**

- **Aux appuis**

M_a^{max} = 5.73 KN.m

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcule de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b_0=12cm** et de hauteur **h =20cm**

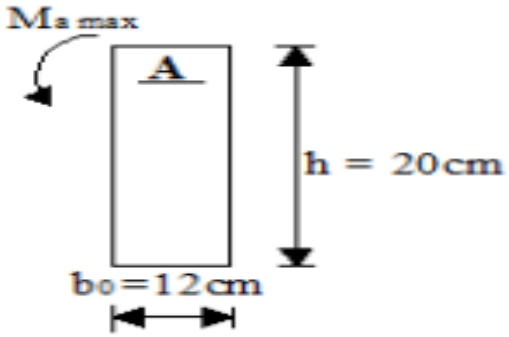


Figure III.2.4 : Coupe schématique de la poutrelle (appuis)

$\mu = \frac{M_a max}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{5.73\times10^6}{120\times180^2\times14.2} = 0.10$

μ =0,10< μ_0=0,392 $\Rightarrow$ SSA.

$\mu = 0.10 \Rightarrow \beta = 0.947$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma s} = \frac{5.73\times10^4}{0{,}947\times0{,}18\times348\times10^3} = 0.96cm^2.$$

A_a = 0.96 cm ^{2}. On adopte **2HA10 =1.57 cm²**

-Armature de répartition : Ar=1/2 ; Ast=0.785 Cm^2

-Nous prendrons 3HA8 =1.51Cm^2

Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$$\phi_t = \min\left(h/35, b_0/10, \phi_1\right)$$
$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1\right) = 0{,}57cm$$

Nous choisissons un cadre de Ø8 avec Ast=3HA8 =1.50cm^2

Espacement des cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifiée 99/Art: A.5.1.22)

$$S_t \le \min(0{,}9d, 40cm)$$
$$S_t \le \min(16.2cm, 40cm) = 16.2cm$$
$$\Rightarrow S_t = 16cm$$

Conclusion

En travée: **3HA10 = 2.35 cm².**

Aux appuis : **2HA10 = 1.57 cm².**

- Les armatures transversales : Ast=3HA8 =1.51 cm^2

- **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité

- **En travée**

A_{min}=0.23 b d $\frac{f_{t28}}{f_e}$= 0,23×65×18×$\frac{2.1}{400}$=1.41 cm^2

A_t = 2,35cm^2 > A_{min} =1,41 cm^2 → **Condition vérifiée**

- **Sur appuis**

A_{min}= 0.23 b_0 d $\frac{f_{t28}}{f_e}$= 0,23×12×18×$\frac{2.1}{400}$= 0,26 cm^2

A_a = 1,57 cm^2 > A_{min} = 0,26 cm^2 → **Condition vérifiée**

Vérification de la contrainte tangentielle

V_u^{max}= 13.38 KN

$\tau_u = \frac{Vu^{max}}{b_{0\times}d} = \frac{13.38\times10^3}{120\times180} = 0.619$ MPa

$\tau_u = 0{,}619MPa$
$\bar{\tau}_u = \min(0.133 fc_{28}; 5MPa) = 3.325MPa$
$\tau_u = 0.619MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.325MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$

Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres :

[BAEL91/Art A.6.1,3]

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa}$, Ψ=1.5 pour les HA

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum u_i} = \frac{13.38\times10^3}{0.9\times180\times62.8} = 1.32MPa}$$

Avec :$\sum \boldsymbol{u_i}$ =nπ∅=2×3.14×10=62.8mm

$\sum$ **ui** : Somme des périmètres utiles des barres

$\boldsymbol{\tau_{se} = 1.32MPa \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa}$ ⇒ Condition vérifié

⇒pas de risque d'entrainement des barres.

L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art :A.5. 1. 313/BAEL91)

- **Sur le béton**

$$V^{\max}{}_u \langle 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b}0{,}9\,d\,b_0$$

$$V^{\max}{}_u \le 0{,}4\times\frac{25\times10^{-1}}{1.5}\times0{,}9\times18\times12=129.6\,KN$$

$$V^{\max}{}_u =13.38KN\langle\overline{V}_u=129.6KN$$

- **Sur l'acier**

$$A_a \ge \frac{1{,}15}{f_e}\left(V^{\max}{}_u+\frac{M_a{}^{\max}}{0{,}9\,d}\right)$$

$$A_a = \quad 1.57 \ge \frac{1{,}15}{400}\left(13.38+\frac{5.73}{0{,}9\times18}\right)=0.039 \qquad \rightarrow \qquad \textbf{Condition vérifiée}$$

Ancrage des barres

$\bar{\tau}_{su}=0{,}6\Psi^2 f_{t28}=0{,}6\times(1{,}5)^2\,2{,}1=2.83MPa$ **,** avec $\psi_s=1.5\,pour\,HA$

La longueur de scellement droit : $L_s=\phi\frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}}=1{,}0\times\frac{400}{4\times2{,}83}=35{,}33cm$

Pour acier HA: f_e =400MPa

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$L_s = 0.4\times35{,}33 = 14{,}132$cm

L_s = 15 cm

Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91Art A.5.1.1)

$V_{u\,max}$ = 13.38KN

$$\tau_u=\frac{V_u}{bd}=\frac{13.38\times10^3}{650\times180}=0.114$$

τ_u = 0.114 MPa

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} \text{ (BAEL 91 Art 5.1,2.1.1)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2\times 25}{1.15}, 5MPa\right\} = \min\{4.347, 5\text{MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347MPa$$

τ_u = 0.114 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 4.347MPa → **Condition vérifiée.**

- **Calcul à l' ELS**

Moment de flexion et les efforts tranchants à l'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments et les efforts tranchants à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient « q_s / q_u »

C.-à-d. :$M_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} M_{ELU}$; $T_{ELS} = \frac{q_s}{q_u} T_{ELU}$

q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.08 KN / ml

$\Rightarrow q_s / q_u = 5{,}065/7.08 = 0{,}715$

q_s = G + Q = 5.065 KN / ml

Moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_{tmax} = 7.97 \times 0.715 = 5.7KN.m$$

$$M_{amax} = 5.73 \times 0.715 = 4.09KN$$

Etat limite de la compression du béton :

- **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : Ast=3HA10= 2.35Cm^2.

$\rho_1 = \frac{100\times As}{b_0\times d} = \frac{100\times 2.35}{12\times 18} = 1.088$

σ_s=$\frac{Mt}{\beta \times d \times As}$=$\frac{5.7\times10^6}{0.856\times18\times2.35\times10^3}$=157.42MPa

K_1=19.72 → k = $\frac{1}{k_1}$ =0.05

σ_{bc}=k× σ_s=0.05× $157.42 = 7.87 < 15MPa$ ……...la condition est vérifiée

Ms(kN.m)	As à l'ELU	ρ1	β1	K1	σbc(MPa)	$\bar{\sigma}$bc	Observation
5.7	2.35	1.088	0.856	19.72	7.87	15	Vérifiée

- **Vérification à l'E.L.S**

État limite d'ouverture des fissures

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous

Avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible. Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes **:**

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M_0}$
2) $\frac{A_{st}}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$
3) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$

avec:M_0=$q_s \frac{l^2}{8} = 5.065 \frac{3.6^2}{8}$=8.21 KN.m

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b0 : largeur de la nervure

M0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

Mt : moment fléchissant maximal en travée

A : section d'armatures

1)$\frac{20}{360} = 0.055 < \frac{5.7}{15\times8.21}$=0.046……**condition non vérifié**

2) $\frac{A_{st}}{b_0\times d}$=$\frac{2.35}{12\times18}$=0.010< $\frac{2.6}{400}$=0.009……**condition est vérifié**

3) $\frac{20}{360}$=0.055> $\frac{1}{22.5}$=0.044……**condition est vérifié**

Donc : les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

Calcul de la flèche

Il faut verifier que :

$$\boldsymbol{f = \frac{5\, q_s \times l^2}{384\, E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{1}{500}}$$

Avec :

$\bar{f}$ **:** La flèche admissible

E_V **:** Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818{,}865\ MPa$$

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

$$I_{fv} = \frac{1.1\times I_0}{1+(0.4\times\mu\times\lambda v)}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de

gravité de la section.

μ=max $(1-\frac{1.75\times f_{c28}}{(4\times\sigma\times\sigma_s)+f_{c28}};0)$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure :ρ = $\frac{A}{b_0\times d}$

λv=$\frac{0.02\times f_{t28}}{\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)\times\rho}$

Calcul des paramètres :

- La position de l'axe neutre **:**

S_{xx}.=$b_0\times\frac{h}{2}$+(b−b_0)× $h_0\times\frac{h_0}{2}$+(15× $A_{ST}\times d$)= $12\times 20\times\frac{20}{2}$+(15× 2.35×18)

S_{xx}.=3458.5cm^3

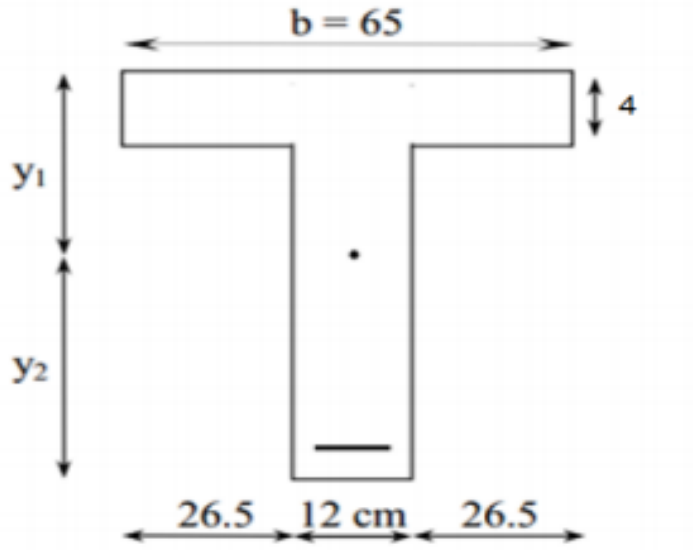


Figure III-2-4 des Dimensions de la section en Té

Aire de la section homogénéisée

$B_0 = (b_0 \times h)+(b-b_0)\times h_0 + (15 \times A_{st})$

$B_0=(12 \times 20)+(65-12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 cm^2$

$Y_1=\frac{S_{xx}}{B_0}=\frac{3458.5}{487.25}=7.09$

$Y_2=h-Y_1 = 20 - 7.09 = 12.91$

Calcul du moment d'inertie :

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

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.09^3 + 12.91^3) + (65-12)\times 4\left[\frac{4^2}{12} + (7.09 - \frac{4}{2})^2\right] + 15\times 2.35(12.91-2)^2$$

$I_0 = 20003.27\ cm^2$

Calcul des cœfficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12\times 18} = 0{,}0108$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right)\cdot \rho} = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3\times 12}{65}\right)\times 0.0108} = 1.522$$

$$\mu = \max\left\{1 - \frac{1{,}75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_S + f_{t28}}; 0\right\} = \max\{0{,}78;\ 0\} = 0{,}78$$

$$I_{fV} = \frac{1{,}1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1{,}1 \times 20003.27}{1 + 1.522 \times 0{,}78} = 14919.07 Cm^4$$

D'ou la flèche

f=$\frac{5}{384} \times \frac{5.065 \times 3.6^2}{10818.865 \times 10^3 \times 14919.07 \times 10^{-8}}$=0.00052 m≤ $\overline{f}$ =0.002 m ⇒ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Le ferraillage retenu pour les poutrelles est le suivant :

-En travée: **3HA 10 = 2.35 cm^2**

-Aux appuis : **2HA 10 = 1.57 cm^2**

-Les armatures transversales : **Ast=3HA8=1.51 cm^2 ,** avec un espacement de **15 cm.**

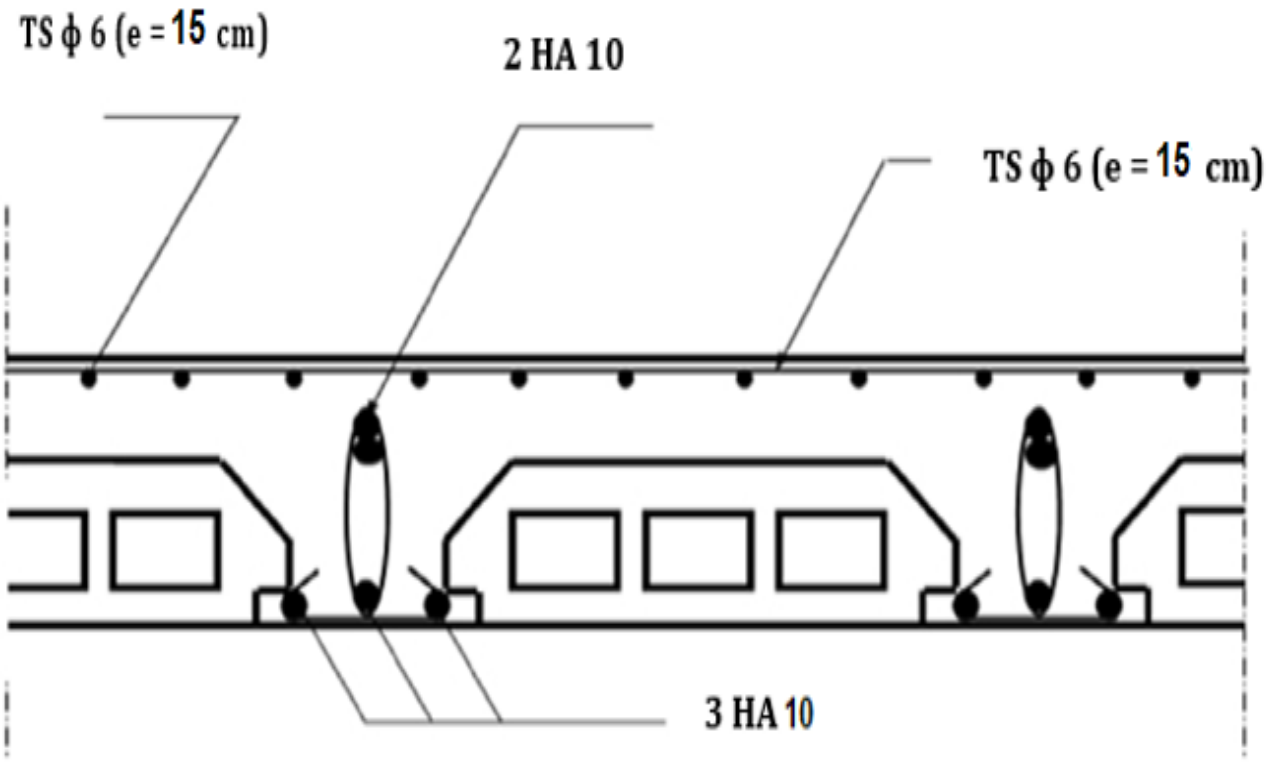


Figure III.2-5- Ferraillage du plancher

III-3-CALCUL DES ESCALIERS :

III-1-DEFIITION

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

B-TERMIOLOGIE

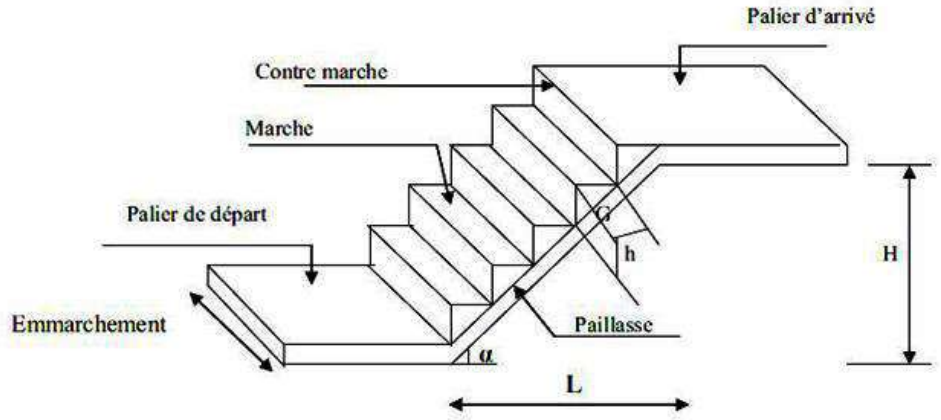


Fig. III-3-1 : Schéma des escaliers.

g-Largeur de la marche (giron).

h : Hauteur de la contre marche.

e : Epaisseur de la paillasse et de palier.

H : Hauteur de la volée.

L : Longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie…etc.
- **Le contre marche**: est la partie verticale entre deux marches.
- **Une volée**: est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier**: est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E):** représente la largeur de la marche.
- **La paillasse**: est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-3-2-DIMENSIONS DES ESCALIERS

Le dimensionnement des marches et des contres marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL.**

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \text{ cm} \qquad 14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $\mathbf{n = Ht/h}$

Le nombre de girons est pris alors : $\mathbf{m = n - 1}$.

Application

- **l'étage courant H_t = 3.06m**

On prend h = 17 cm

n =306/17= 18 …….. On prend 2 volée avec 9 contres marches.

m = 9 – 1 = 8 ……...On a 8 marches pour chaque volée.

- **Rez de chaussée H_t = 4.25m**

n =425/17= 25 …… On prend 3 volée avec 9 contres marches.

m = 9 – 1 = 8 ……On a 8 marches pour chaque volée.

- **Sous sol H_t = 3.40m**

n =340/17= 20 ……... On prend une volée avec 10 contres marches.

m = 10 – 1 = 9 …… On a 8 marches pour chaque volée.

Relation de BLONDEL :

$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$

$25 \leq g \leq 32$

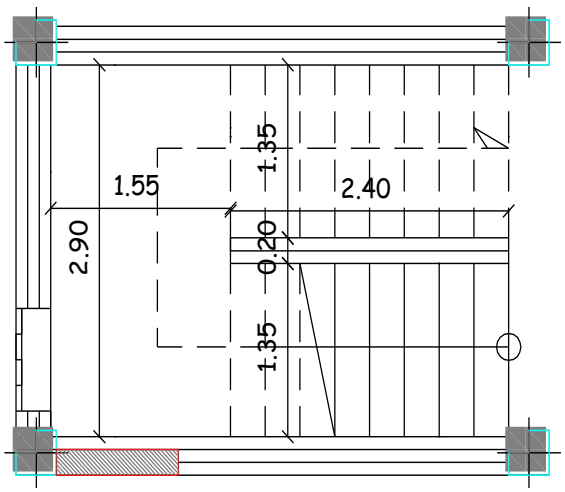
Soit **g = 30cm ……** la largeur de la marche est de 30cm

• Pré-dimensionnement de la paillasse :

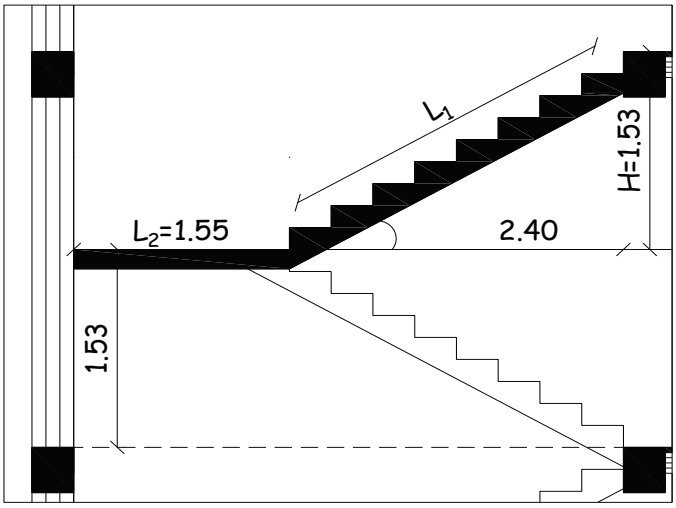
L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{L/30 \leq} \text{ ep } \boldsymbol{\leq L/20}$$

L : longueur réelle de la paillasse : $L = L_1 + L_2$



FigureIII-3-2 : vue en plan d'un escalier a 02 volés



FigureIII-3-3-vue en élévation d'un escalier a 02 voles

Calcul de L_1 :

On a: cos α =$l/L1$ => $\mathbf{L_1 = l/cos\alpha}$

tgα =H/l= 1.53/2.4 = 0.6375 => **α = 32.52**

Donc: L_1 = $2.4/\cos 32.52$= 2.84m

L_2 = L_p = 1.55m

Longueur totale de la paillasse :

L = 2.84 + 1.55 = **4.39m**

L'épaisseur de la paillasse :

439/30≤ ep ≤439/20 => 14.67 cm ≤ ep ≤ 22cm

On prend : **ep = 15cm**

III-3-3-DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

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

1-charges permanentes

- **Palier**

designation	Epaisseur m	ρ(KN/m^3)	G(KN/ml)
Enduit ciment	0.02	18	0.36
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en beton	0.15	25	3.75
$G_{p\ total}$=5.31KN/ml			

Tableaux III-3-1 : Charge permanente du palier

❖ **Volle**

designation	**Epaisseur m**	**ρ(KN/m³)**	**G(KN/ml)**
enduitciment	0.02	18	0.36
carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
marches	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde du corps	0.1		0.2
Paillasse	E_p/cos32.52=0.178	25	4.45
G_v=8.335 KN/ml			

Tableaux III-3-2: Charge permanente du palier

2/ Charges d'exploitation :

Le **DTR** de charges et surcharges nous donne :

Volée : Q1 = 2.5 Kn/m²

Palier : Q2 = 2.5 Kn/m²

3-Combinaison des charges et surcharges :

a-État limite ultime : ELU

q_{upalie} = 1.35G + 1.5Q = 1.35×5.31 + 1.5×2.5 = 10.92 KN/ml

$q_{upaillasse}$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35×8.335+ 1.5×2.5 = 15KN/ml

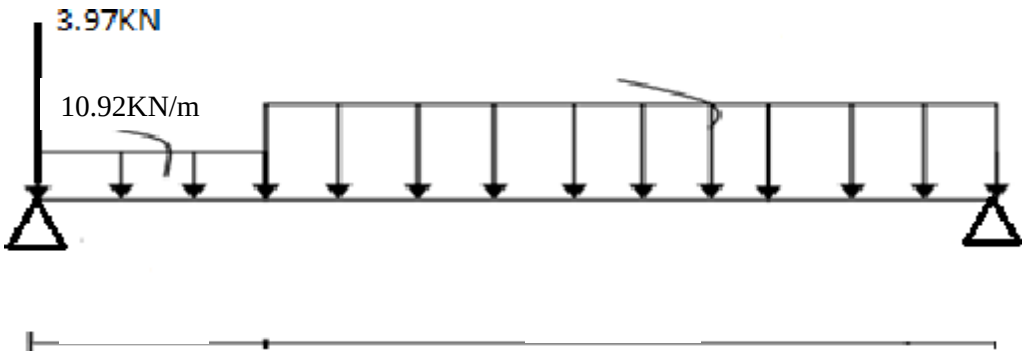
$q_{u\ mur}$ = 1.35 x 2.94 = 3.97 KN/ml

b-État limite de service : ELS

$q_{s\ paillasse}$ = G + Q

=10.835KN/ml

$q_{spalier}$ = G + Q = 7.89KN/q_s



c-Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$\Sigma F = 0$; $R_A + R_B =$ **52.926 Kn.**

$\Sigma M/A = 0$ $R_B(2.4+1.55)-15x2.4(2.4/2 +1.55)-10.92x1.55(1.55/2)$

R_B = 28.38Kn

$\Sigma M/B = 0$; **R_A = 24.54 Kn.**

III-3-4-CALCULE DES EFFORTS TRANCHANCHANTS ET MOMENTS FLECHISSANT

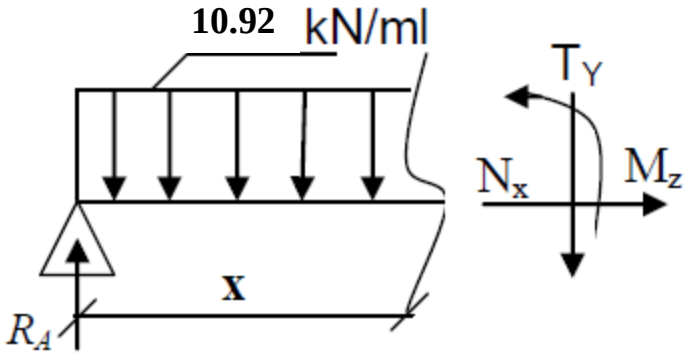
- ✓ **1er tronçon : $0 \leq x \leq 1.55$ *m***

–Efforts tranchants

$\Sigma F = 0$; $T_y = -10.92x + 24.54$

x = 0 m => $T_y(0)$ = **24.54 Kn**

x = 1.55 m => $T_y(1.55)$ = **7.614 Kn**



-Moments fléchissant :

$\Sigma F = 0$; $M_z = (-10.92/2)x^2 + 24.54x$

x = 0 m => $M_z(0)$ = **0 Kn.m**

x = 1.55 m => $M_z(1.55)$ = **24.92Kn.m**

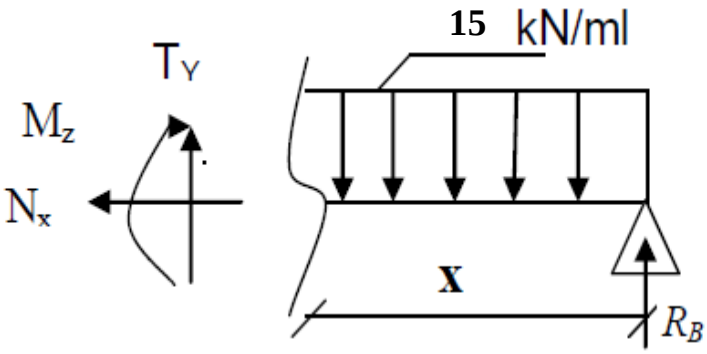
- ✓ **2er tronçon : $0 \leq x \leq 2.4$*m***

–Efforts tranchants

$\Sigma F = 0$; $T_y = 15x - 28.38$

x = 0 m => $T_y(0)$ = **-28.38 Kn**

x = 2.4 m => $T_y(2.40)$ = **7.62 Kn**



-Moments fléchissant :

$\Sigma F = 0$; $M_z = -7.5x^2 + 28.38x$

x = 0 m => $M_z(0)$ = **0 Kn.m**

x = 2.40m => $M_z(2.40)$ = **24.912Kn.m**

-Moment maximum :

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

M_{max} pour $T_y(x) = dM(x)/dx$

=> $T_y = -15x + 28.38 = 0$

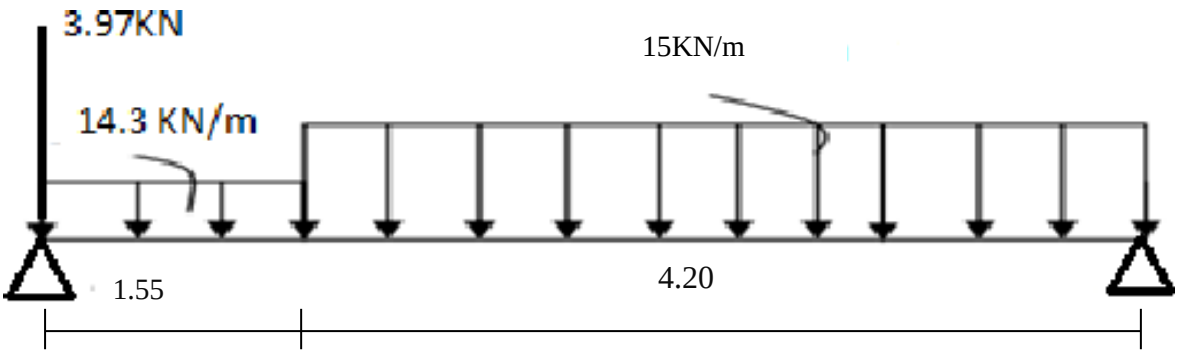
=> ***x* = 1.89**

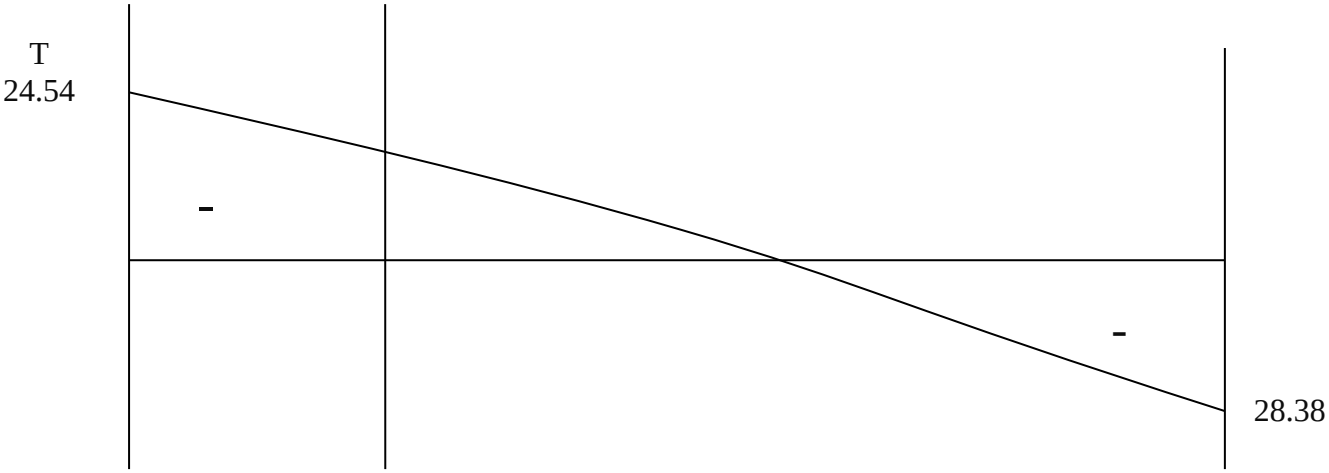
Mz(1.89) **= M_{max} = 26.84 KN.m.**

Remarque *:Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mmax au niveau des appuis et en travée.*

Map = (-0.3)Mmax = (-0.3) × (26.84) = **-8.052 KN.m**

Mt = (0.85)Mmax = (0.85) × (26.84) = **22.814 KN.m**





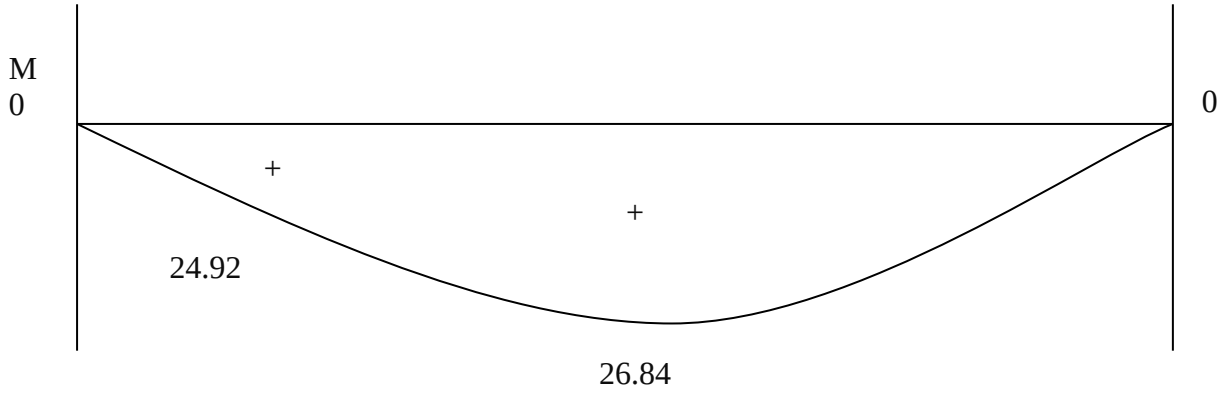


Diagramme III-3-1 : diagramme des moments et des efforts tranchant a L'ELS

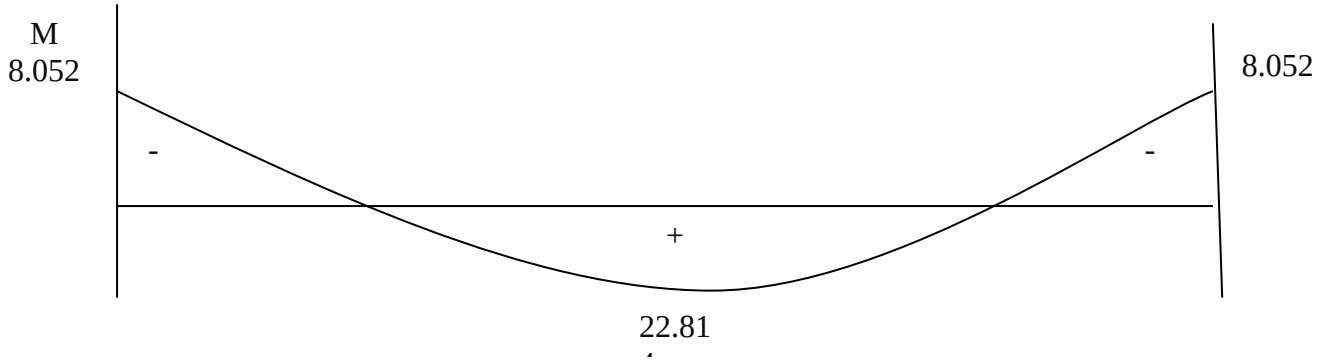


Diagramme III-3-2 : diagramme des moments fléchissant réduits

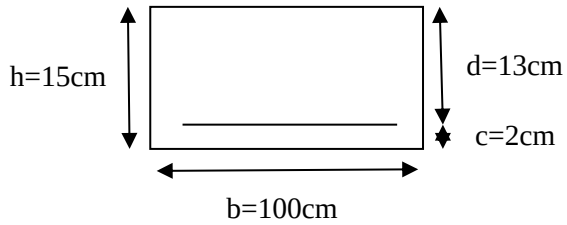
III-3-5-Calcul des armatures principales :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$$u_u = \frac{M}{b\ xd^2 x f_{bu}}$$

avec :

M : Moment supporté par la section.
*f*bu : Contrainte limite de compression dans le béton.
b et d : dimensions de la section.



- **Aux appuis :**

*Armatures principales

M_{uap} = 8.05 Kn.m

$$f_{bu} = \frac{0.85 x f_{c28}}{\emptyset x \gamma_b} = 14.2MPa$$

$$u_u = \frac{M_{ua}}{b\ xd^2 x f_{bu}} = \frac{8.05x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.03$$

μ_{ua} = 0.03< μl = 0.392 …… **SSA**

μ_{ua} = 0.03 β = 0.983

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta x d x f_{su}} = \frac{8.05x10^3}{0.983x13x348} = 1.81cm^2$$

Soit **5HA12= 5.65cm²** avec **St = 20cm**

*Armatures de répartition

$A_r = A_{app}/4$ =5.65/4=1.41cm²

Soit **5HA10 = 3.92cm²** avec **St = 20cm**

- **En travée :**

*Armatures principales

M_{uap} = 8.05 Kn.m

$$f_{bu} = \frac{0.85 x f_{c28}}{\emptyset x \gamma_b} = 14.2MPa$$

$$u_u = \frac{M_{ua}}{b\ xd^2 x f_{bu}} = \frac{22.814x10^3}{100x13^2x14.2} = 0.095$$

μ_{ua} = 0.095< μl = 0.392 …… **SSA**

μ_{ua} = 0.095 β = 0.949

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta x d x f_{su}} = \frac{22.814x10^3}{0.949x13x348} = 5.31cm^2$$

Soit 6HA12= 6.79cm² avec St = 15cm

*Armatures de répartition

$A_r = A_{app}/4$ =6.79/4=1.69cm²

Soit **6HA8 = 3.02cm²** avec **St = 15cm**

III-3-6-Vérifications à l'ELU

1-Réparation des barres :

- **Armatures principales :**

$S_t \leq$ Min (3h; 33 cm) = 33cm

Appui : $S_t = 20 \leq 33$cm…….condition vérifiée.

Travée : $S_t = 15 \leq 33$cm……condition vérifiée.

- **Armatures de réparation :**

$S_t \leq$ Min (4h; 45cm) = 45cm

Appui : $S_t = 20 \leq 45$cm…….condition vérifiée.

Travée : $S_t = 15 \leq 45$cm……condition vérifiée

2- Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

Amin ≥ (0.23 × d × b × ft_{28})/fe

Amin ≥ (0.23 × 13 × 100 ×2.1)/400= 1.57 cm^2

- En travée :

Ast = 6.79cm^2 > 1.57cm^2……..……. **Condition vérifiée.**

- Aux appuis :

Asa = 5.65cm^2 > 1.57cm^2……. **Condition vérifiée**

3- Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

$\tau u = T_{u\,max}/(b \times d) \leq \bar{\tau}\boldsymbol{u}$ **(Art A -5-1-1 / BAEL91**

$T_{u\,max}$ = 24.54 Kn

$\tau u = T$umax/(b × d) = (24.54×10^3)/(1000×130)= 0.189 MPa

$\bar{\tau}\boldsymbol{u} = min\ \{0.2fcj/\gamma b, 5MPa\} = min\{3{,}33MPa, 5MPa\} = 3.33MPa$ (Fissuration peu préjudiciable)

τu = 0.189 MPa < $\bar{\tau}\boldsymbol{u}$ = 3.33 MPa ……... **Condition vérifiée.)**

4-Influence de l'effort tranchant sur les appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91]

* **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que : Tmax ≤ 0.4($fc_{28}/\gamma b$) x a b Avec : a ≤ 0.9d

Tumax = 32.13 KN ≤ 0.4x(25×10^3/1.5)× 0.9 × 0.18 × 1 = 1080 KN …….**Condition vérifiée.**

*** Influence sur l'Acier :**

On doit vérifier que : Asa ≥$\gamma s/fe$(Tmax +Ma/0.9×d)

=1.5/400(32.13 × 103 -9.14 × 10^6/0.9 × 180) = 91.08 mm2

A_{sa} = 5.65 cm_2 > 0.9108 cm_2 ……. **Condition vérifiée.**

5) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis (Art 6-1-3/BAEL 91) :

$\tau_{se} = v_u/(0{,}9\times d\times \Sigma\, ui) = (32.13\times 10^{-3})/(0.9\times 0.18\times 3.14\times 1.2\times 5) = 1.07$ MPa.

Avec : Σui : somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

τ_{su} = Ψs × ft_{28} = 1.5 × 2.1 = 3.15 MPa, **avec:** Ψ = 1.5 pour les aciers **HA**

τ_{se}= 1.07 < τsu = 3.15MPa …….…… **Condition vérifiée.**

→ Donc pas de risque d'entraînement des barres.

6) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :

$Ls = (\varphi \times fe)/(4 \times \tau s) = (1.2 \times 400)/(4 \times 2.835) = 42.32$cm.

Avec $\tau_{su} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.835 MPa$

→ L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93$cm

Soit : **l_c = 17cm.**

f) Espacement des barres :

- Armatures principales (horizontales) :

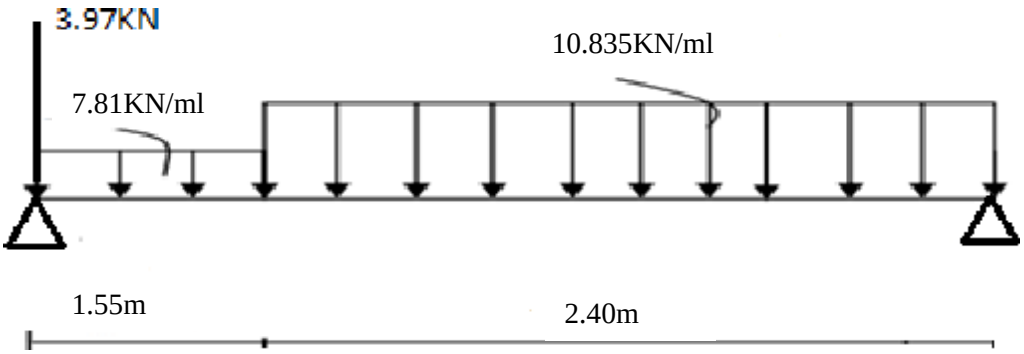
$S_t^{max} = 20\text{cm} \leq \min\{3h\,;\,33cm\} = 33\text{cm}$ ……..……**Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition :

$S_t^{max} = 15\text{cm} \leq \min\{4h\,;\,45cm\} = 45\text{cm}$ ……**Condition vérifiée.**

III-3-7- Calcul et vérifications à l'état limite service :

q_{sv} = 12.27Kn/ml. ; q_{sp} = 9.02Kn/ml.



Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

Σ*F* = 0 ; RA + RB 38.1 **KN.**

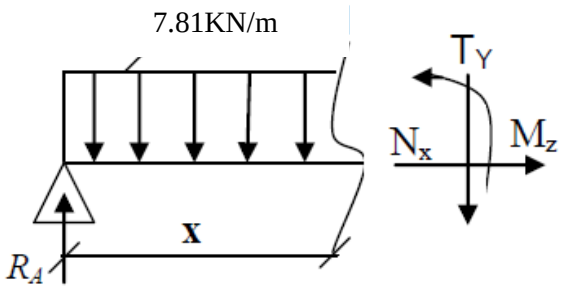
Σ*M/B* = 0 ;10.83x2.4x(2.4/2)+7.81x1.55x(2.4+1.55/2)-3.95R_A

R_A = 17.63 Kn.

Σ*M/A* = 0 ; **R_B = 20.48Kn.**

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

1er troncon 0≤x≤1.55



- ✓ **Efforts tranchants**

$\Sigma F = 0$; $T\,y = -\,7.81x + 17.63$

x = 0 m => $T\,y\,(0)$ = **17.63Kn**

x = 1.55 m => $T\,y$ (1.55) = **5.52 Kn**

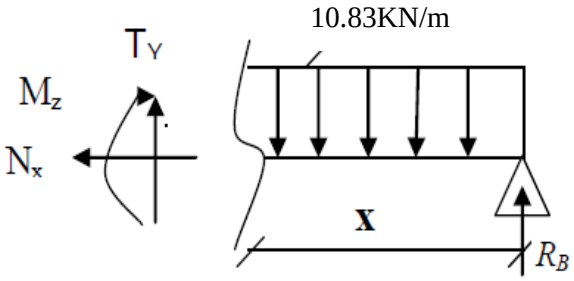
- ✓ **Moments fléchissant :**

$\Sigma F = 0$; $Mz = 17.63x^2/2 - 7.81x$

x = 0 m => $Mz\,(0)$ = **0 Kn.m**

x = 1.55 m => Mz (1.55) = **17.94 Kn.m**

-2eme troncon 0≤x≤2.4



- ✓ **Efforts tranchants**

$\Sigma F = 0$; $T\,y = 10.92x - 20.48$

x = 0 m => $T\,y\,(0)$ = **-20.48Kn**

x = 2.40 m => $T\,y$ (2.4) = **5.728 Kn**

- ✓ **Moments fléchissant :**

$\Sigma F = 0$; $Mz = 20.48x^2/2 - 10.92x$

x = 0 m => $Mz\,(0)$ = **0 Kn.m**

x = 2.40 m => Mz (2.4) = **17.70 Kn.m**

***Moment maximum :**

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

M_{max} pour $T\,y\,(x) = dM(x)/dx$ => $T\,y = -\,7.81x + 17.63 = 0$ => ***x* = 2.25 *m***

M_z (2.25) = M_{max} = 19.89 Kn.m.

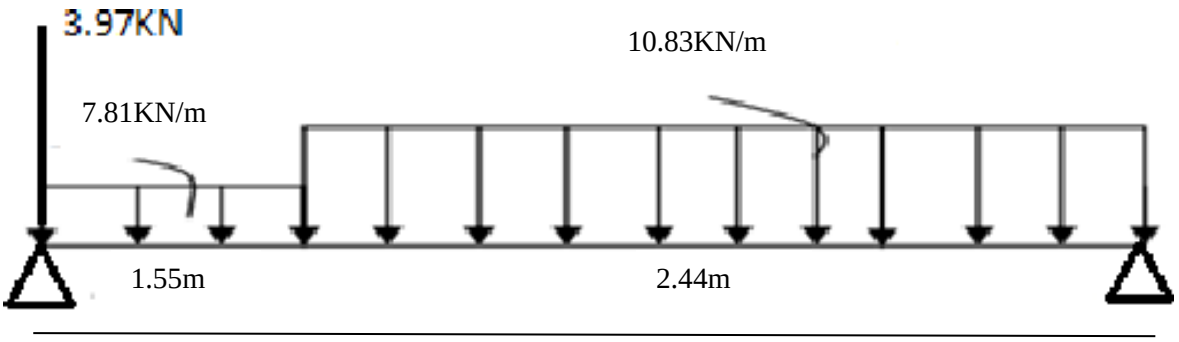
M_{max} = 19.89Kn.m

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment Mmax au niveau des appuis et en travée.

$M_{ap} = (-0.3)M_{max} = (-\,0.3) \times (19.89) =$ **- 6.14 Kn.m**

$M_t = (0.85)M_{max} = (0.85) \times (19.89) =$ **17.41Kn.m**



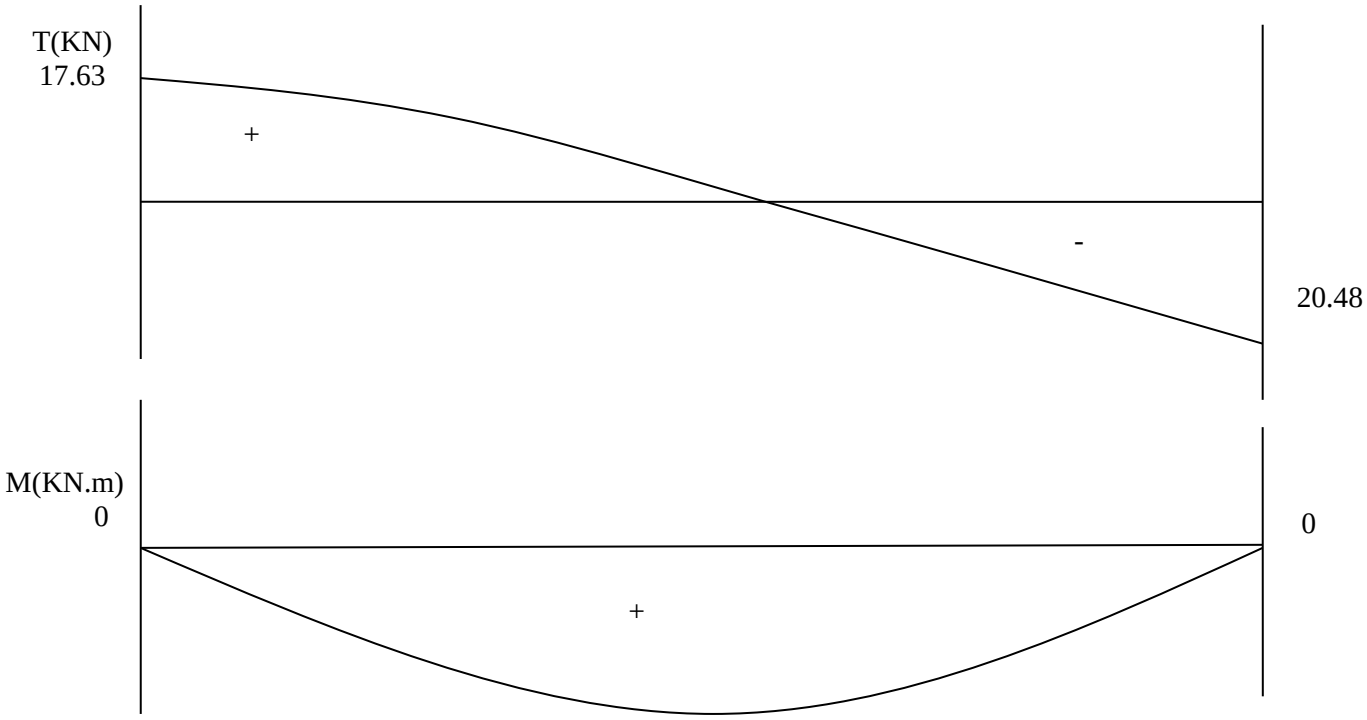


Diagramme III-3-3 :Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

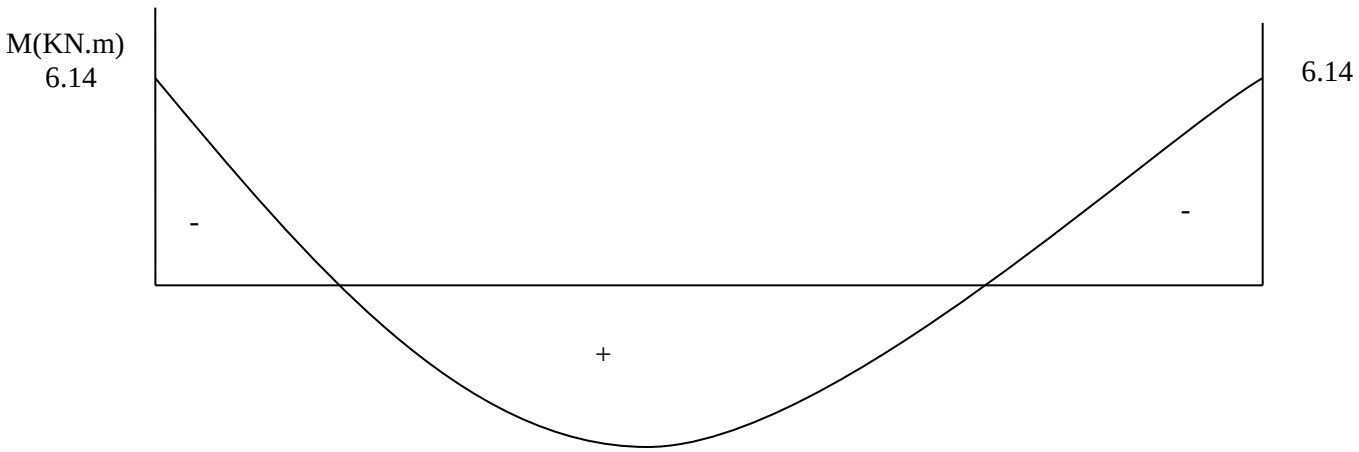


Diagramme III-3-4-Diagramme des moments fléchissant réduits.

III-3-8-Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \sigma_{st}/k \leq \sigma_{bc}$

$\sigma_{bc} = 0.6 \times fc28 = 0.6 \times 25 = 15$ MPa.

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 x d x A_{st}}$

- **En travée :**

La section adoptée à l'ELU en travée est :

A_{st} = 6.79cm2 = 5HA12/ml M_{st} **= 16.45Kn.m**

$\rho_1 = (100 \times A_{st})/(b \times d) = (100 \times 6.79)/(100 \times 13) = 0.522$ $\beta_1 = 0.891$ $K_1 = 30.37$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 x d x A_{st}} = 16.\frac{45x10^6}{0.891x130x679} = 209.16MPa$$

$\sigma_{bc} = \sigma_{st}/k = 209.16/30.37 = 6.89$MPa.

$\sigma_{bc} = 6.9\text{MPa} \leq \sigma_{bc} = 15\text{MPa}$. ……**Condition vérifiée.**

- **Sur appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

A_{sa} = 6.79cm2 = 5HA12/ml M_{sa} **= 5.81 Kn.m**

$\rho 1 = (100 \times A_{sa})/(b \times d) = (100 \times 5.81100) \times (100x\ 13) = 0.447$ $\beta_1 = 0.898$ $K_1 = 34.02$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 x d x A_{st}} = 16.\frac{5.81x10^6}{0.898x130x565} = 88.08MPa$$

$\sigma_{bc} = \sigma_{st}/k = 88.08/34.02 = 2.59$MPa.

$\sigma_{bc} = 2.59\text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15\text{ MPa}$…… **Condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

b) Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du **BAEL 91** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes sont vérifiées.

$h/L > 1/16$ $h/L = 15/439 = 0.034 > 1/16 = 0.0625$…….. **Condition non vérifiée.**

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier la formule suivante :

$f \leq f = l/500 = 439/500 = 0.87$cm.

$f = (5/384) \times q_{smax} \times L^4/Ev \times I \leq f$

Avec : I : moment d'inertie totale de la section homogène.

$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st}(y_2 - c)^2$

$y_1 = b \times (h^2/2) + 15 \times d/(b \times h + 15 \times A_{st})$

$= [100 \times (15^2/2) + 15 \times 5.65 \times 13]/(15 \times 100 + 15 \times 5.679) = 8cm$

y_1 = 8cm.

$y_2 = 15 - 8 = 7$ cm

y_2= 7cm.

$I = (8^3 + 7^3) \times (100/3) + 15 \times 6.79 \times (7 - 2)^2$

I =31043.4 cm^2

Ev = $3700\sqrt{fc_{28}}^3$ = 108188.65 MPa. fc_{28} = 25 MPa.

$f = (5/384) \times (q_{smax} \times L^4)/(Ev \times I)$

$= (5/384) \times (10.83 \times 4.39^4 x 10^6)/(108188.65 \times 31043.4) = 0.015$ cm

$f = 0.015\ cm < f = 439/500 = 0.85$cm……**Condition vérifiée.**

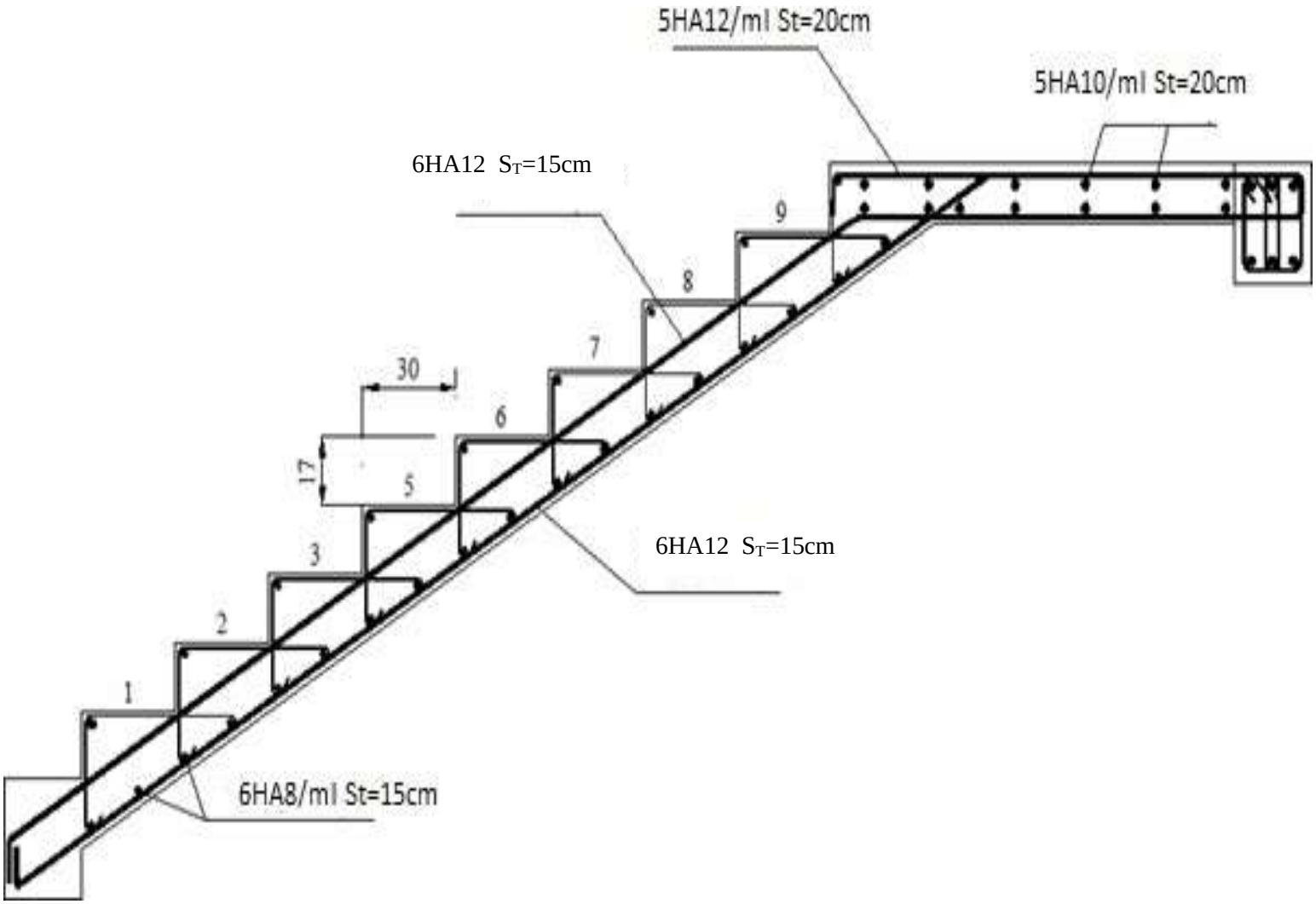


Fig. III-3-4 : Ferraillage des escaliers

III.4 Étude de la poutre palière

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

Sa portée est de 2.90 m (entre nu d'appuis).

III.4.1 Pré dimensionnement

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$ $\quad 0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t$

L : portée libre de la poutre

H_t : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

Hauteur de la poutre

$290 / 15 \leq h_t \leq 290 / 10 \longrightarrow 19.33 \leq h_t \leq 29$

On adopte $\mathbf{h_t = 30\ cm}$

Largeur de la poutre

$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 35 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$

On prend **b = 25 cm**

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left.\begin{array}{l} b \geq 20\,cm \\ ht \geq 30\,cm \\ h/b \leq 4 \\ b_{max} = 1.5h + b_t \end{array}\right\} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

La poutre palière aura donc : **(b x h) = (25x 30) cm^2**

III.4.2 Détermination des charges et surcharges

La poutre palière sera sollicitée par :

Son poids propre $\rightarrow$ 25x0.30x0.25 = 1.875 KN/ml.

- **Effort tranchant à l'appui**

E.L.U :T_U = 24.54KN.

E.L.S:T_S = 17.63KN.

- **Combinaison des charges et surcharges**

À l'E.L.U $q_u = 1.35\ G + T_u = 27.07$ KN.

À l'E.L.S $q_S = G + T_S = 19.505$ KN.

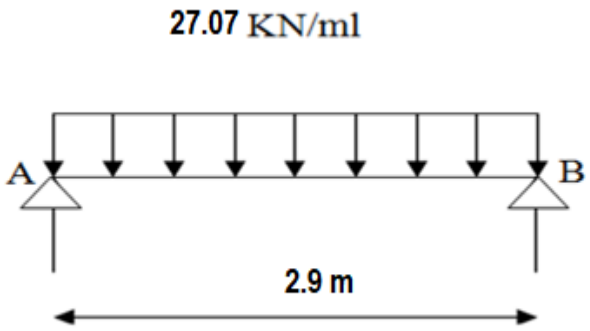


Figure III.4-1- Schéma statique à l'ELU

A l'E.L.U

Réaction d'appuis :

$$R_A=R_B=\frac{q_u \times l}{2}=\frac{27.07\times 2.9}{2}=39.25KN.m$$

Moments isostatiques :

$$M_0=\frac{q_u \times l^2}{8}=\frac{27.07\times 2.9^2}{8}=28.46KN.m$$

Moments corrigé :

En travée : $M_t=0,85M_0=0,85x28.46=24.19kN.m$

Aux appuis : $M_a=0,3M_0=0,3x28.46 =8.54KN.m$

Efforts tranchant max : $V_u^{max} = 39.25$ KN

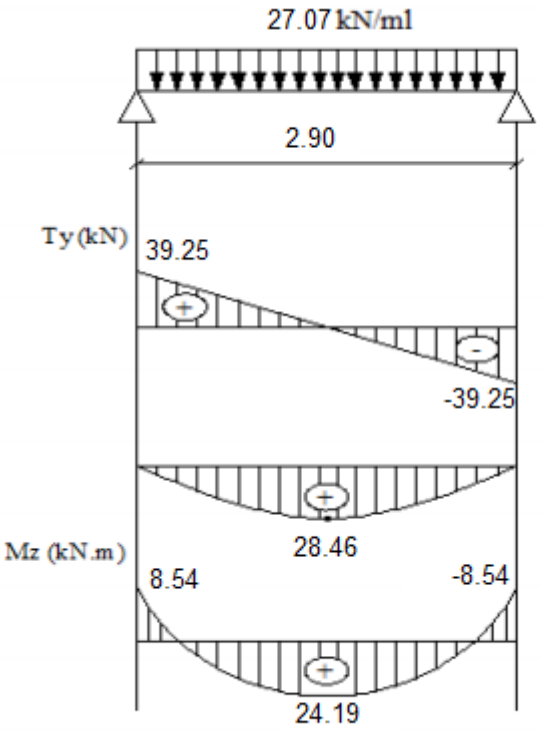


Figure III.4-2 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELU

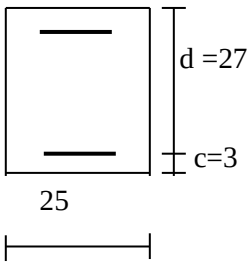
III.4.3 Ferraillage à l'E.L.U

A) Calcul des armatures principales

En travée :

$M_t = 24.56KN.m.$ d = h – c = 30 – 3 =27 cm.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{24.19\times10^3}{25\times27^2\times14.2} = 0,095$$



$\mu_b = 0.095 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

$\beta = 0.949$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{24.19\times10^3}{0.949\times27\times348} = 2.71cm^2$$

On opte pour : **3HA12 = 3.39cm²**

Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{8.54\times10^3}{25\times27^2\times14.2} = 0.033$$

$\mu_b = 0.033 \langle \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Section simplement armée

β = 0,983

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8.54\times10^3}{0.983\times27\times348} = 0.92cm^2$$

On opte pour : **3 HA8 =1.51 cm².**

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section, d'où :

1.51 +3.39 = 3.39 cm².

$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5x25x30}{100} = 3,75\text{cm}^2$

A_t=4.9cm² ≥3,75cm²

III.4.4 Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23\ b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times25\times27\times2.1}{400} = 0.815\ cm^2$$

Aux appuis **Aa = 1.51 cm2 > 0.815 cm2** → Condition vérifiée.

En travée **A_t = 3.39 cm²>0.815cm²** → Condition vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0.9d.\sum u_i} \qquad \text{avec : } \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$$\tau_{se} = \frac{24.54x1000}{0.9 \times 270 \times 3 \times 3.14 \times 8} = 1.34 MPa$$

$\tau_{se} = 1.34 MPa \langle \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

$T_u^{max} = 39.25 KN$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{39.25 \times 1000}{250 \times 270} = 0.58\ MPa$$

$\bar{\tau}_u = \min\{0.13 f_{c28} \ ; \ 5MPa\} = 3.25MPa$

$\tau_u = 0{,}58 MPa \langle \bar{\tau}_u = 3.25 MPa \rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Calcul des armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min\left\{\phi_l \ ; \ \frac{h}{35} \ ; \ \frac{b}{10}\right\} = \min\{8;\ 8.57 \ ; \ 25\} = 8mm$$

On choisit un diamètre : $\phi 8$

Donc on adopte 4 HA8= 2 ,01cm^2. $\Rightarrow$ (1 cadre +1 étrier) $\phi 8$

- **Espacement des barres : RPA2003 (A7.5.2.2)**

En zone nodale :

$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} \ ; 12\emptyset t \ ; \ 30\right\} = \min\{7{,}5 \ ; 9.6 \ ; \ 30cm\}$

$S_t \leq 7{,}5cm$ → Soit **S_t =8 cm.**

En dehors de la zone nodale:

$S_t \leq \frac{h}{2} = 15cm$ → Soit **S_t =15 cm.**

On prend un cadre et un étrier en **HA8. A_t = 4 HA8 = 2.01 cm** (1 cadre +1 étrier) $\phi 8$

- **Quantité des armatures transversales minimales**

$A_{min} = 0.003 St\ b = 0{,}75\ cm^2$.

$2.01 > 0{,}75 cm^2$ → Exigence vérifiée.

A l'E.L.S

$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.07 \times 2.9}{2} = 39.27 KN.m$

-Moments isostatique :

$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.07 \times 2.9^2}{8} = 28.45 KN.m$

-Moments corrigé :

Aux travées :

$M_t = 0{,}85 M_0 = 0{,}85 \times 28.45 = 24.18 kN.m$

Aux appuis :

$M_a = 0{,}3 M_0 = 0{,}3 \times 28.45 = 8.54\ KN.m$

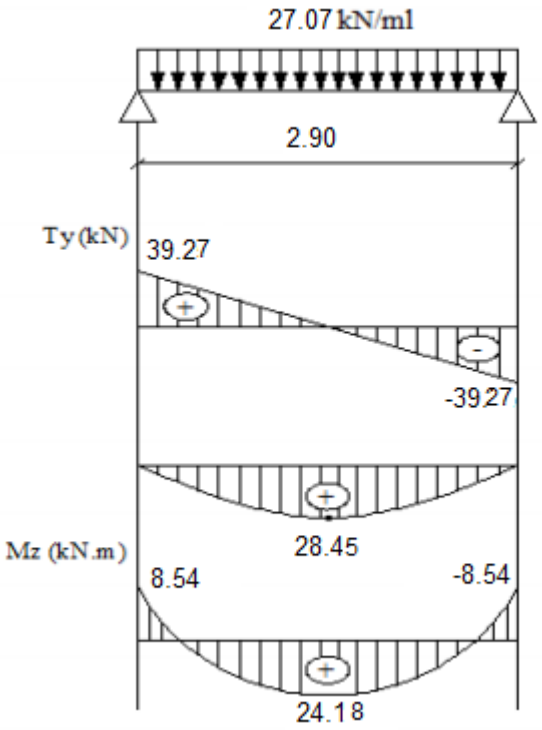


Figure III.4-3 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

III.4.5 Vérification à l'ELS

- **État limite d'ouverture de fissures**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **État limite de compression du béton :(Art A.4.5.2 du BAEL91)**

Si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc} :

En travée

1. **Contrainte dans les aciers**

$$\text{б}_{st}=\frac{M_t}{\beta.d.A_{st}}=\frac{24.18\times10^3}{0{,}879\times27\times4.62}=220.53MPA$$

$$\rho=\frac{100A}{bd}=\frac{100x4.62}{25x27}=0.684$$

$K_1=26.32 \quad \rightarrow\beta=0{,}879$

La fissuration est peu nuisible

$$\overline{\sigma}_{st}=fe/\gamma_s=348MPA$$

$\sigma_{st}<\ \overline{\sigma}_{st}=348MPA\rightarrow$ **Condition vérifiée**

2. **Contrainte dans le béton**

$$K=\frac{1}{26.32}=0{,}038$$

$$\sigma_{bc}=K.\sigma_s=0{,}038\times\ 220.53=\ 8.38MPa.$$
$$\sigma_{bc}=8.38MPa\ \langle\ \overline{\sigma}_{bc}=15\,MPa$$

Aux appuis :

1. **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st}=\frac{M_s}{\beta.d.A_{ap}}=\frac{8.54\times10^3}{0.924\times27\times1.51}=226.69MPA$$

$$\rho=\frac{100A}{bd}=\frac{100x1.51}{25x27}=0{,}223$$

$K_1=50.79 \quad \rightarrow\beta=0.924$

La fissuration est peu nuisible

$$\overline{\sigma}_{st}=348\ MPA$$

σ_{st} =226.69 < $\overline{\sigma}_{st} = 348MPA \rightarrow$ **Condition vérifiée**

2. Contrainte dans le béton:

$$\mathbf{K=\frac{1}{50.79} = 0,019}$$

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 0{,}019 \times 226.69 = 4.31MPa.$

$\sigma_{bc} = 4.31MPa \langle \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$

- **Vérification de la flèche**
- **Calcul de la flèche**

$f = \frac{M_t^{ser}.L^2}{10.E_v.If_v} \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{290}{500} = 0{,}58$ cm

Avec :

M_t^{ser} = 24.18 KN.m

I_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

E_v = 3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ = 3700 $\sqrt[3]{25}$ = 10818,866 MPa

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

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

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

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

$S_{xx'} = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 27 = 13121.1\ cm^3$

B_0: Surface de la section homogène.

$B_0 = bh + 15\ A_t = 25 \times 30 + 15 \times 4.62 = 819.3 cm^2$

$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B0} = \frac{13121.1}{819.3} = 16.02cm$

$V_2 = h - v_1 = 30 - 16.02$

$V_2 = 13,98cm$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$I_0 = \frac{25}{3}[(16.02)^3 + (13.98)^3] + 15 \times 4.62 \times (13.98-3)^2 = 65385.14cm^4$

$S_{xx'} = \frac{I}{1+\lambda\mu}$

$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\varphi\sigma + f_{t28}}$

$$\varphi = \frac{A}{bd} = \frac{4.62}{100x27} = 0.0017$$

$\mu = 1 - \frac{1.75x2.1}{4x0.0017x348+2.1} = 0.82$

$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{(2+\frac{3b0}{b})\varphi} = \frac{0.02x2.1}{\left(2+\frac{3x100}{100}\right)17}$

λ_v=0.0005

$If_v = \frac{I}{1+\lambda v\mu} = \frac{6535.14}{1+0.0005x0.82}$

If_v=6532.46

$f = \frac{M_t^{ser}.L^2}{10.E_v.If_v} = \frac{24.18x290x290x100}{10x10818.86x6532.46}$

$f = 0.28 < \overline{f} = \frac{L}{500}$

$f = 0.28 < \overline{f} = 0.58 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

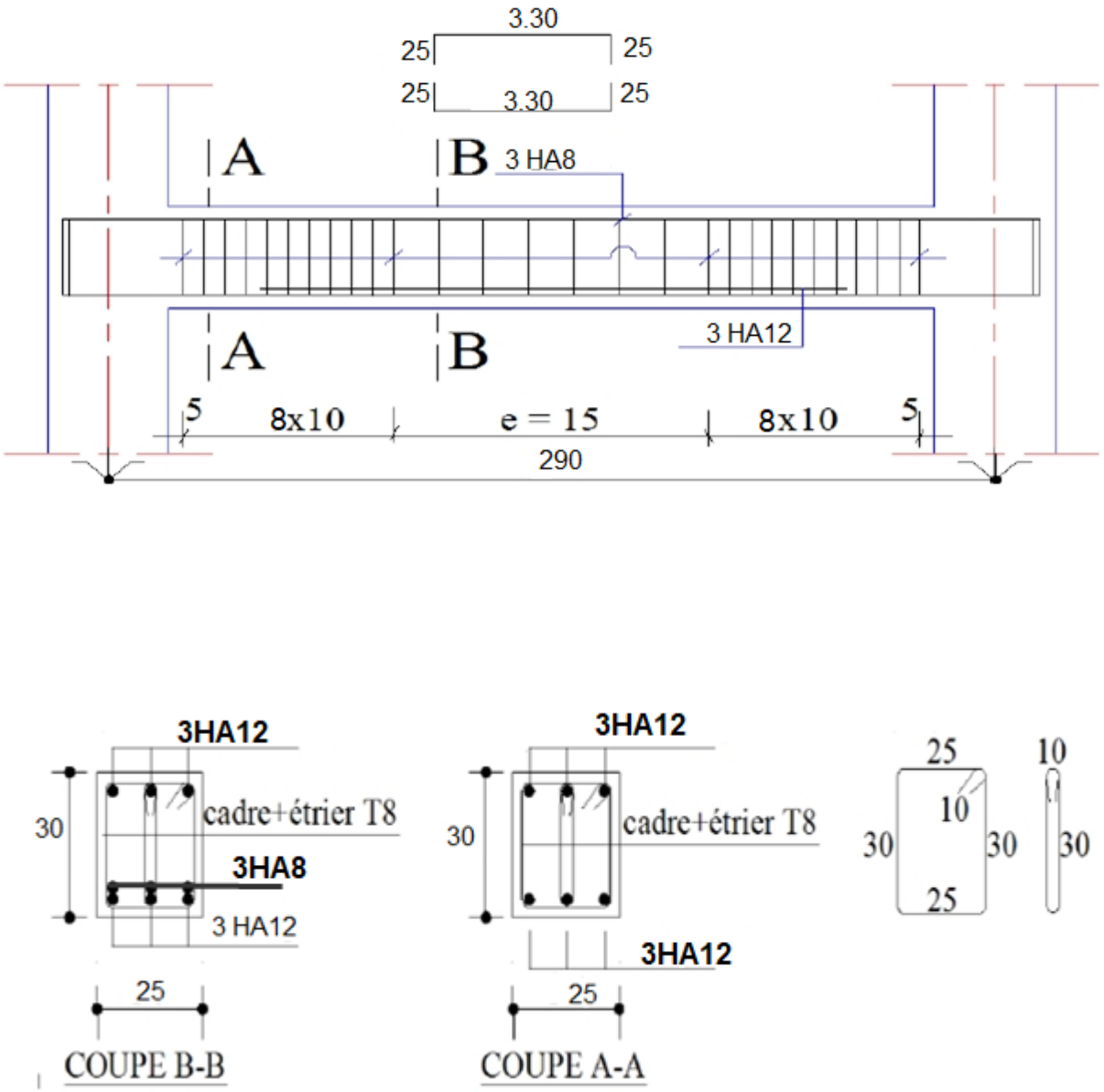


Figure III.4-4- Ferraillage de la poutre palière

III.5 Poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui du plancher.

III.5.1 Pré dimensionnement

$$\begin{cases} \text{La hauteur} : \dfrac{L_{max}}{15} \le h_t \le \dfrac{L_{max}}{10} \\ \text{Largeur} : 0.4h_t \le b \le 0.7h_t \end{cases}$$

La hauteur de la poutre principale «h_t»

L:la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré
L =425-25=400cm

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \; donc : \quad 26.66cm \leq h_t \leq 40cm$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour **ht = 30 cm**

La largeur de la poutre principale « b »

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$ D'ou : $12cm \leq b \leq 21cm$

D'après les exigences du RPA, on prend **b = 20 cm**

Donc : la poutre de chainage à pour dimensions : $(b \times h)$ =(20x30) cm^2

III.5.2 Évaluation des charges G et surcharges Q

- Poids propre de la poutre = $25 \times 0{,}20 \times 0{,}3 = 1.5\,KN/ml$
- Poids du mur (double cloison) = 2 ,94(3,06-0,30)=8.11KN/ml
- Le poids du plancher = 5,29x (0,65/2)=1,72KN/ml.

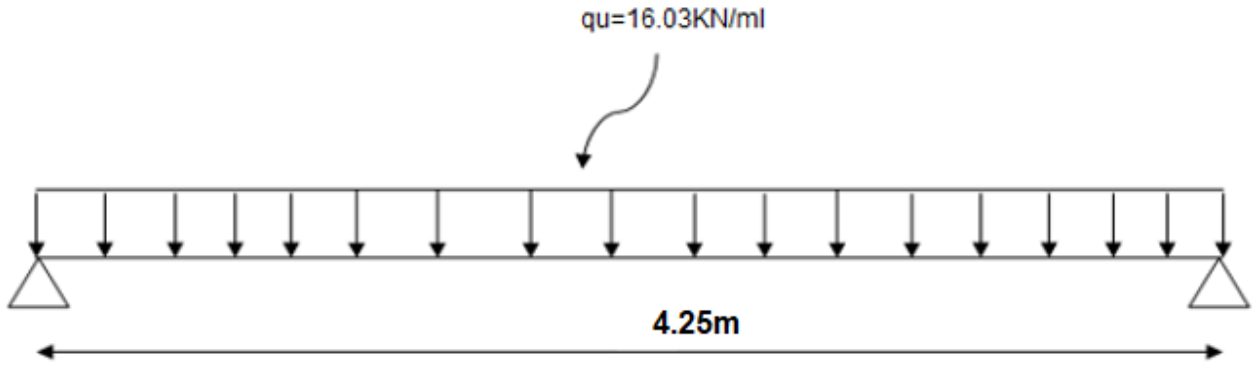
Le poids propre total G = **11.33 KN/ml.**
La charge d'exploitation Q =1,5x (0,65/2) = **0,49 KN/ml.**

➢ **Combinaison des charges**

- **À l'ELU :** q_u = 1,35 G +1,5 Q =1,35×11.33+1.5x0.49 = **16.03KN/ml**
- **À l'ELS :** q_s = G+Q=11.33 +0.49= **11.82 KN/ml**

III.5.3 Étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée.



➢ **calcul des moments**

Le moment isostatique :

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16.03 \times (4.25)^2}{8} = 36.19 KN.m$$

Afin de tenir compte des semi-encastrements aux appuis, on affectera les moments par des coefficients : 0.85 en travée et -0.3 aux appuis.

En travée : $Mt = 0{,}85 \times M_u^{\max} = 0{,}85 \times 36.19 = 30.76 KN.m$

Sur appuis : $M_a = -0{,}3 \times M_u^{\max} = -0{,}3 \times 36.19 = -10.86 KN.m$

- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.03 \times 4.25}{2} = 34.06 KN$$

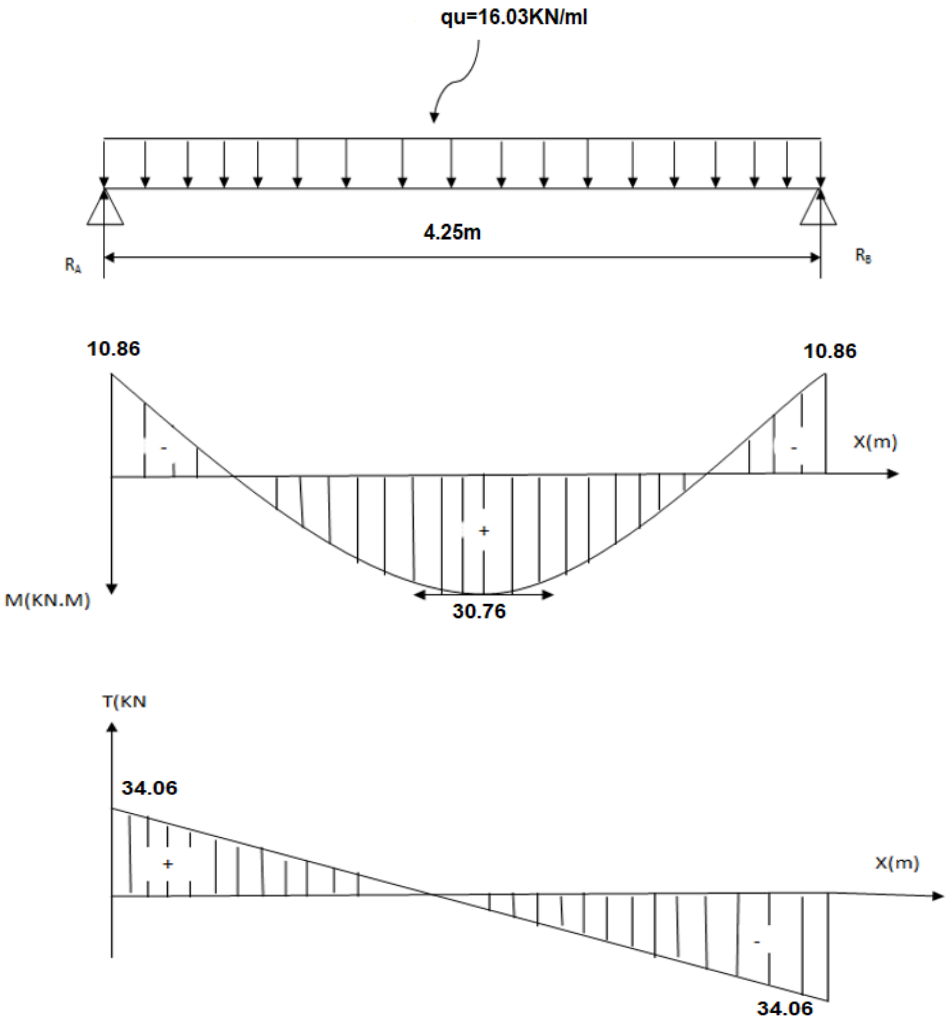
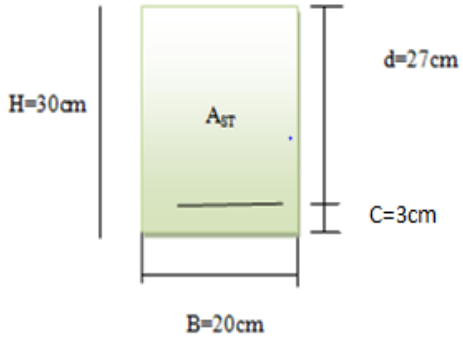


Figure III.5-1- Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

II.5.4 Ferraillage

➢ **Les armatures longitudinales**



En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{30.76\times10^3}{20\times27^2\times14.2} = 0.15$$

$\mu = 0.15 \langle \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow$ Section simplement armée

μ=0.15$\Rightarrow\beta$=0.918

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{30.76\times10^3}{0.918\times27\times348} = 3.56cm^2$$

On opte pour : **3 HA14= 4.62 cm²**

Sur appuis

$$\mu_b = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{10.86\times10^3}{20\times27^2\times14.2} = 0.052$$

$\mu_b = 0.052 \langle \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow$ Section simplement armée

μ =0.052 $\rightarrow\beta$=0.973

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{10.86\times10^3}{0.973\times27\times348} = 1.187cm^2$$

On opte pour : **3 HA8 = 1.51 cm².**

➢ **Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \le \min\left\{\phi_l \;;\; \frac{h}{35} \;;\; \frac{b}{10}\right\} = \min\{1\,;\,8.57 \;;\; 2\} = 1cm = 10mm$$

Avec : Φ : h : La hauteur totale de la poutre. / Le diamètre des barres longitudinales. / b : La largeur totale de la poutre

On choisit un diamètre :**ϕ8 (1 cadre ϕ8)**

- **Vérification l'espacement des armatures transversales (RPA99, Art 7.5.2.2)**

$$St \le \min\left(\frac{h}{4}\;;\; 12\Phi_l ; 30cm\right) = \min\left(\frac{30}{4}\;;12\times 1\;;30cm\right) = \min\{7,\,5;\,12;\,30\}\ \text{cm}$$

St ≤ 7, 5 cm $\Rightarrow$ **St = 7 cm**

En zone nodale :

$$A_t \;\ge\; 0.003 \times S_t \times b \;\Rightarrow\; S_t = 7cm \le \frac{A_t}{0.003\times b} = \frac{1.51}{0.003\times 20} = 25.16\,cm$$

En zone courante (travée) : $S_t \le \frac{h}{2} = 15\text{cm}$ **,** soit **S_t =10 cm.**

III.5.5 Vérifications à l'ELU

- **Condition de non fragilité (BAEL91.Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23\times 20\times 27\times\frac{2.1}{400} = 0.652cm^2.$$

$$\left.\begin{array}{l} A_a = 1.51cm^2 \rangle\, A_{\min} = 0.815cm^2 \\ A_t = 3.56\,cm^2 \rangle\, A_{\min} = 0.815\,cm^2 \end{array}\right\} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art. A.5.2.2)**

L'influence sur le béton **:** On doit vérifier que

$$T_{u\max} \le 0{,}4.d.b.0{,}9\frac{fc_{28}}{\gamma_b}.$$

On a: T_u^{max}=34.06KN

$$0{,}4.d.b.0{,}9\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4\times 27\times 20\times 0.9\times\frac{25}{1.5} = 324KN$$

T_u^{max}=**34.067KN**< 324KN → **Condition vérifiée**

L'influence sur les aciers :

On doit vérifier : $A_a \ge \frac{\gamma_S}{fe}\left(T_u + \frac{M_{au}}{0{,}9.d}\right)$

$$A_a = 1.51 \ge \frac{1{,}15}{400}\left(34.06\times 10^3 + \frac{10.86\times 10^3}{0{,}9\times 270}\right) = 0.786\text{cm}^2$$

A_a = 1.51 cm² > 0.786cm² → **Condition vérifiée.**

Et aussi : A_t = 3.56cm² > 0.786cm² → **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91modifée99.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \le \bar{\tau}_{se} = \psi_s .f_{t28} = 1.5\times 2.1 = 3.15\text{MPa}$ avec :Ψ=1.5 HA

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d.\sum u_i} = \frac{34.06\times 10^3}{0.9\times 270\times 131.8} = 1.06MPa \qquad avec : \sum u_i = n.\pi.\phi$$

$\sum U_i$=3.14×3×1.4=131.8mm

$\tau_{se} = 1.06$ MPa $\langle\ \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa → **Condition vérifiée**

$\Rightarrow$ Pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{bd} \le \bar{\tau}$$

$$avec: \bar{\tau} = \min\left\{0.2.\times\frac{f_{c28}}{\gamma};5MPa\right\} = \min\left\{0.2\times\frac{25}{1.5};5\,MPa\right\} = 3.33MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{34.06}{200\times 270}\times 10^3 = 0.63MPa \le \bar{\tau} = 3.333MPa$$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification l'espacement des armatures transversales (BAEL 91modifée99, Art A.7.51.22)**

St ≤ Min (0,9d; 40cm) = min (0,9x27; 40) = 24.3 cm

St ≤ 24.3 cm $\Rightarrow$ **St = 20 cm**

On doit aussi vérifier la section des armatures transversales par la condition suivante :

$$\frac{A_t . fe}{b.S_t} \geq 0{,}4 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \frac{1{,}51 \times 400}{20 \times 20} = 1.51 \text{ MPa} > 0{,}4 \text{ MPa} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

III.5.6 Étude de la poutre à l'ELS

- **Moment isostatique**

On a **:**q_s = 11.82 KN/ml.

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.82 \times 4.25^2}{8} = 26.68 KN.m$$

En considérant l'effet du semi-encastrement, les moments corrigés sont :

Sur appuis **:** $M_s^a = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 26.68 = -8.004 KN.m$

En travée **:** $M_s^t = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 26.68 = 22.67 KN.m$

- **Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11.82 \times 4.25}{2} = 25.12 KN$$

III.5.7 Vérifications à l'ELS

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Aux appuis

A_t=1.51cm^2; M_s^a =8.004KN.ml

Dans le béton : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100\times1.51}{20\times27} = 0.27$$

ρ_1=0.27 ⟶ β= 0.917 ⟶ K_1=45.24

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1.A_S.d} = \frac{8.004\times10^3}{0.917\times1.51\times27} = 214.09MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{214.09}{45.24} = 4.73\ MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\times25 = 15MPa$$ → **Condition vérifiée**

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 214.09 \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$ → **Condition vérifiée**

En travée

A_t=3.56cm^2 ; M_s^t =22.67KN.ml

Dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \le \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$=0.6x25=15MPa

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100\times3.56}{20\times27} = 0.66$$

ρ_1=0.66 ⇒β_1=0.881 ⇒ K_1=27.02

$$\sigma_s = \frac{M_{sT}}{\beta_1.A_t.d} = \frac{22.67\times10^3}{0.881\times3.56\times27} = 267.71MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{267.71}{27.02} = 9.91MPa < \overline{\sigma} = 0.6\times25 = 15MPa$$ →**Condition vérifiée**

Dans l'acier : on doit vérifier que : $\sigma_{st} \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\sigma_{st} = 214.09 \le \overline{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$ → **Condition vérifiée**

- **Vérification de la flèche**

L'article B.6.5, 1 précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les conditions à vérifier sont :

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{425-25} = 0.075 \ge \frac{1}{16} = 0.0625$$ → **Condition**

vérifiée

$h = 0.3 \geq \frac{M^u}{10M_0} l = \frac{22.67}{10 \times 26.68} 4.25 = 0.36$ → **Condition vérifiée**

$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.56}{20 \times 27} = 0.0066 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$ →**Condition vérifiée**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

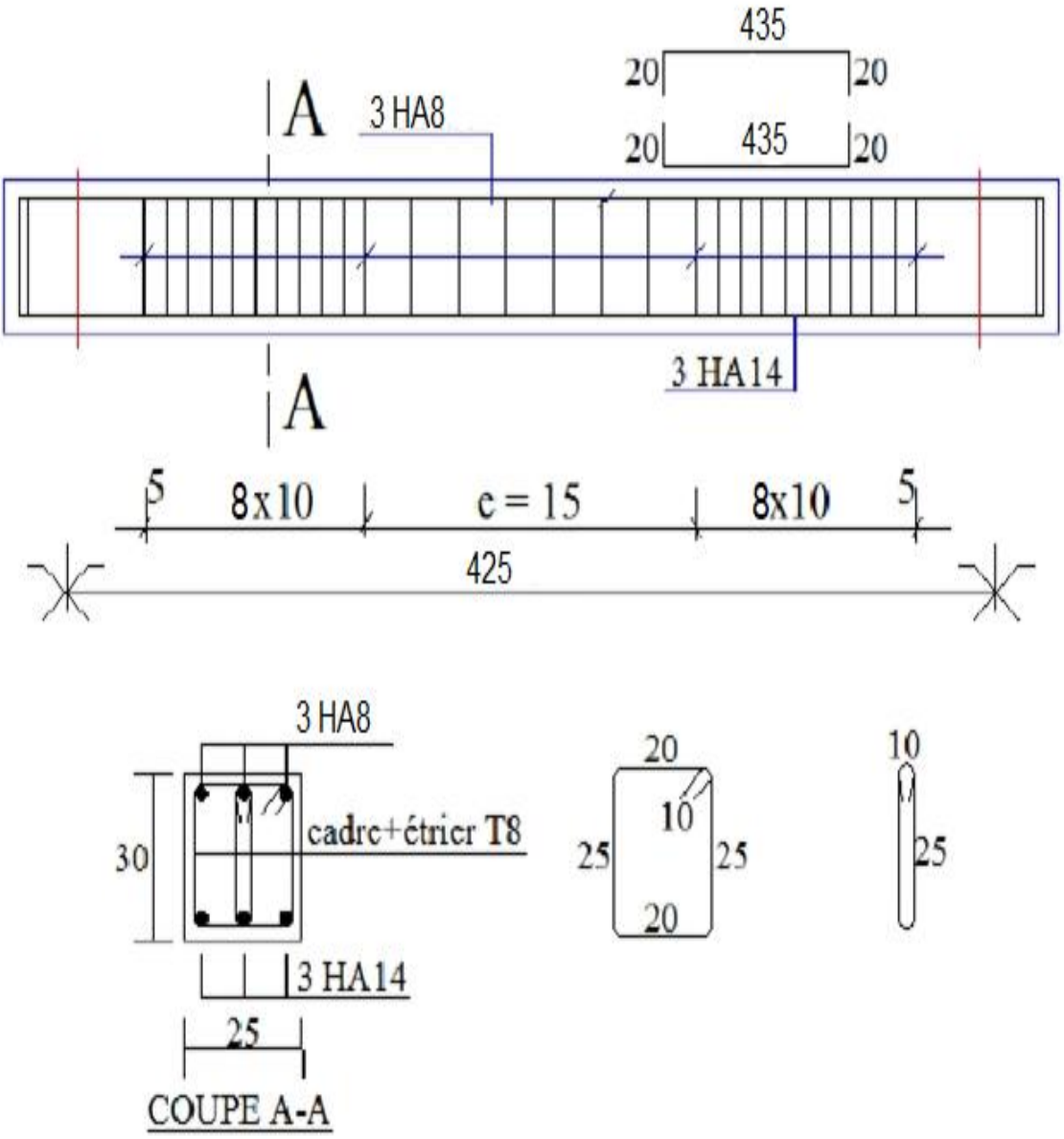


Figure III.5.2 Schéma du ferraillage de la poutre de chainage

III.6 Balcon en dalle pleine

Introduction

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Il est réalisé en dalle pleine avec un garde-corps en brique pleine de hauteur h = 1.20m.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations G et Q.

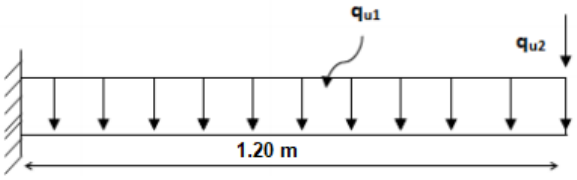


Figure III.6-1 Schéma Statique du balcon

Avec :

q_{u1} : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

q_{u2} : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.6.1 Pré -dimensionnement

L'épaisseur de la dalle de balcon est déteminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12cm \qquad donc : e_p = 12cm$$

- **Les charges revenant à la console (charges G et surcharges Q):**

Les charges permanentes G

Tableau III.1 Charge permanentes du balcon

N°	Désignation	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m^3)	G (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,022	22	0.44
2	Mortier de pose	0,022	22	0.44
3	Couche de sable	0,02	17	0.51
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25	3.75
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
				$G_{tot}=5.34KN/m^2$

Donc : le Poids propre revenant au balcon : **G_1=5,34 x1ml=5,34KN/ml**

Tableau III.2 La Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Eléments	Charges permanente	Résultats
Brique (e_p=0.1m)	9× 0.10	0.90
Enduit de ciment (e_p=2cm	18× 0.02 × 2	0.072
		$G_{tot} = 1.62KN/m^2$

Donc : la charge concentrée due au poids de garde-corps **:G_2=1.62×1ml =1.62 KN**

Donc : la charge concentrée due au poids de garde-corps **:G_2=1.62×1ml =1.62 KN**

La Charge d'exploitation

Elle est donnée par le DTR BC.22 : Q= 3.5 KN / m^2

Surcharge revenant au balcon : Q=3.5x 1ml=3.5KN/ml

III.6.2 Les combinaisons des charges

A L'ELU : 1.35G+1.5Q

q_{u1}= (1.35G_1+1.5Q) 1ml= (1.35×5.34+1.5×3.5)×1ml=12.46KN/m.

q_{u2}= 1.35 × G_2 = 1.35×1.62=2.187KN/m.

A L'ELS : G+Q

q_{s1}= (G_1+Q) ×1ml= (5.34+3.5)×1ml=8.84KN/ml.

q_{s2}= G_2×1ml=1.62×1ml=1.62KN/ml.

III.6.3 Calcul des efforts

- **Les moments**

L'ELU : $M_{qu1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12.46 \times 1.20^2}{2} = 8.97$ KN.m

M_{qu2}= q_{u2}× l = 2.18 × 1.2= 2.62KN .m

M^t_u = M_{qu1} + M_{qu2} =8.97+2.18= 11.15KN.m

L'ELS: $M_{qs1} = \frac{q_{s1}1}{2} l^2 = \frac{8.84 \times 1.20^2}{2} = 6.36$ KN.m

M_{qs2}= q_{s2}× l = 1.62× 1.20=1.94 KN .m.

M^t_s = M_{qs1}+ M_{qs2} =6.36+1.94=8.3KN.m

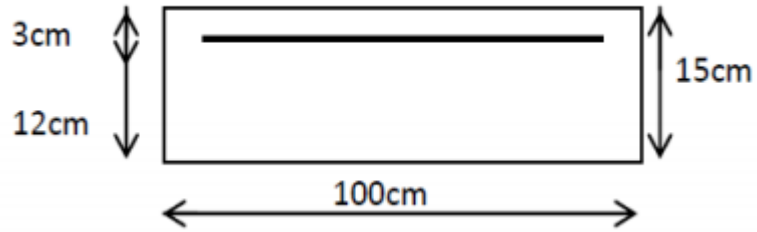
- **Les efforts tranchants**

L'ELU : V_u =q_{u1} l + q_{u2} = 12.46 × 1.20 +2.18 = 17.13 KN.

L'ELS: V_s =q_{s1} l + q_{s2}= 8.84 × 1.20 +1.62=12.23 KN.

III.6.4 Ferraillage

➢ **Les armatures principales**



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.12 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,054$$

$\mu=0.057<\mu_l=0.392$ ⟶ Section simplement armée

$\mu=0.054 \Rightarrow \beta=0.972$

$$A = \frac{M_U}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.12 \times 10^3}{0.972 \times 12 \times 348} = 2.74 cm^2$$

On adopte pour une section **: A= 4 HA10 =3.14cm** ^{2}Avec un espacement **S_t = 25cm.**

➢ **Les armatures de répartition**

$$A = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 cm^2$$ On adopte **2HA8=2.01 cm^2** Avec : **S_t = 25cm.**

III.6.5 Vérification à L'ELU

➢ **Vérification la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL 91)**

$$A_{min} = 0.23 \, x \, 100 x \, 12 x \, \frac{2.1}{400} = 1.45 cm^2$$

$$avec: f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + (0.06)(25) = 2.1 MPa$$

$A_{min} = 1.45 cm^2 < A_{adoptée} = 4.52 cm^2 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de l'entrainement des armatures** : **(Art6.1, 3/BAEL 91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \qquad \text{Avec} \quad \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 MPa \\ et : \psi = 1.5 HA \\ \Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.07 cm \end{cases}$$

$\tau_{se} = \frac{17.13 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.7} = 1.05 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \rightarrow$**Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement**

$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right\} = 2.5$ MPa (fissuration préjudiciable)

$\tau_u = \frac{17.13 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.14 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$ **→Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres**

- Pour les armatures principales : St < min {3h, 33cm} = 33cm.

St =25cm<33cm→Condition vérifiée.

- Pour les armatures de répartition : S_t< Min {4h, 45cm} = 45cm

St =25cm< 45cm →Condition vérifiée.

III.6.6 Vérification à L'ELS

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$avec: \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 0.452}{100 \times 12} = 0.38 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.904 \\ K_1 = 37.08 \end{cases}$$

- **Vérification des contraintes dans les aciers**

$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$ Avec : η=1:6 **pour les aciers de haute adhérence(HA) de diamètre supérieur à 6 mm**

$\overline{\sigma_s} = 201.63$ MPa et $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{8.3 \times 10^6}{0.904 \times 120 \times 452} = 169.27 MPa$

$\sigma_s = 169.27 MPa \prec \overline{\sigma}_s = 201.63 MPa \Rightarrow$ *condition vérifiée.*

donc : le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire.

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169.27}{37.08} = 4.56 MPa$$

$\sigma_b = 4.56 MPa \leq \overline{\sigma}_b = 15 MPa$ → condition vérifier

- **Vérification de l'état limite de déformation**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{M_S}{10M_0} = \frac{8.3}{10 \times 11.15} = 0.074 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_S}{b.d} = \frac{4.52}{100.12} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

Conclusion

Le ferraillage retenu pour les balcons est le suivant :

- Armatures principales **: 4 HA 10 (St= 25 cm).**
- Armatures de répartition : **4 HA 8 (St= 25 cm).**

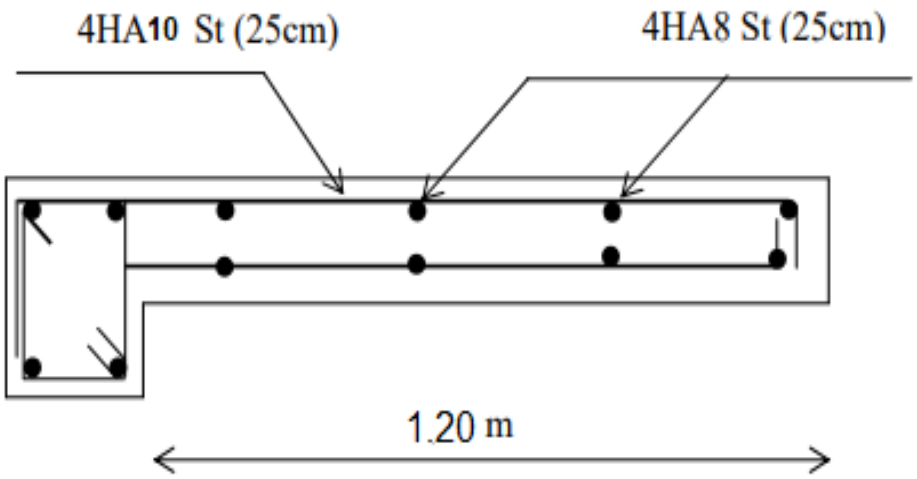


Figure III.6.2. Ferraillage de balcon

IV.1.Modélisation de la structure

Introduction

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable, Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits. Plusieurs programmes de calcul sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, dont ETABS, ROBOT, SAP…etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

IV.1.1.Description du logiciel ETABS :(ExtentedThree Dimensions Analysis Building System)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces verticales et horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration …etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

IV.1.2.Choix de la méthode

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas nous utilisons la méthode modale spectrale avec un spectre de réponse défini dans le **(RPA99/version2003)**

IV.1.2.1Présentation de la méthode dynamique modale spectrale

La méthode modale spectrale consiste en l'analyse dynamique de la structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques

IV.1.3.Étapes de modélisation

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.7. Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suite :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier…etc).
- Spécification propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles…etc).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse(E) selon le RPA/version 2003.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

1. Introduction de la géométrie du modèle

a. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran, l'unité dans notre cas est **KN.m**

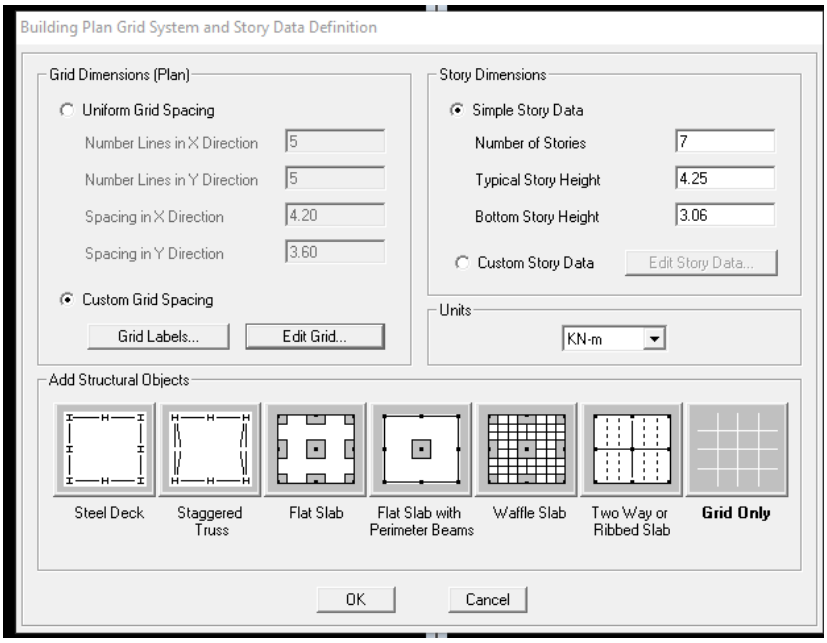
b. Géométrie de la base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File ⇒ New model.**

Dans la fenêtre qui apparait nous cliquons sur **" No"**.

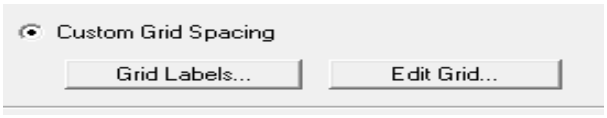
Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x : **5**
- Le nombre de portiques suivant y-y :**5**
- Le nombre d'étages :**7**

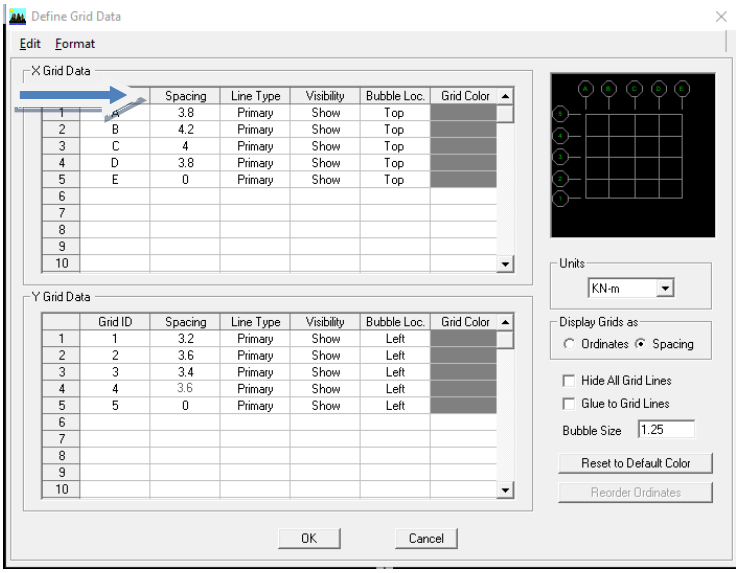


c. Modification de la géométrie de la base

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs des étages. Nous cliquons sur **Custom ⇒ Edit Grid**



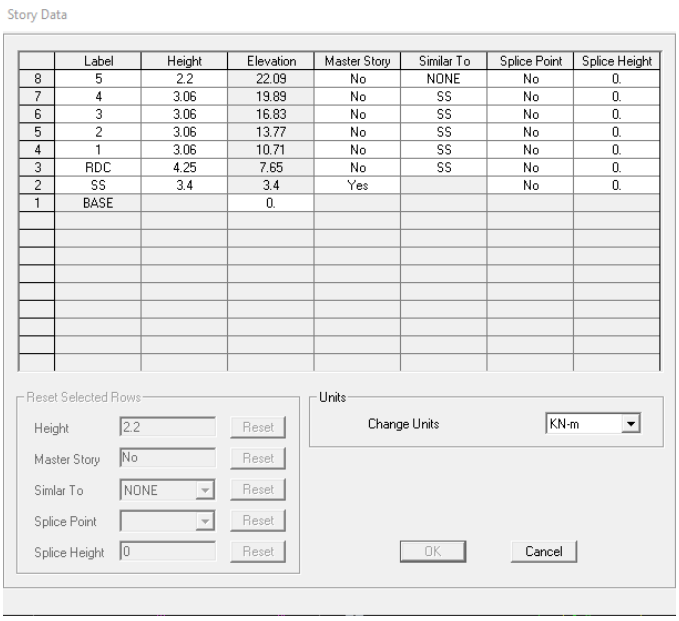
Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant x-x et y-y.



Puis nous cliquons sur **ok**

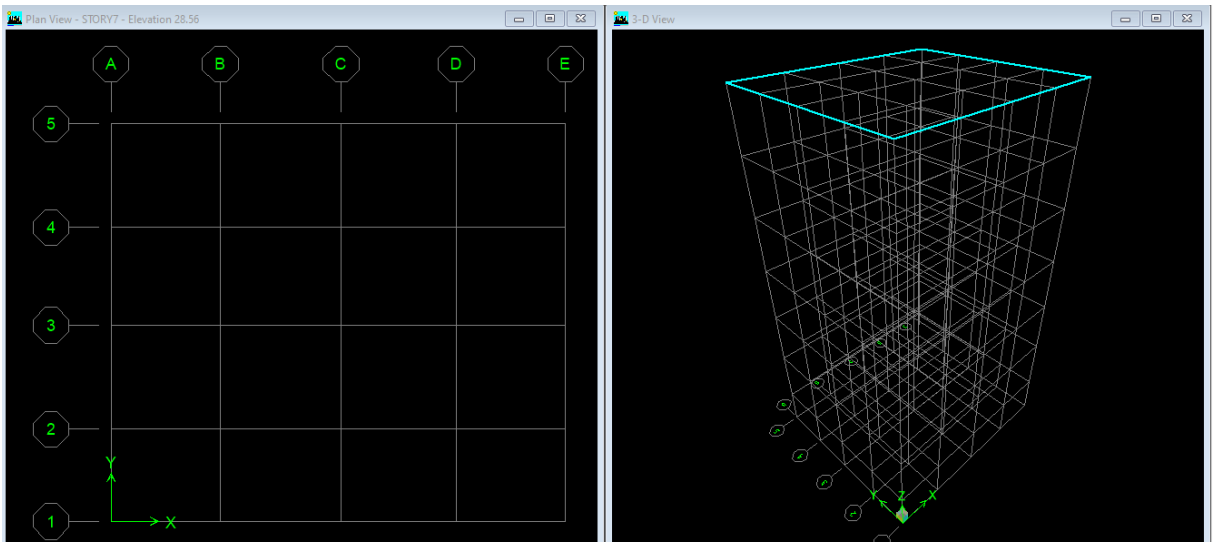
- **Étage :**

Sur **Story dimensions**, nous introduisons le nombre de planchers que nous avons **(Number of stories),** puis **Costum Story Data**, nous introduisons les hauteurs des différents étages.



N.B :

Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure. Après validation des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentants la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme indiqué sur la figure :

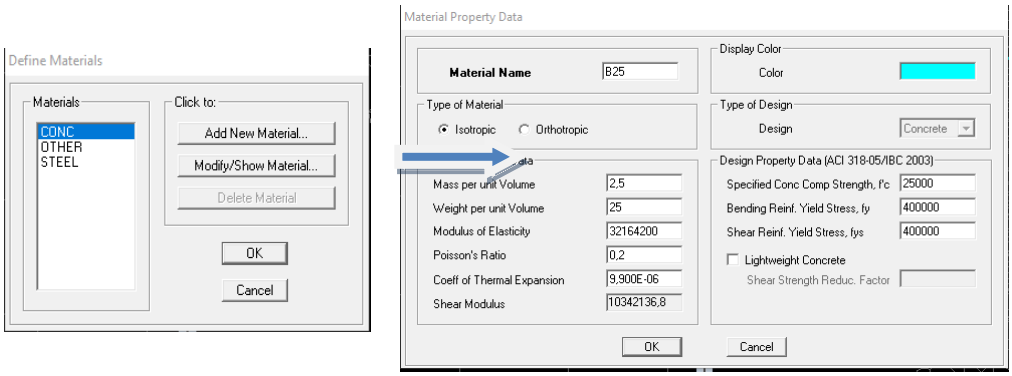


1. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

On clique sur **Define Materials**, on sélectionne **Concrete**(béton) puis on clique sur **Modify/Schow System** puis on introduit les caractéristiques mécaniques suivantes :

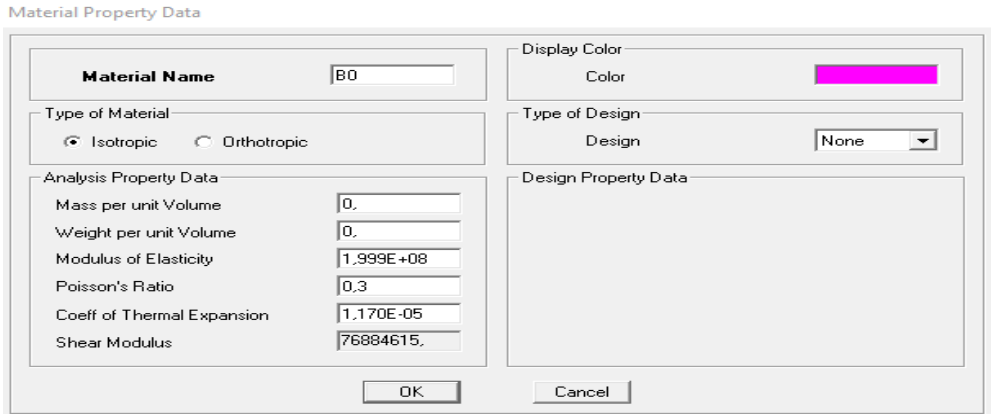
– **Béton (B25) :**

- Masse volumique du béton : 25KN/m^3.
- Poids volumique du béton : 25KN/m^3.
- Module de young: 32164200KN/m^2.
- Contrainte max du béton due à la compression : 25000KN/m^2.
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m^2.
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m^2.



– **Le matériau neutre (B0)**

- Masse volumique du béton : 0KN/m^3.
- Poids volumique du béton : 0 KN/m^3.

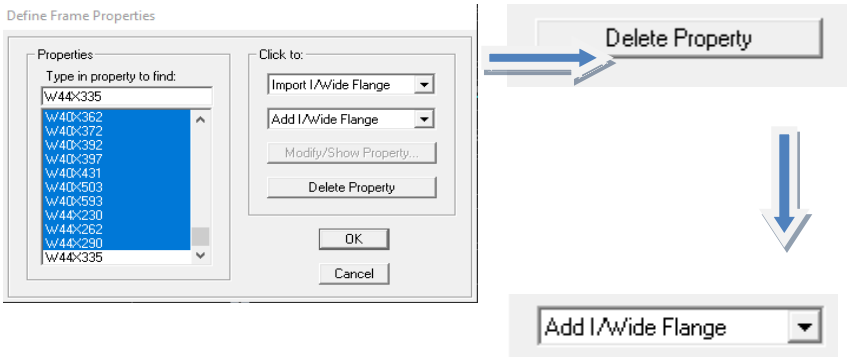


2. Spécification des propriétés géométriques des éléments

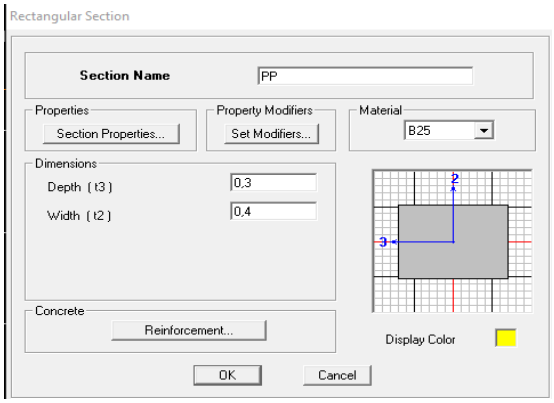
La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leur affecter leurs propriétés géométriques.

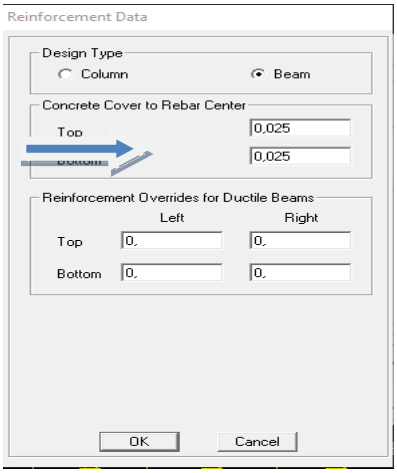
– **Poteaux et Poutres**

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suite : **Define⇒Frame Sections**

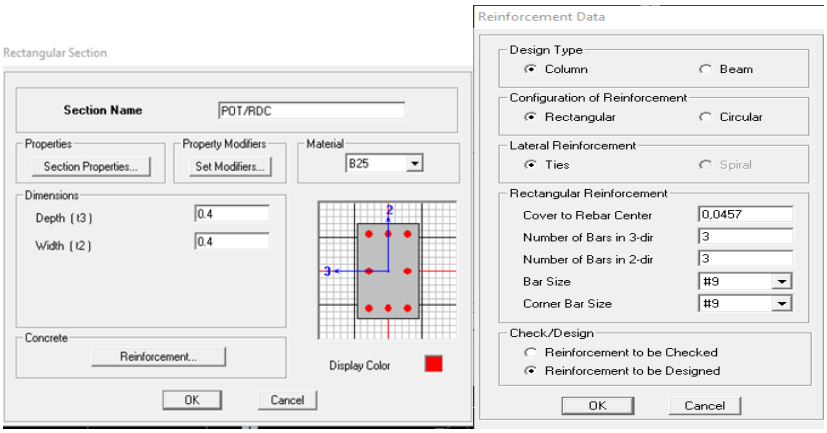


Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **DeleteProperty**. Ensuite nous cliquons sur : **Add/ Wide Flange⇒Addrectangular**. Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément :





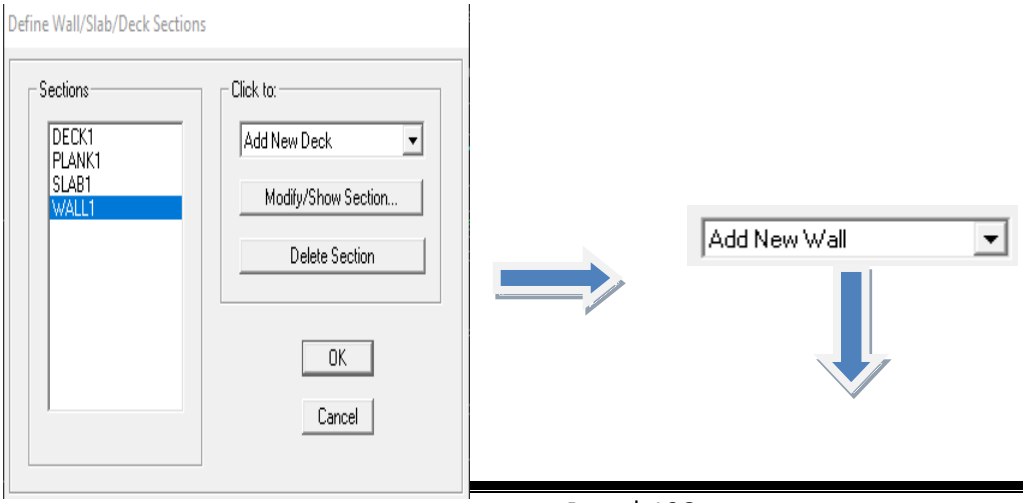
Puis sur : **Reinforcement⇒Beam**. La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre**Beam** et faire la sélection sur **Column**.

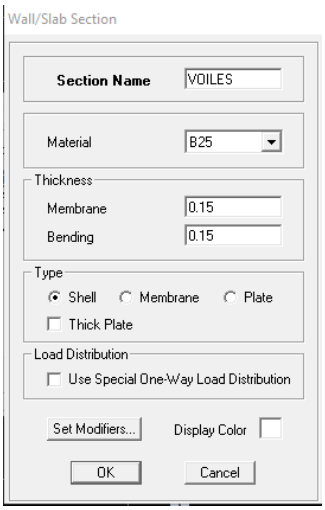


Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux poutre) , on passe aux éléments plancher et voiles .

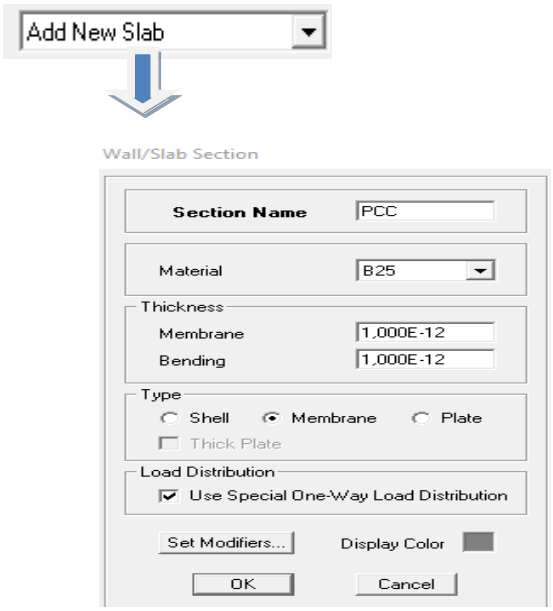
- **Voile**

Define⇒ Wall/ Slab/Deck Sections⇒ Add New Wall (voile)





- **Plancher**



3. Définition des charges statiques (G, Q) :

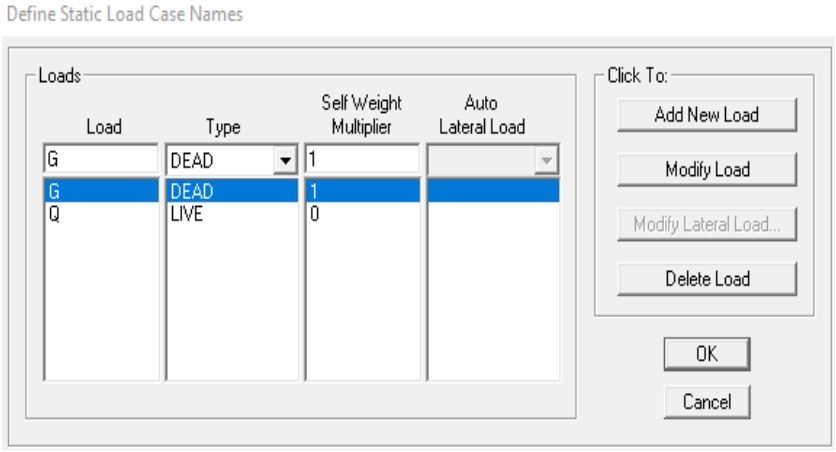
La structure est soumise à des charges permanentes (G) et à des charges d'exploitation (Q), pour les définir on clique sur : **Define⇒StaticLoads Cases**.

- **Charges permanentes**

- Load Name (Nom de la charge) : **G**
- Type : **DEAD** (permanente)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) : **1**

- **Charges d'exploitation :**

- Load Name (Nom de la charge) : **Q**
- Type : **LIVE** (exploitation)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) : **0**



4. Introduction du spectre de réponse (E)

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

➢ **Données à introduire dans le logiciel**

- Zone : IIa (zone à sismicité, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 1B (ouvrage de grande importance)
- Coefficient de comportement : on a supposé un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques
- Site : S3 (relevé du rapport du sol)
  - Facteur de qualité(Q) : 1.10

q**R :** coefficient de comportement global de la structure fonction de système decontreventement**R = 3.5(voilesporteurs)(Tab4.3 RPA)**

Q : facteur de qualité Q = Qx = Qy =1+ ∑P

Critèreq	Pénalitép_q
Conditionminimaledesfilesporteuses	0.05
Redondanceenplan	0.05
Régularitéenplan	0.00
Régularitéenélévation	0.00
Contrôledelaqualitédesmatériaux	0.00
Contrôledelaqualitédel'exécution	0.00

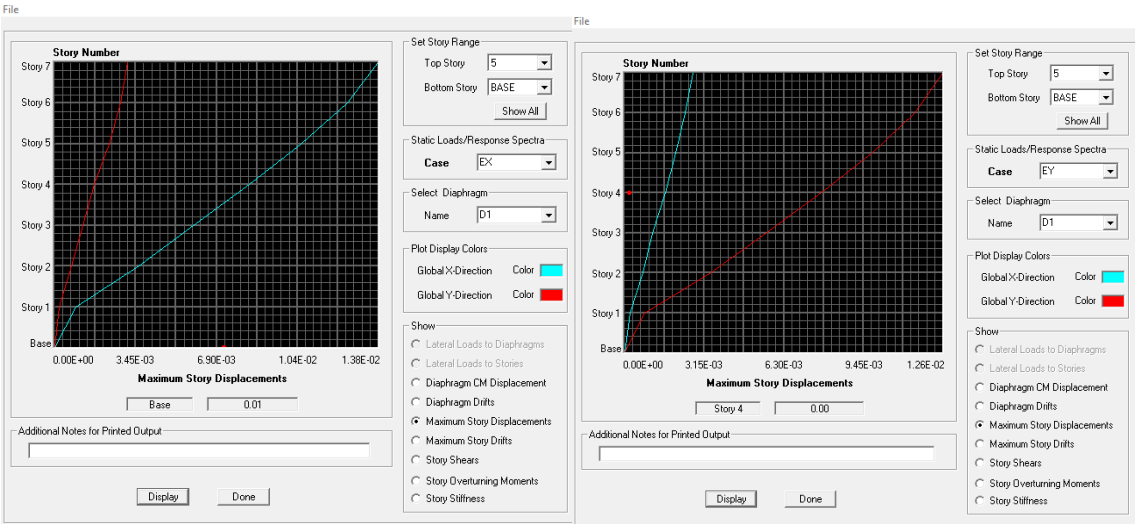
Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response ⇒Spectrum from file ⇒ Spectrum function

Function Name (nom du spectre) : **RPAX, RPAY**

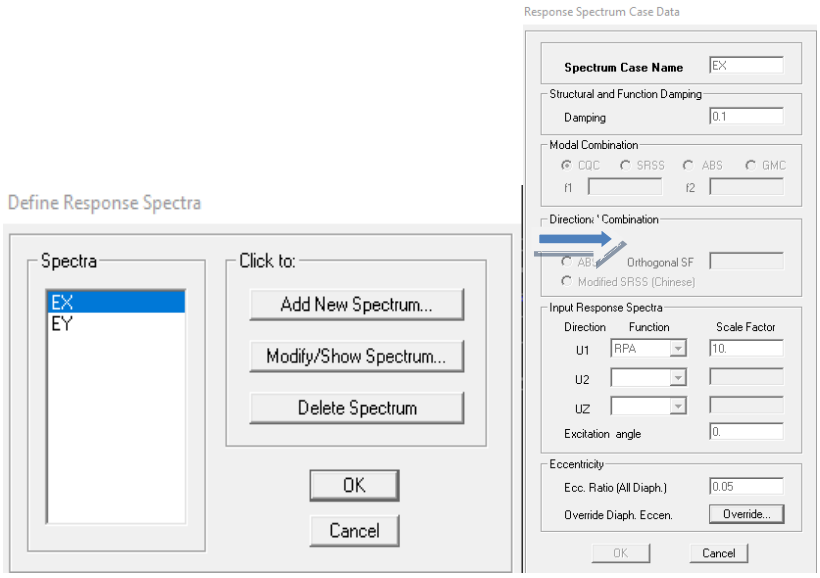
On clique sur **OK** pour valider.



5. Définition de la charge sismique

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define⇒Response spectrum cases⇒ Add New Spectrum.



6. Chargement des éléments

L'affectation des charges se fais par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux).

Tableau récapitulation des charges permanentes et d'exploitation (chapitre I).

➢ Charger les planchers

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Les charges sont uniformément réparties par m² selon les axes locaux ou globaux. Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux.

Pour affectation des charges

On sélectionne les planchers définis en corps creux (méthode de bardage) on clique sur :

Assing⇒shell area load⇒uniform surface load.

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la **case Load**.

7. Introduction des combinaisons d'action

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons courantes**

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

Poids : G+0,2Q

- **Combinaisons accidentelles du RPA**

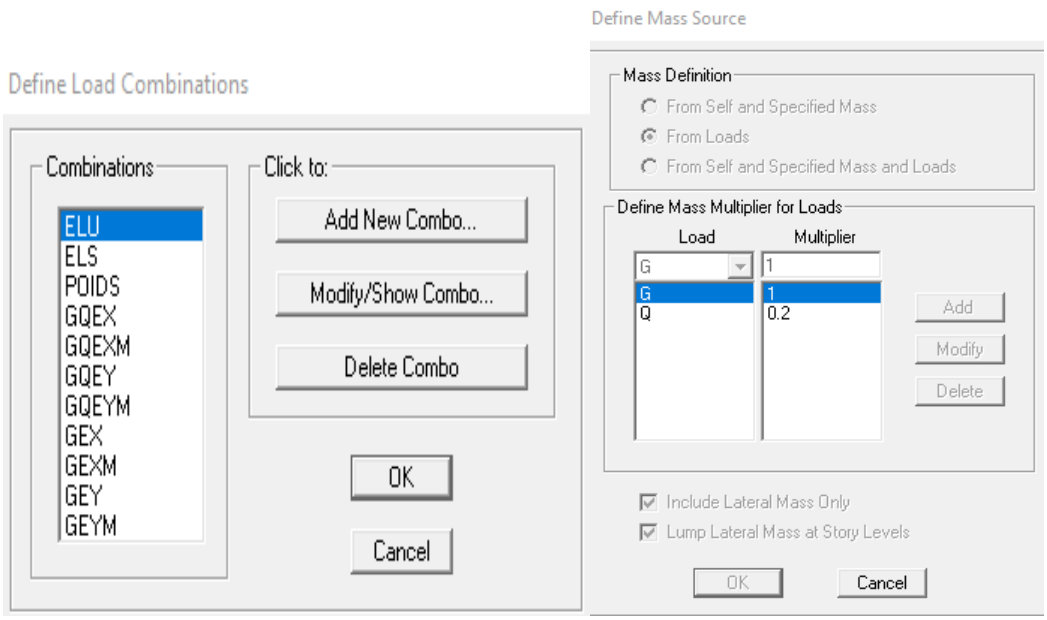
GQEX: G+Q±EX

GQEY : G+Q±EY

GEX : G±EX

GEY : G±EY

New Combo⇒Combinations Add⇒Define



8. Définir la masse source

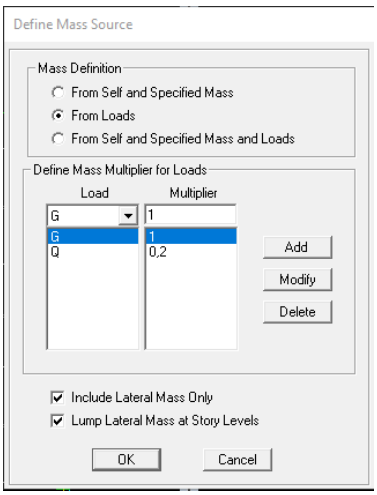
La masse source est la masse revenant à chaque plancher ; dont la valeur est égale à

$\mathbf{W_{plancher} = G_{plancher} + \beta\ Q_{plancher}}$

β : Coefficient de pondération, d'après le RPA **⇒β=0.2**

L'instruction à suivre :

Define⇒masse source ou bien on clique sur cette icône



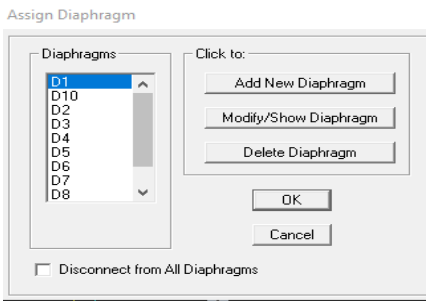
9. Diaphragmes

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

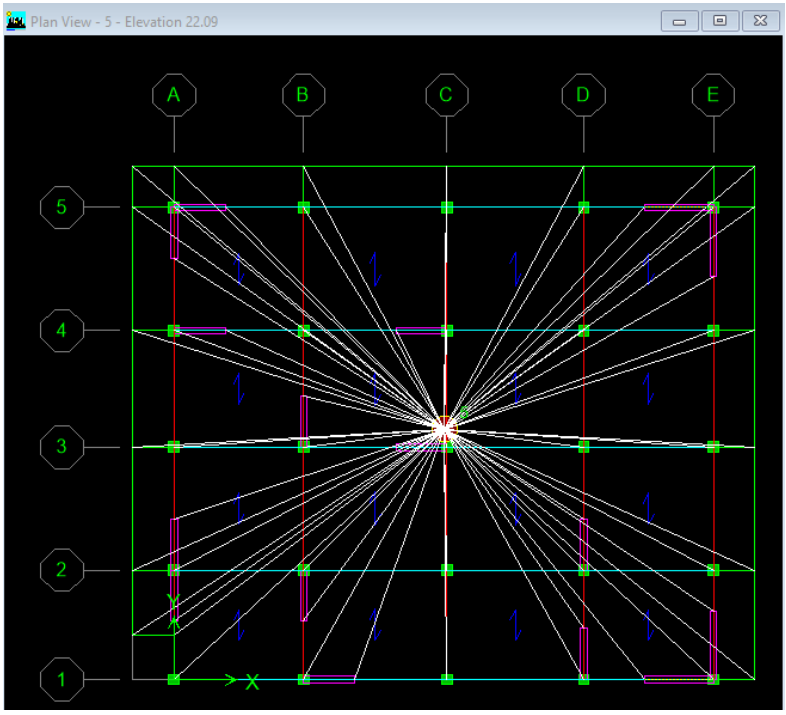
On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define ⇒Diaphragms⇒Add New Diaphragm⇒D1⇒OK.

Ou bien on clique directement sur l'icône **⇒ D1 ⇒OK.**



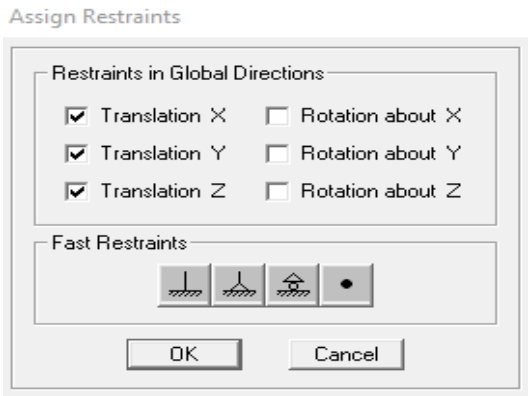
Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons dix planchers ce qui nous donne dix diaphragmes.



10. Encastrement des nœuds

Les poteaux et les voiles sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds de base puis on clique sur:

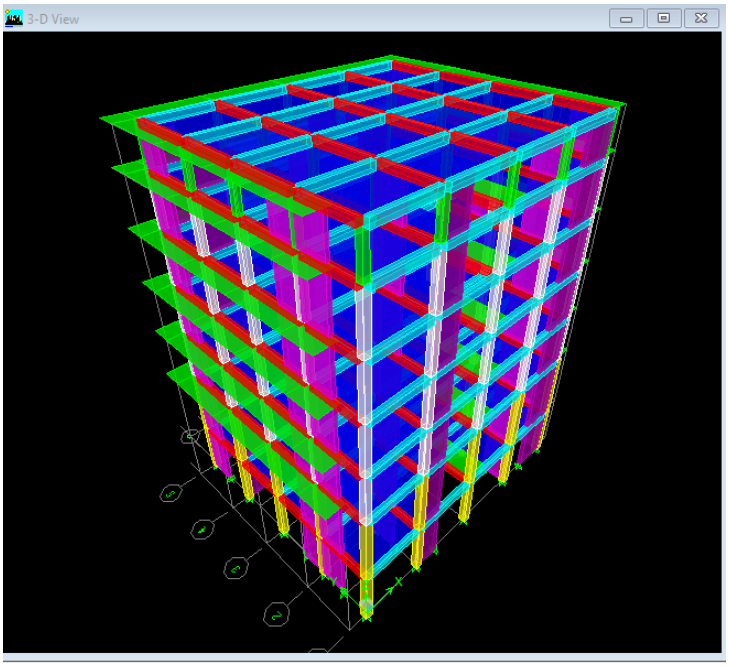
Assign⇒Restraints⇒Joint ⇒



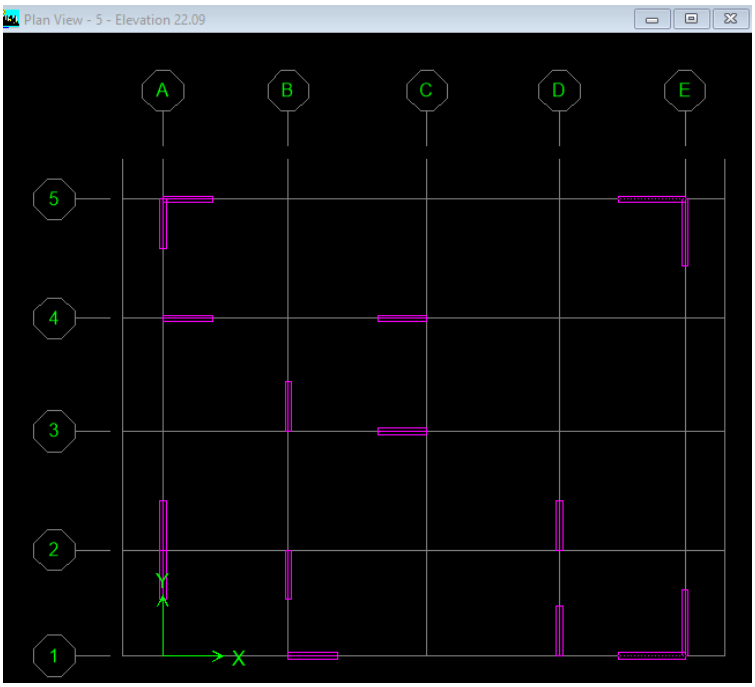
11. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze**et on sélectionne **Run Analysis**.

Vue en 3D de notre structure



Le positionnement des voiles



IV.2.Vérification des Résultats du logiciel selon le RPA (2003)

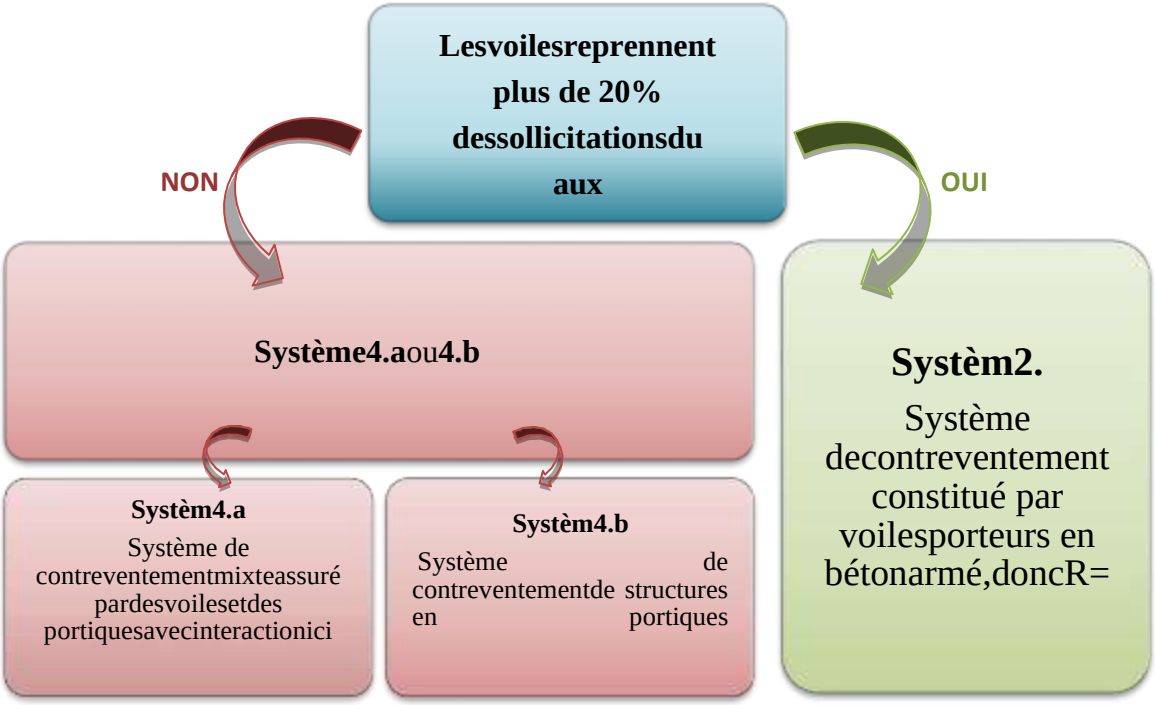
Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions.

- Vérification de l'effort normal réduit.
- Vérification de la participation de la Massimo dalle
- Estimation de la péri de fondamentale.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort tranchante la base.
- Vérification des déplacement sinter étages.
- Vérification des effets du second ordre(l'effet P-Δ).

A) Justification du système de contre contreventement :

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes decalcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

Se l'on les définitions données par leRPA99/V2003 ,pour le choix des système de contreventement, choix du coefficient R,on doit calculer le pourcentage des charges verticales et des charges horizontales reprises par les portiques et les voiles.

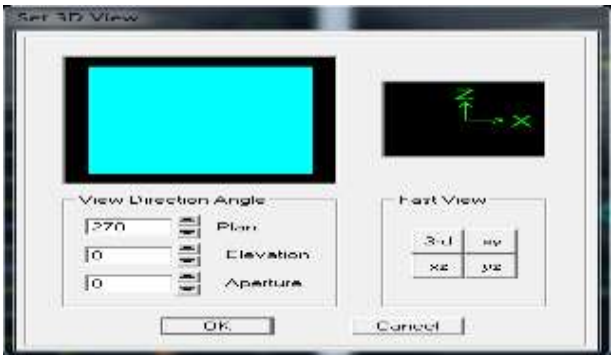


Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans ETABS on suit les étapes ci-après :

-Sous charges verticales :

View ⟹ Set3Dview

Une Fen êtres' affichera et elles recomplétée comme indiquée sur l'image suivante:

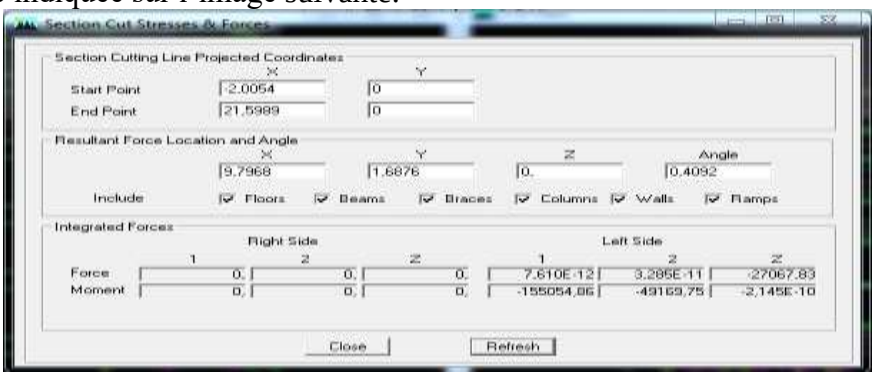


Display →show→Defor med shape→Load:ELU

En suite:

Draw ⟹ Draw Section Cut,

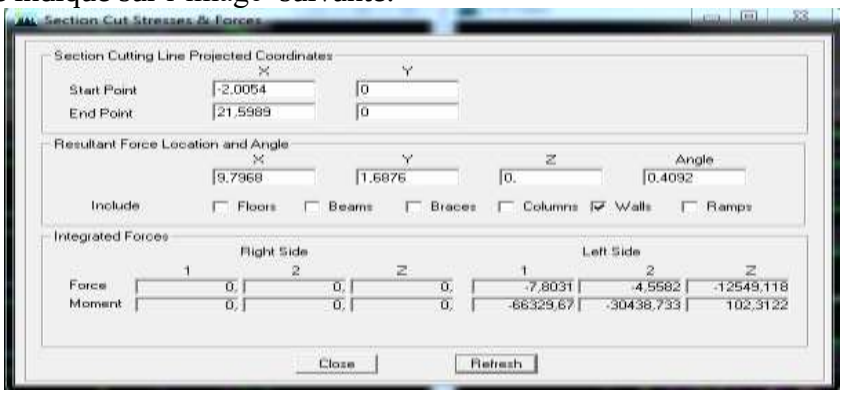
En coupant la base une fenêtre s affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-Z)**
C'est la valeur de la force reprise par les voiles et lespoteauxàla fois.

Puis on décoche les cases **floors ,beams ,braces ,columns ,ramps** et on clique sur **refresh**

Comme indiqué sur l'image suivante:



Au finale, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.
-Sous charges horizontales :

Le même pour les charges horizontales, il suffit de changer la combinaison ELU par **Ex**et **Ey** et relever respectivement les valeurs sur la case(Force-1)(Force-2).

❖ **Récapitulatifdesrésultats:**

Vportiques+voile ⟶ **100%**

Vvoiles ⟶ X%

C	**Forcesreprisesparles Voilesetportiques**		**ForcesreprisesparlesVoile suniquement**	
Unité	**KN**	**%**	**KN**	**%**
ELU	27067,83	100	12549,11	46,36
sensEX	1369,67	100	1192,78	87,09
sensEY	1434,62cheminement	100	1297,76	90,46

TableauV.1: pourcentages charges verticales et horizontal les repris par les voiles.

Conclusion:

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de 20 presque la totalité de l'effort horizontal donc pour nôtres système de contre vêtement.On adopte un coefficient de comportement R=3.5(structure a voiles es porteurs)

B)Vérification de l'effort normal réduit :(RPA99/V2003.ART7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture Fraga les ous sollicitations d'ensemble due suas éisme,l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$P = \frac{Nd}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

avec:

N_d:Effort normal dans les poteaux.
B_c:Section du poteau
fc28:résistance caractéristique du béton.

Story	**Section [cm^2]**	**Nd[KN]**	**f_{c28}[KN/cm^2]**	**Nd/ (Bcx f_{c28})**	**Observation**
RDC/ET3	40x40	1081,73	2.5	0.270	**≤0.3 C.V**
ET4/ET6	35x35	797,72	2.5	0.260	**≤0.3 C.V**
ET7/TERRASSE	30x30	474,6	2.5	0.211	**≤0.3 C.V**

TableauV.2: Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion

Toutes les condition sont satisfaites, donc on garde les mêmes section des poteaux

B) Pourcentage de la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogone les ,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%aumoins dela masse totaledela structure **.(article4.3.4 RPA99version2003).**

Display ⟹ show table ⟹ modal in formation ⟹ modal ⟹ buil ding modal in formation motion table

Le tableau suivants 'affiche:

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,614664	72,9829	2,8199	72,9829	2,8199	0,2876	0,2876
2	0,557778	3,0903	72,7468	76,0731	75,5667	0,0407	0,3283
3	0,454604	0,2323	0,0464	76,3054	75,6131	74,7961	75,1244
4	0,158115	13,0986	0,0265	89,4040	75,6396	0,0048	75,1292
5	0,140312	0,0006	13,4375	89,4046	89,0771	0,1298	75,2590
6	0,108743	0,0014	0,3343	89,4059	89,4114	14,6773	89,9363
7	0,065940	4,4426	0,0247	93,8486	89,4361	0,0117	89,9479
8	0,057484	0,0407	4,4161	93,8892	93,8522	0,0840	90,0319
9	0,043761	0,0001	0,1068	93,8893	93,9591	4,4537	94,4856
10	0,036122	2,8901	0,0281	96,7794	93,9872	0,0131	94,4987
11	0,031298	0,0324	2,8897	96,8118	96,8768	0,0286	94,5273
12	0,024532	0,6869	0,0105	97,4987	96,8873	2,0060	96,5334

OK

La somme des masses moda les dans le 8 ^{ème}mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA(article4.3.4) est vérifiée

.

D) ESTIMATIONDELAPÉRIODEFONDAMENTALE:[Art4.2.4] duRPA99mod2003:

La valeur de la période empirique peutêtrecalculéecommesuit:

$T=CT.(hN)^{3/4}$ ····· **[Formule4.6duRPA99/version 2003]**

hN: Hauteur me sure en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

CT: Coefficienten fonctiondu système de contreventement et du type de remplissage.

$$Temp = 0.05 \times (22,09)^{3/4} = 0.509 \text{ s}.$$

La valeur de Tcalculée à partir de méthodes numériques ne doit pas dé passer celle estimée à partir des formule empiriques appropriées de plus de30%.

Autrement dit :TLOG<TRPA

Après majoration de la période empirique de 30% on aura :
TRPA=0.509x1.3=0.662 s

Du logicielle ETABS entire TLOG**:** **TLOG=0.614 s**

Comparaison des résultats:

TRPA=0,662S>TLOG=0,614 s ⟹ **Condition vérifiée.**

E)Vérification de l'excentricité :

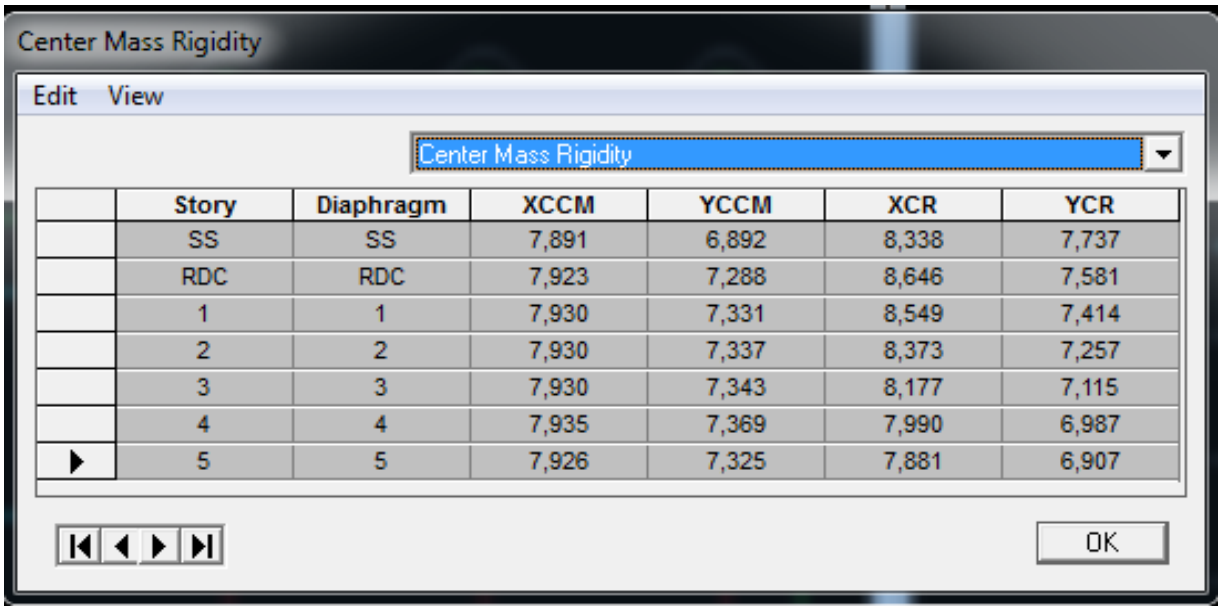
D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelleégale à ±0,05L. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique)doit être appliqué eau niveau du plancher considérée et suivant chaque direction.

$$ex=|XCM-XCR|\leq \mathbf{5\%L}$$

$$ey=|YCM-YCR|\leq \mathbf{5\%L}$$

Avec:

Display ⟹ show tables ⟹ build in gout put ⟹ centre masse rigidity .



	Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
	SS	SS	7,891	6,892	8,338	7,737
	RDC	RDC	7,923	7,288	8,646	7,581
	1	1	7,930	7,331	8,549	7,414
	2	2	7,930	7,337	8,373	7,257
	3	3	7,930	7,343	8,177	7,115
	4	4	7,935	7,369	7,990	6,987
▶	5	5	7,926	7,325	7,881	6,907

Suivant les sens x-x : On doit vérifierque:

$$|XCM-XCR| \leq \mathbf{5\%Lx}$$

Story	*Diaphragm*	*sens x-x*			*sens y-y*			*0,05xL*	*Observation*
		XCM	*XCR*	*XCM-XCR*	*YCM*	*YCR*	*YCM-YCR*		
SS	SS	7,891	8,338	-0,447	6,892	7,737	-0,845	0,91	Condition vérifiée
RDC	RDC	7,923	8,646	-0,723	7,288	7,581	-0,293	0,91	Condition vérifiée
1	1	7,93	8,549	-0,619	7,331	7,414	-0,083	0,91	Condition vérifiée
2	2	7,93	8,373	-0,443	7,337	7,257	0,08	0,91	Condition vérifiée
3	3	7,93	8,177	-0,247	7,343	7,115	0,228	0,91	Condition vérifiée
4	4	7,935	7,99	-0,055	7,369	6,987	0,382	0,91	Condition vérifiée
5	5	7,926	7,881	0,045	7,325	6,907	0,418	0,91	Condition vérifiée

TableauV.4 :vérification de l'excentricité suivant les sens x-x.

F)Vérification de l'effort tranchant à la base (Résultant des forces sismique de calcul) [Art4.3.6duRPA99mod2003]:

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales nedoit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente, autrement dit :

$$Vdyn \geq 0.8 \times Vstat$$

Avec:

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} WT$$ .....[Art4.2.3RPA99mod2003]

A: coefficient d'accélération de zone.

D: facteur d'amplification dynamique.

R: coefficient de comportement global de la structure.

Q: facteurdequalité

WT: poids total de la structure.

***Déduction des coefficients A ,**

R,Q et D :

A:dépend de deux paramètres :

Grouped'usage:2
Zone sismique IIa

A=0,15 (TAB 4.1RPA)

R : coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement **R = 3.5 (voiles porteurs) (Tab4.3 RPA)**

Q:facteur de qualité Q=Qx=Qy=1+∑Pq

Critèreq	**Pénalitép_q**
Conditionminimaledesfilesporteuses	0.05
Redondanceenplan	0.05
Régularitéenplan	0.00
Régularitéenélévation	0.00
Contrôledelaqualitédesmatériaux	0.00
Contrôledelaqualitédel'exécution	0.00

TableauV.6:Critèresdu facteurde qualité.

D'oùQ=Qx=Qy=1+∑Pq =1.10

D:Calcul du facteur d'amplification dynamique:[Art4.2.3RPA99mod2003, formule2.3]

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_1 \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \le T \le 3{,}0s \\ 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \end{cases}$$

Avec **T2 et T1**: pério des caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99 /version 2003.

T_1=0.15s;T_2=0,50s

η:facteur de correction d′amortissement, donné par la relation suivante:

Facteur de correction d'amortissement :

RPA99 Page 26 Formule (4.2).

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0{,}7$ η=0,76

ζ : Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2(RPA99/version2003)Dansnotrecasζ=10%.

Nousavons:T2≤T=0.614≤3sdonc:$D = 2.5 \times 0.76 \times (^{0.5}/_{0.614})^{2/3} = 1.65$

- **Calculdupoids totaldela structure:**

$W=\sum Wi$avec $Wi=W_{Gi}+\beta W_{Qi}W_{Gi}$

W_{Qi}: la charge d'exploitation

β:coefficient de pondération donné parle tableau4.1→Pour un bâtiment d'habitation β= 0.20

le Poids total de la structure est tire du logical **.**

Display ⟹ Show tables ⟹ Select Cases/Combos ⟹ Poids comb+ok

⟹ W=54149.23 KN

	A	D	R	Q	W_t
Valeurs	0.15	1.65	3.5	1.10	17770,47

Onauradonc:

$$V_{MSE} = \frac{0.15 \times 1.65 \times 1.10}{5} \times 17770{,}47 = 1382{,}28 \text{ Kn}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit **:**

Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display ⟹ show tables ⟹ building Output ⟹ Story Shears

. ⟹ Select Cases/combos Ex et Ey

	V dynamique(KN)	V statique(KN)	0.8Vstat	Vdyn>0.8 V stat
Sens X-X	1382,28	1105,824	1336,63	**C.V**
Sensy-y	1382,28	1105,824	1408,31	**C.V**

TableauV.7:vérification del'efforttranchantala base.

E)Vérification du déplacement inter-étages (justification vis-a-vis des déformation) [Art5.10duRPA99mod2003]:

D'après le *RPA 99 (Article 5-10*), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.
D'après le *RPA 99 (art article 4-43)* :
Selon la formule 4-19 de RPA 99 le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R\ \delta ek$$

δek: déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).
R : coefficient de comportement.
Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta k - \delta k\text{-}1$$

Tableau VI –2 *Vérification de déplacements inter-étages* .

Story	Diaphragm	UX (m)	δk- δk-1 (m)	UY (m)	δk- δk-1 (m)	h_e (m)	$1\%h_e$ (m)	*Observation*
5	5	0,0015	0,0002	0,0111	0,001	3,06	0.0306	Condition vérifiée
4	4	0,0013	0,0002	0,0101	0,0017	3,06	0.0306	Condition vérifiée
3	3	0,0011	0,0002	0,0084	0,0018	3,06	0.0306	Condition vérifiée
2	2	0,0009	0,0003	0,0066	0,0019	3,06	0.0306	Condition vérifiée
1	1	0,0006	0,0002	0,0047	0,0019	3,06	0.0306	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0004	0,0003	0,0028	0,0021	4,25	0.0425	Condition vérifiée
SS	SS	0,0001	0,0001	0,0007	0,0007	3,40	0.0306	Condition vérifiée

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 spécifiée type de contreventement).

G)Vérication de l'effort P-Δ:[Art5.9RPA90mod2003]

D'après le *RPA 99 /version 2003 (article 4.9),* L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K . \Delta_K}{V_K . h_K} \leq 0{,}1$$

Avec :

P_K **:** Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K **:** Effort tranchant de l'étage k ;

h_K **:** Hauteur de l'étage K ;

Δ_K **:** Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

$0{,}10 < \theta_K < 0{,}20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1-\theta_K)\theta$

$\theta_K > 0{,}20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donner dans le tableau.

Tableau VI – 4 : Vérification L'effet P-Delta .

			Sens X-X [sous EY]			**Sens Y-Y [Sous EY]**		
STORY	P_K **(KN)**	h_K	Δ_K	V_K **(m)**	$\theta(x)$	Δ_K	V_K **(m)**	$\theta(x)$
5	2475,6	3,06	0,0002	338,34	0,0005	0,001	359,16	0,0023
4	4954,07	3,06	0,0002	620,11	0,0005	0,0017	658,7	0,0042
3	7432,53	3,06	0,0002	855,21	0,0006	0,0018	906,72	0,0048
2	9973,15	3,06	0,0003	1044,24	0,0009	0,0019	1104,55	0,0056
1	12513,77	3,06	0,0002	1190,77	0,0007	0,0019	1257,55	0,0062
RDC	15399,8	4,25	0,0003	1298,49	0,0008	0,0021	1369,59	0,0056
SS	17770,47	3,4	0,0001	1336,63	0,0004	0,0007	1408,31	0,0026

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc:l'effet P-Deltapeutêtrenégligépourlecasde notrestructure.

CONCLUSION:

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées doncnous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des élémentsporteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique, et nous allons passer auferraillagedela Structure.

0

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux

V.1.Ferraillage des poteaux

Introduction:

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant : $\mathbf{N_{max}}$ - $\mathbf{M_{cor}}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant : $\mathbf{N_{min}}$ - $\mathbf{M_{cor}}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant : $\mathbf{M_{max}}$ - $\mathbf{N_{cr}}$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau.V.1.1 : caractéristiques mécaniques des matériaux.

V.1.1.Combinaisons de calcul :

- **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modéfiée99** :

D'après le règlement BAEL91, le ferraillage se calcule suivant des situations, auxquelles on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

L'ELU : 1,35G+1,5Q

L'ELS : G+Q

- **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003:**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$G+Q\pm E_X$

$G+Q\pm E_Y$ ⇒ **Combinaisons d'actions sismiques**

$0.8G\pm E_X$

$0.8G\pm E_Y$

a. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

- **Armatures longitudinales :**

D'après le **RPA99/version 2003 (Art 7.4.2),** les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- Le pourcentage minimal est de **0.8%bh** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%bh** en zone courante et **6%bh** en zone de recouvrement

Section des poteaux (cm^2)	**%Minimal d'armatures A_{min}=0.008bxh (cm^2)**	**% maximal d'armatures**	
		Zone courante A_{max} = 0.04bxh (cm^2)	**Zone de recouvrement A_{max} = 0.06bxh (cm^2)**
40x40	12.8	64	96
35x35	9.8	49	73.5
30x30	7.2	36	54

Tableau.V.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandées dans le RPA

V.1.2. Calcul de la section d'armature donnée à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

- Section partiellement comprimée **(SPC).**
- Section entièrement comprimée **(SEC).**
- Section entièrement tendue **(SET).**

V.1.3.Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

- **Calcul du centre de pression :**

$e = \frac{M}{N}$ ⟹ Deux cas peuvent se présenter.

- **Section partiellement comprimée :(S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- ✓ $\mathbf{e > (\frac{h}{2} - c')}$
- ✓ $\mathbf{N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h^2.f_{bc}}$

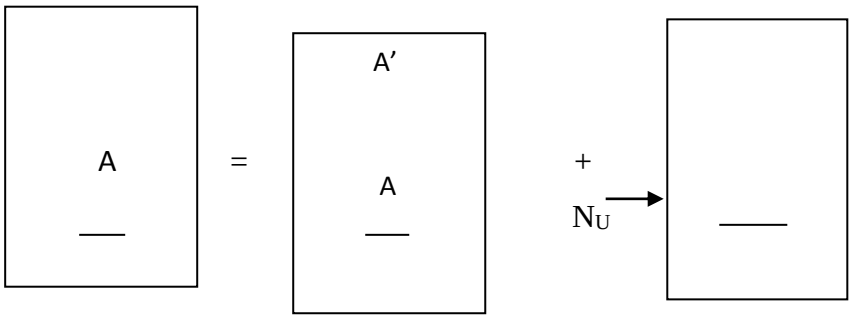


figure.V.1.1 : section d'un poteau SPC.

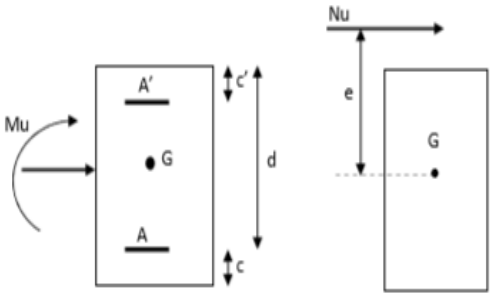


figure.V.1.2 Les moments s'exerçant sur les poteaux

Avec :

$$\mathbf{M_f = M + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g}$$

$\mathbf{M_f}$ **:** Moment fictif

- **Détermination des armatures :**
  - **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

  - **Calcul du moment réduit** :.

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

-Si $\mu_f \leq \mu_1 = 0.392$ **S.S.A(A'=0)**

- **Armatures fictives :**

$$\mathbf{A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}}}$$

- **Armatures réelles :**

$$\mathbf{A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}}}$$

(-) si N : effort de compression.

(+) si N : effort de traction.

-Si $\mathbf{\mu_f > \mu_1 = 0.392}$ ⇒ **La section est doublement armée (A'≠ 0)**

➢ **Armatures en flexion simple :**

$\mathbf{M_l = \mu_l . b . d^2 . f_{bc}}$

$\mathbf{\Delta M = M_f - M_l}$

$\mathbf{M_l}$: Moment ultime pour une SSA les sections d'acier réelles seront

$$\mathbf{A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}}$$

$$\mathbf{A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}}$$

➢ **Armatures en flexion composée :**

$$\mathbf{A = A_f \mp \frac{N}{\sigma_{st}}}$$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_{st}}$ **=348 MPa**

V.1.3.1.Section entièrement comprimé (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\mathbf{e_u = \frac{M_u}{N_u} < (\frac{h}{2} - c')}$$

✓ **N** : effort de compression.

✓ la condition suivante est vérifiée :

$$\mathbf{N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h.f_{c28}}$$

➢ **Détermination des armatures :**

1^{ér} cas : $\mathbf{N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{c28}}$ ⇒ **S.D.A**

$$\mathbf{A' = \frac{M_f - b.h.f_{c28}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}}$$

$$A_f = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

2^{ér} cas : $N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c').b.h.f_{bc}$ ⇒ **S.S.A**

$$A' = \frac{N_u - \psi b.h.f_{bc}}{\sigma'_{st}} \quad A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u - (d - c') - M_f}{bd^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque 1 :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{M_u - B.f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Remarque 2 :

Nous allons ferrailler par zone car on a constate qu'il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau :

Zone I : RDC, 1^{ér} et 2^{éme} étage.

Zone II : 1^{ér} étage , 2^{éme} étage , 3^{éme} étage et 4^{éme} étage.

Zone III : 5^{éme} étage.

V.1.4 Ferraillage des poteaux :

V.1.4.1.Exemple de calcul manuel :

- **Poteau : 40x40 :**

N_{cr} = 1081.73KN

M_{max} = 2.263 KN.m

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.263}{1081.73}$ = 0.0021 m

$\frac{h}{2} - c'$ = 0.170 m

e_u > ($\frac{h}{2} - c'$) ⇒ **S.P.C**

V.1.4.2.Calcul du moment fictif :

$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 2.263 + 1081.73 \text{ x } (0.17)$

M_f = 186.157KN.m

d = h-c = 0.4-0.03 = 0.37m ⇒ **d = 0.37m**

N(d-c') – M_f = 1081.73 x(0.37-0.03) – 186.15

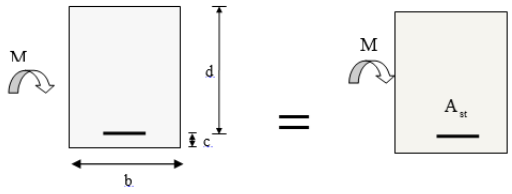
N(d-c') – M_f = 181.64KN.m

(0.337h-0.81c') $bh^2 f_{bc}$ = (0.337x 0.4 – 0.81x0.03)0.4x0.4^2x14.20x10^3

(0.337h-0.81c') $bh^2 f_{bc}$ = 100.42 KN.m

N (d-c') – M_f = 181.64KN.m < (0.337h-0.81c') $bh^2 f_{bc}$ = 100.42 KN.m

S.E.T ⇒ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0 cm^2**



Disposition des armatures tendus S.S.A

- **Calcul de Ast**

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{186.157\times10^6}{400\times370^2\times14.20} = 0.24 < \mu_1 = 0.392 \quad \Rightarrow \textbf{S.S.A} \quad \Rightarrow \boldsymbol{\beta}\textbf{=0.861}$$

- **Armature fictives :**

$A_f = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_{st}} = \frac{186.157\times10^5}{0.861\times37\times348\times10^2}$ ⇒ **A_f = 16.79 cm^2**

- **Les armatures réelles :**

$Ast = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 16.79 - \frac{263.75\times10^3}{348\times10^2} = 9.21\ cm^2$ ⇒ **Ast = 9.21 cm^2**

D'où :

Asc = 0 cm^2 ; Ast = 9.21 cm^2

Les résultats de calcul sont résumés

Zone	Niveau	Section	Sollicitation	N(KN)	M(KN.M)	Nature	OBS	A_{SUP}	A_{inf}	$A_{min\ RPA}$	Choix	A_S adopté
I	**Sous-sol et RDC**	**40x40**	$N^{max} - M^{cor}$	-1081.73	2.263	S.E.C	S.S.A	0	0	12.80	**4HA16 + 4HA14**	**14.20**
			$N^{min} - M^{cor}$	322.95	6.168	S.E.C	S.S.A	0	0			
			$N^{cor} - M^{max}$	-116.34	62.525	S.P.C	S.S.A	0	3.44			
II	**1er, 2ème 3ème et 4ème**	**35x35**	$N^{max} - M^{cor}$	-797.72	-16.271	S.E.C	S.S.A	0	0	9.80	**8HA14**	**12.32**
			$N^{min} - M^{cor}$	153.5	23.227	S.E.C	S.S.A	0	0			
			$N^{cor} - M^{max}$	-120.48	71.208	S.P.C	S.S.A	0	5.39			
III	**5ème**	**30x30**	$N^{max} - M^{cor}$	-474.6	-13.263	S.E.C	S.S.A	0	0	7.2	**8HA12**	**9.05**
			$N^{min} - M^{cor}$	51.4	12.704	S.P.C	S.S.A	0	0.6			
			$N^{cor} - M^{max}$	-51.76	54.044	S.P.C	S.S.A	0	5.74			

Tableau.V.1.3 : ferraillage des poteaux à l'ELU

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs buts consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Positionner les armatures longitudinales.

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$ **(RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2)**

Avec :

$\mathbf{V_u}$ **:** Effort tranchant de calcul.

$\boldsymbol{\rho_a}$ **:** Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\mathbf{h_t}$ **:** Hauteur totale de la section.

$\mathbf{f_e}$ **:** Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\mathbf{A_t}$ **:** Armature transversales.

$\mathbf{S_t}$**:** Espacement des armatures transversales.

V.1.4.3.Espacement des armatures transversales "St" :

-En zone nodale :$\mathbf{S_t \leq}$ **min (15 cm ;** $\mathbf{10\phi_l^{min}}$ **)**=min (15cm ; 10x1.2cm) = min (15cm ; 12cm)

$\mathbf{S_t}$ **= 10cm**

- en zone courante : $\mathbf{S_t} \leq 15\boldsymbol{\phi_l^{min}}$ **= 15x 1.2 = 18cm**

$\mathbf{S_t}$ **= 15cm**

V.1.5.Diamètre des aciers :

D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99), le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\boldsymbol{\Phi_t} \geq \frac{\boldsymbol{\Phi_l^{max}}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67mm$$

Soit $\boldsymbol{\phi_t}$ **= 10mm**

Avec : $\boldsymbol{\phi_t}$**:** Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section :

$\mathbf{A_t}$ **= 3,14cm^2 = 4** $\boldsymbol{\phi}$ **10**

V.1.5.1.Vérification de la quantité d'armature :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t.b$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t.b$
- Si $3\% < \lambda_g < 5\% \Rightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes.

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$, $L_f = 0.7h_e$

L_f: Longueur de flambement.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

Section des poteaux des différents niveaux	Le niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$	ρ_a
40x40	SOUS-SOL	L_0=3.4	5.95	2.5
	RDC	L_0=4.25	7.44	2.5
35x35	1ér,2éme, 3éme et 4éme	L_0=3.06	6.12	2.5
30x30	5éme	L_0=2.70	6.3	2.5

Tableau.V.1.4 : Calcul de λ_g pour les différents niveaux

- **Poteau (40x40) :**

- **Cas de RDC :**

Zone nodales : A_t^{min}=0.003x10x40 =**1.2cm².**

Zone courante : A_t^{min}=0.003x15x40 =**1.8cm².**

V_u : L'effort tranchant max

V_u =29.93KN

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 29.93 \times 10^3}{425 \times 400} \times 100 = \mathbf{0.44cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 29.93 \times 10^3}{425 \times 400} \times 150 = \mathbf{0.66cm^2}$$

Cas de SOUS-SOL:

- ✓ **Zone nodales :** A_t^{min}=0.0074x10x40 =**2.96cm².**

- ✓ **Zone courante :** A_t^{min}=0.0074x15x40 =**4.44cm².**

V_u : L'effort tranchant max

V_u =29.93KN

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 29.93 \times 10^3}{340 \times 400} \times 100 = \mathbf{0.55cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 29.93 \times 10^3}{340 \times 400} \times 150 = \mathbf{0.83cm^2}$$

- **Poteaux (35x35) :**

•Cas de Cas de 1ér , 2éme étage , 3éme étage , 4éme étage et 5éme étage:

Zone nodales : A_t^{min}=0.003x35x10 =**1.05cm².**

Zone courante : A_t^{min}=0.003x35x15 =**1.57cm².**

V_u =47.58KN

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 47.58 \times 10^3}{306 \times 400} \times 100 = \mathbf{0.97cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 47.58 \times 10^3}{306 \times 400} \times 150 = \mathbf{1.45cm^2}$$

- **Poteaux (30x30) :**

- **Cas de 5éme:**

Zone nodales A_t^{min} **:** =0.003x30x10 = **0.9cm².**

Zone courante : A_t^{min}=0.003x30x15 = **1.35cm².**

V_u =50.75KN

S_t=10cm en zone nodale :

$$A_t = \frac{2.5 \times 50.75 \times 10^3}{270 \times 400} \times 100 = \mathbf{1.17cm^2}$$

S_t=15cm en zone courante :

$$A_t = \frac{2.5 \times 50.75 \times 10^3}{270 \times 400} \times 150 = \mathbf{1.76cm^2}$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Etage	Hauteur [cm]	λ_g	ρ_a	A_t^{min}[cm²] Zone nodale S_t=10 [cm]	A_t^{min}[cm²] Zone courante S_t= 15[cm]	$A_{adopté}$ [cm²]
(40x40)	Sous-sol	340	5.95	2.5	1.2	1.8	4.52
	RDC	425	7.44	2.5	2.96	4.44	4.52
(35x35)	1ér, 2ém 3éme ,4éme	306	6.12	2.5	1.05	1.57	4.52
(30x30)	5éme	270	6.3	2.5	0.9	1.35	4.52

Tableau.V.1.5 : Les sections transversales et leur espacement

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (40x40), (35x35) et (30x30) seront composées de 2 cardes **Ø12 ⇒ A_t=4.52 cm²**.

V.1.6. Vérifications à l'ELU :

V.1.6.1.Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA/ Art7.4.3.2) :

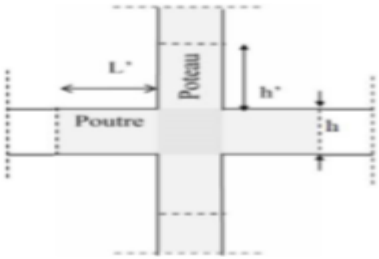
La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inferieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\sigma_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

f_{c28}=25MPa

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$



Niveau		V_u	b	h	D	λ_g	ρ_d	σ_{bu}	τ_b^{adm}	Obs
(40x40)	Sous-sol	29.93	40	40	37	5.95	0.075	0.20	1,875	CV
	RDC	29.93	40	40	37	7.44	0.075	0.20	1.875	CV
(35x35)	(1^{ér} et 2^{éme} 3^{éme} et 4^{éme})	47.58	35	35	32	6.12	0.075	0,42	1,875	CV
(30x30)	5ème	50.75	30	30	27	6.3	0.075	0.63	1,875	CV

Tableau.V.1.6 : Vérification au cisaillement

V.1.6.2.Ancrage des armatures (longueur de scellement) :

$\tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28}$ $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$

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

$\psi_s = 1.5$ Pour la haute adhérence

- **Pour les HA14 :** $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4\times400}{4(0,6\times1,5^2\times2,1)}$ = 49.38cm ⇒ l_s**= 50cm.**
- **Pour les HA16 :** $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6\times400}{4(0,6\times1,5^2\times2,1)}$ = 56.43cm ⇒ l_s**= 60cm.**

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancré mesuré hors crochets est au moins égale à : **0,4 l$_s$** pour les aciers **HA.**

- **Pour les HA14 :** la=0,4×49,38=19,75cm. ⇒ **l$_a$=20cm**
- **Pour les HA16 :** la=0,4×56,44=22,58cm. ⇒ **l$_a$=25cm**

➢ **Délimitation de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit et les extrémités des barres qui y conçurent.

- **Au niveau des poutres :**

L'= 2×h ; tel que : **h** est la hauteur de la poutre

- **Au niveau des poteaux :**

h'=max$(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm)$

b_1 *et* h_1 : sont les dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

Poteaux	H[cm]	h'[cm]
40x40 (RDC)	425	h'=max($\frac{425-40}{6}$; 45; 45; 60cm)=64.16
40x40(SOUS-SOL)	340	h'=max($\frac{340-40}{6}$; 45; 45; 60cm)=60
35x35 (1er , 2éme , 3éme ,4éme)	306	h'=max($\frac{306-40}{6}$; 40; 40; 60cm)=60
30x30 (5éme)	270	h'=max($\frac{270-40}{6}$; 35; 35; 60cm)=60

Tableau.V.1.7 : Délimitation de la zone nodale

V.1.6.2.Vérification de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99).

La sollicitation qui provoque la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle, une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante dans le cas de la flexion composé :

$$\mathbf{A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d}\right]}$$

Avec :

$$\mathbf{e_s = \frac{M_s}{N_s}}$$

$\mathbf{f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 MPa}$ $\mathbf{f_e = 400 MPa}$

$\mathbf{f_e}$: Contrainte limite des aciers élastiques

$\mathbf{A_{min}}$: Section minimal d'acier tendu

$\mathbf{f_{t28}}$: Résistance du béton a la traction a l'âge de 28 jours.

$\mathbf{e_s}$: Excentricité de l'effort normal a l'ELS

b : hauteur utile.

d : largeur de la section de béton.

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant **:**

Niveau	Section	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.M)	A_{min} [cm^2]	A_{ado} [cm^2]	Vérification
RDC , SOUS-SOL	40x40	$N^{max} - M^{cor}$	-407.92	12.395	4.406	14.20	CV
		$N^{min} - M^{cor}$	-782.02	1.629	4.39		CV
		$N^{cor} - M^{max}$	-145.95	0.548	4.39		CV
1^{er} , $2^{ème}$, 3^{er} et $4^{ème}$	35x35	$N^{max} - M^{cor}$	-575.95	-11.5	3.33	12.32	CV
		$N^{min} - M^{cor}$	-77.38	0.291	4.63		CV
		$N^{cor} - M^{max}$	-275.22	18.206	4.66		CV
$5^{ème}$	30x30	$N^{max} - M^{cor}$	-342.72	-9.384	2.41	9.05	CV
		$N^{min} - M^{cor}$	-7.53	0.118	2.40		CV
		$N^{cor} - M^{max}$	-67.19	34.385	2.52		CV

Tableau.V.1.8 : Vérifications de la Condition de non fragilité à l'ELS

V.1.6.3.Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

V.1.6.4.Vérification des contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$ **(BAEL91/A.4.5.2)**

Contrainte admissible de l'acier :σ_s**=348 MPa.**

Contrainte admissible de béton :σ_{bc}**=15 MPa**

Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel **[SOCOTEC]**

Zone	Niveau	Section	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.M)	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	$\overline{\sigma_s}$	OBS
I	RDC , 1er, et 2ème	40x40	$N^{max} - M^{cor}$	-407.92	12.395	3.15	1.35	15	cv	45.2	22.3	348	cv
			$N^{min} - M^{cor}$	-782.02	1.629	4.43	4.19	15	cv	66.2	63.2	348	cv
			$N^{cor} - M^{max}$	-145.95	0.548	0.84	0.77	15	cv	12.6	11.6	348	cv
II	3er , 4ème et 5ème	35x35	$N^{max} - M^{cor}$	-575.95	-11.5	5.31	2.86	15	cv	76.5	46	348	cv
			$N^{min} - M^{cor}$	-77.38	0.291	0.58	0.52	15	cv	8.62	7.85	348	cv
			$N^{cor} - M^{max}$	-275.22	18.206	3.9	0.01	15	cv	53.4	5.12	348	cv
III	6er , 7ème , 8ème et terrasse-1	30x30	$N^{max} - M^{cor}$	-342.72	-9.384	5.02	1.7	15	cv	70.3	30.5	348	cv
			$N^{min} - M^{cor}$	-7.53	0.118	0.09	0.05	15	cv	1.36	0.86	348	cv
			$N^{cor} - M^{max}$	-67.19	24.385	7.01	0	15	cv	74.2	173.6	348	cv

Tableau V.1.9 : Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Après touts calculs fais et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveau	Section (cm^2)	$A_{adoptée}$
RDC , 1er , et 2ème	40x40	**4HA16+4HA14= 14.20 cm^2**
1er , et 2ème , 3er , 4ème	35x35	**8HA14 = 12.32 cm^2**
5ème	30x30	**8HA12 = 9.05 cm^2**

Tableau V.1.10 : Ferraillage finale des poteaux.

V.2.Ferraillage des poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

Les combinaisons de calcul

Ils sont ferraillés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q …….à l'ELU
- G+Q……..à l'ELS
- G+Q±E…….RPA 99 révisé 2003
- 0,8G±E……..RPA 99 révisé 2003

➢ **Recommandations du RPA**

- **Pourcentage total minimum**

$A_{min} = 0.5\%(b \times h)$, en toute section.

Poutres principales PP : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6{,}00 cm^2$

Poutres secondaires PS : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5{,}25 cm^2$

➢ **Pourcentage total maximum**

$A_{max} = 4\%(b \times h) \rightarrow$ En zone courante,

$A_{max} = 6\%(b \times h) \rightarrow$ En zone de recouvrement.

- **Poutres principales PP**

- Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 cm^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 cm^2$.

- **Poutres secondaires PS**

- Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 cm^2$,

- Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 cm^2$.

Etapes de calcul de ferraillage

- La longueur de recouvrement est de : 40∅ en zone II
- L'ancrage des armatures supérieures et inférieures dans les poteaux de rive d'angle doit être effectué avec des crochets ab 90^0

a) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{At = 0{,}003 \times St \times b}$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : Min ($\frac{h}{4}$;12∅,30cm).
- En dehors de la zone nodale : St $\leq \frac{h}{2}$

  ∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement II

1) Calcul du moment réduit limite μ_l

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad f_{bc} = \frac{0{,}85 . f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1{,}5$: Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1{,}15$: Dans le cas de la situation accidentelle.

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

2) Selon la valeur du moment réduit «μ » par rapport à celle du moment réduit limite« μ_l », on distingue les deux cas suivants :

- **1er cas :** $\mu \le \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée **(SSA)**
- Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow$ $\mathbf{A_{sc}=0.}$

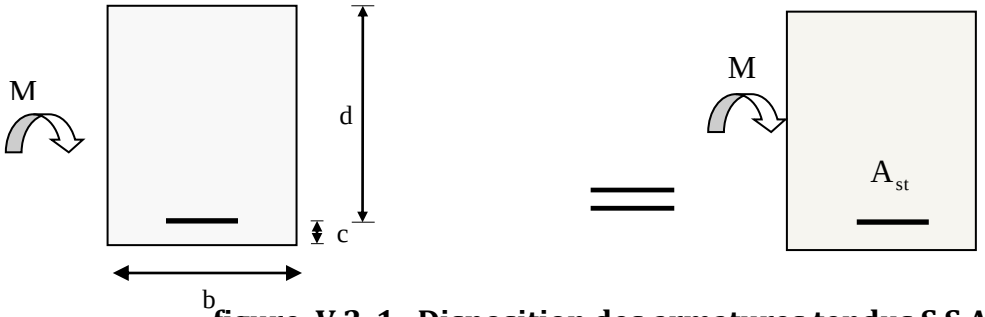


figure. V.2 .1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

$$A_{st}=\frac{M}{\beta\times d\times\sigma_s}$$

$\sigma_{sc}=\frac{f_e}{\gamma_s}$. et $\gamma_s = 1.15$

- **2éme cas :** $\mu \ge \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée **(SDA)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

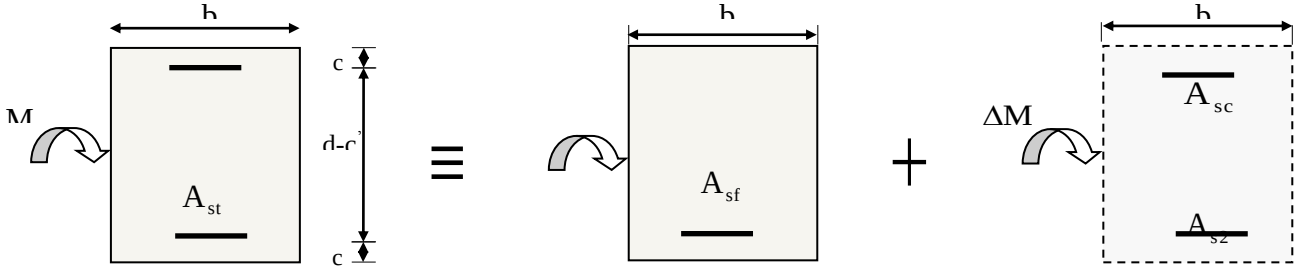


figure. V.2 .2 : Disposition des armatures SDA

$$A_{sc}=\frac{\Delta M}{(d-c')\times\sigma_s}$$

$$A_{st}=A_{sf}+A_{s2}=\frac{M_f}{\beta_f\times d\times\sigma_s}+\frac{\Delta M}{(d-c')\,\sigma_s}$$

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et On adopte leur ferraillage.

Nota

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

Etude des poutres

V.2.3.1 Ferraillage des poutres principales

a) en travée

b= 30 h = 40 d = h-c =40-2=38

M_t =29.75 KN.m !

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{29750}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_r = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.048 \Rightarrow \beta_u = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{29750}{0.975 \times 38 \times 348} = 2.30 cm^2$$

b) aux appuis

b= 30 h = 40 d = h-c =40-2=38

M_a =84.55 KN.m

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{84550}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.138 < \mu_r = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.138 \Rightarrow \beta_u = 0.925$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{84550}{0.925 \times 38 \times 348} = 6.26cm^2$$

V.2.3.2 Ferraillage des poutres secondaire

a) en travée:

b= 30 h = 35 d = h-c =35-2=33

M_t = 47.27= KN.m

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{47270}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.102 < \mu_r = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.102 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{47270}{0.946 \times 33 \times 348} = 3.94cm^2$$

b) aux appuis :

b= 30 h = 35 d = h-c =40-2=33

M_u =34.62 KN.m

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{51360}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.110 < \mu_r = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.110 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{51360}{0.942 \times 33 \times 348} = 4.03cm^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

- **Ferraillage des poutres principales (30x40)**

	M_U^{MAX} (KN.m)	Obs	β	A_{st} [cm^2]	Ferraillage	$A_{s\ adopté}$ [cm^2]
en travée	29.74	SSA	0.975	2.30	**3HA14(fil)**	4.62
aux appuis	84.55	SSA	0.925	6.26	**3HA14(fil)+3HA12 (chapeaux)**	8.01

Tableau. V.2 .1 : *Ferraillage des poutres principales (30x40)*

- **Ferraillage des poutres secondaire (30x35)**

	M_U^{MAX} (KN.m)	Obs	β	A_{st} [cm^2]	Ferraillage	$A_{s\ adopté}$ [cm^2]
en travée	47.27	SSA	0.946	3.28	**3HA14(fil)**	4.62
aux appuis	51.36	SSA	0.942	4.30	**3HA14(fil)**	4.62

Tableau. V.2 .2 : *Ferraillage des poutres secondaire (30x35)*

Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{At = 0{,}003 \times St \times b}$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

- zone nodale → st $\leq$ Min ($\frac{h}{4}$; 12Ø,30cm).
- zone courante : St $\leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

	Calcule de st (cm)			At=0.003xstxb	**Ferraillage**
poutres principales (30x40)	zone nodale st≤Min($\frac{h}{4}$;12Ø,30cm).	Min (10,14.4,30)	St=10	0.9	**2HA10**
	zone courante St $\leq \frac{h}{2}$	20	St=15	1.35	
Poutres secondaire (30x35)	Zone nodale st≤Min($\frac{h}{4}$;12Ø,30cm).	Min (8.75,14.4,30,)	St=8.75	0.79	**2HA10**
	zone courante St $\leq \frac{h}{2}$	17.5	St=15	1.35	

Tableau. V.2 .3 **:** *les quantités et les espacements des armatures transversales*

Vérification a l'ELU : armature longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA/2003)

Le pourcentage totale minimum de l'acier longitudinal sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section $A_{min} = 0.5\%(b \times h)$ sont sur le tableau suivant

		A_{st} **[cm²]**	A_{min} **[cm²]**	**Vérification**
poutres principales (30x40)	**en travée**	2.30	6.00	**Cv**
	aux appuis	6.26		**Cv**
poutres secondaire (30x35)	**en travée**	3.94	5.25	**Cv**
	aux appuis	4.30		**Cv**

Tableau. V.2 .4 : *vérification des armatures longitudinales*

Toutes les section sont vérifiées par rapport a la section minimale des acier du RPA

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs `a l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \overline{\tau_u}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max a l'ELU

a) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)…. [2]

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left\{0,2.\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right\} = 3,33 Mpa$$

	l'effort tranchant T_u^{max} [KN]	b[cm]	d[cm]	τ_u[MPa]	$\overline{\tau_u}$[MPa]	Vérification
poutres principales (30x40)	80.85	30	38	0.070	3.33	Cv
poutres secondaire (30x35)	34.62	30	33	0.028		Cv

Tableau. V.2 .5 : *vérification au cisaillement*

Influence de l'effort tranchant

a) influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u^{max} \leq \overline{T}_u = 0,40x\frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec f_{c28} = 25 MPa et $\gamma_b = 1,5$

	l'effort tranchant T_u^{max} [KN]	b[cm]	d[cm]	$\overline{T_U}$[MPa]	Vérification
poutres principales (30x40)	80.85	30	38	684	Cv
poutres secondaire (30x35)	34.62	30	33	594	Cv

Tableau. V.2 .6 : *influence de l'effort tranchant sur le béton*

b) Influence de l'effort tranchant sur les acier (BAEL91art 5.1.32)

$$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1.15}{f_e}$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

Si $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \langle 0$ la vérification n'est pas nécessaire

Les résultat sont dans le tableaux suivant

	l'effort tranchant T_u^{max} [KN]	M_u [KN.m]	d[cm]	$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$	Vérification
poutres principales (30x40)	80.85	29.75	38	-6.14	Cv
poutres secondaire (30x35)	34.62	47.27	33	-124.54	Cv

Tableau. V.2 .7 : *Influence de l'effort tranchant sur les aciers*

Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{Mpa}$$

U_i : périmètre utile des barres.

- **Poutres principales PP**: $\rightarrow \sum_{ui} = n.\pi.\phi = 3x1.2x3{,}14 + 3x1.4x3.14 = 24.50\text{cm}.$

$$\tau_{se} = \frac{80850}{0.9 \times 380 \times 245} = 0.964 Mpa.....cv$$

- **Poutres secondaires PS**: $\rightarrow \sum_{ui} = n.\pi.\phi = 3x1.2x3{,}14 + 3x1.2x3.14 = 22.61$

$$\tau_{se} = \frac{34620}{0.9 \times 330 \times 226.1} = 0.515 Mpa.....cv$$

Longueur de scellement droit des barres (BAEL91/Art 6.1.23)

On définit la longueur de scellement droit **ls** comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_S = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj}$ = 2.835 Mpa.

- Pour les HA12 : $l_S = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 cm^2$

Selon le RPA

La longueur minimale de recouvrement est $L_r = 40 \times \Phi$

- Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm $L_r = 50$cm

Les règles du RPA (Art 6.A.1/BAEL 91 modifié 99) admettant que l'ancrage d'une barres rectiligne terminée par un crochet est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet , est au moins égales a 0.4 l_s pour les aciers HA

- Pour les HA12 : L_s=0.40 x 50=20 cm

Vérification à L'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenue des exploitions et de la durabilité de la construction.

Les vérifications à faire sont :

- **Etat d'ouverture des fissures**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

- état limite d'ouver0ture des fissures.
- état limite de résistance du béton en comprissions.
- état limite de déformation.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3.BAEL91)**

La fissure dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2.BAEL91)**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles**.**

Contrainte admissible de l'acier

$\overline{\sigma}_s = 348\text{Mpa} \qquad \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$

Contrainte admissible du béton

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

σ_S : contrainte de traction des aciers.

A_{st} : armatures adoptées à l'ELU

β_1 et K_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1.

		Ms	**Ast**	**P**	β_1	**K1**	**σ_s**	**σ_{bc}**	**Vérification**
poutres principales (30x40)	en travée	21.72	2.30	0.205	0.927	53.49	26.80	0.501	Cv
	aux appuis	54.00	6.26	0.554	0.889	30.04	25.53	0.850	Cv
poutres secondaire (30x35)	en travée	13.47	3.94	0.388	0.904	37.08	11.46	0.309	Cv
	aux appuis	18.55	4.30	0.439	0.899	34.50	14.55	0.421	Cv

Tableau. V.2 .8 **:** *vérification a ELS*

Vérification de la flèche

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport a la flèche admissible pour ne pas nuire a l'aspect et l'utilisation de la construction on prend le cas le plus défavorable pour le calcule dans les 2 sens.

$$\bar{f} = {}^{L}/_{500}$$

	L_{max}	$\bar{f} = {}^{L}/_{500}$	**f_{etabs}**	**Vérification**
poutres principales (30x40)	4.00	0.8	0.3978	cv
poutres secondaire (30x35)	4.00	0.80	0.3978	cv

Tableau. V.2 .9 **:** *Vérification de la flèche*

Disposition constructive pour les armatures longitudinale

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ 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 prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

V –3-Ferraillage des voiles :

V-3-1- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

V-3-2- Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :	**RPA.99/modifié 2003 :**
ELU : 1,35G+1,5Q	0,8G ± E
ELS : G+Q	G +Q± E

V-3- 3-Ferraillage des voiles pleins :

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d)

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- **Zone I :** RDC+S.SOL
- **Zone II :** 1er étage+2eme+3eme +4eme étage
- **Zone III :** 5eme étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferraillage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : W21 , W19
Groupe II : W20 , W22
Groupe III : W4 , W6 , W8 , W9 , W10
Groupe IV : W5 , W7, W11 , W12 , W14 , W15 , W17

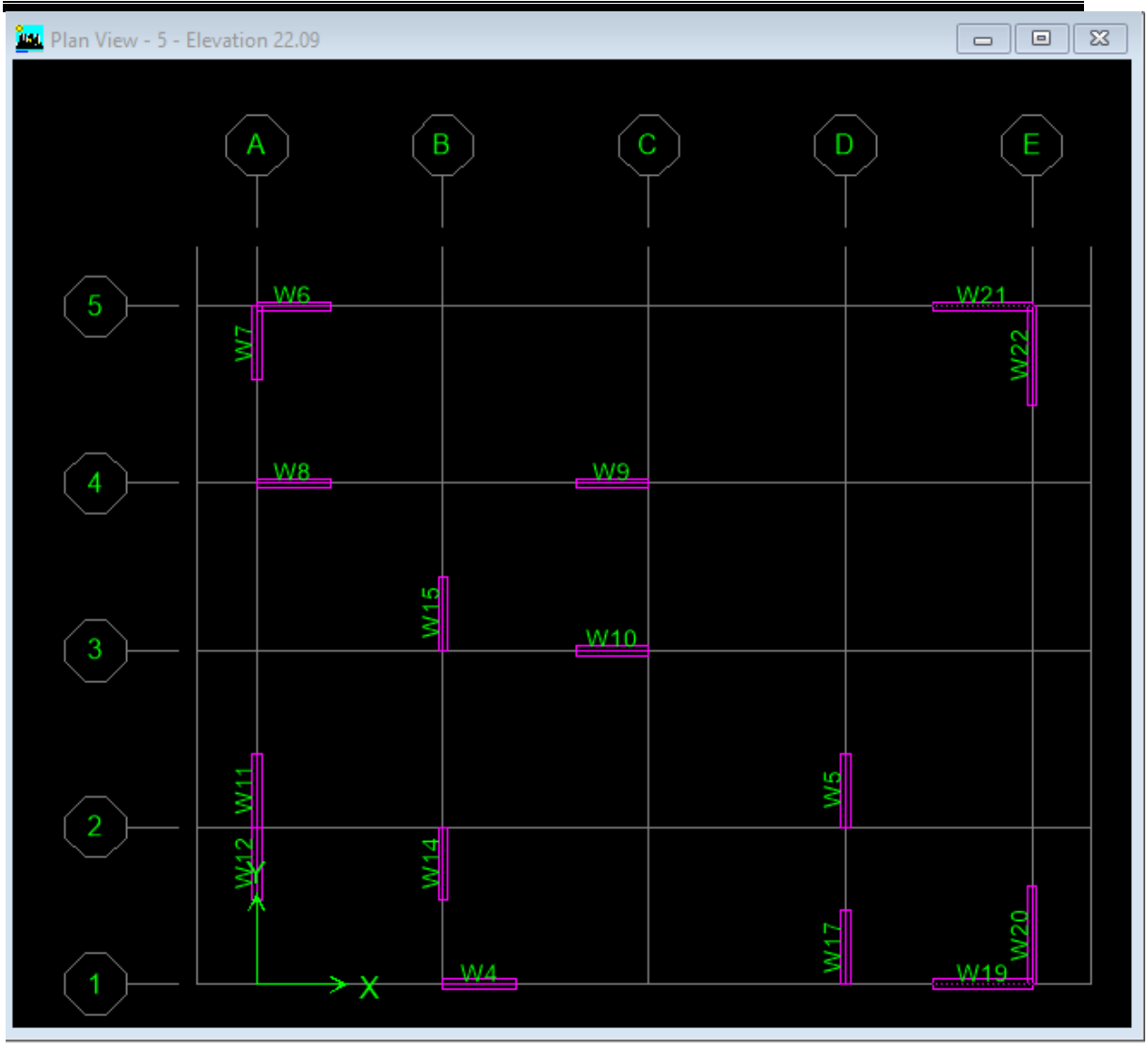


Fig V.3.1 : Disposition des voiles dans la structure.

- **Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$

$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$ B: La section horizontale du voile $(B = e.L)$.

I : Moment d'inertie du voile.

V, V' : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée) $\left(V = V' = \frac{L}{2}\right)$.

L : La longueur du voile.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \le \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

Avec : he : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})}.L$ .....

L_T :Longueur de la zone tendue $L_T = (L - L_C)$

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferraillage symétrique afin d'assurer la sécurité en ca σ_1 σ_2 d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

a) Armatures verticales : σ_1

- **Section entièrement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right).d.e\right]$$

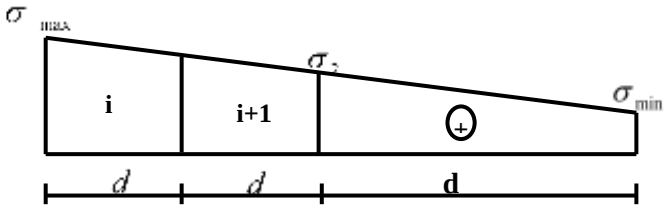


Figure V.3.2 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.C)

Avec : e : épaisseur du voile.

Détermination des armatures :

$$\left[A_i = \frac{N_i - B.f_{bc}}{\sigma_s}\right]$$

B : section du voile

σ_S(2‰)= Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_S(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15}$ = 348 MPa

Combinaisons accidentelles : $\sigma_S(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1}$ = 400 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right).d.e\right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1}{2}\right).d.e\right]$$

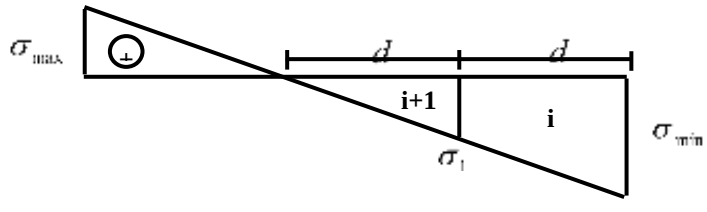


Figure V.3.3: Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).

Détermination des armatures :

$\sigma_S(10‰)$= Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (10‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_S(10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Combinaisons accidentelles : $\sigma_S(10‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

- **Section entièrement tendue :**

$$\left[N_i = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right).d.e \right]$$

$$\left[N_{i+1} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right).d.e \right]$$

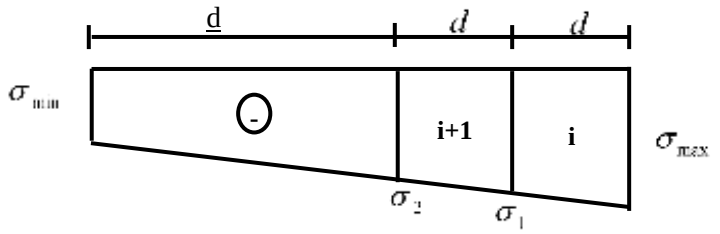


Figure V.3.4 : Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).

4)Détermination des armatures

$$\left[A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$\sigma_S(2‰)$= Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons courantes : $\sigma_S(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Combinaisons accidentelles : $\sigma_S(2‰) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

b) Armatures minimales :

Compression du béton :

$A_{min} \geq 4$ cm²/ml

Ainsi que : $0{,}20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0{,}5\%$ **[Art A.8.1, 21 /BAEL 91 modifié 99]**

Avec : B : section du béton comprimée.

Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

B_t : La section horizontale du béton tendu**. B =d. e**

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu. $A_{\min} \geq 0{,}20\% B_t$

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies des crochets à 135o ayant une longueur de 10Ø et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

- D'après le RPA99 :

A_H = 0.15 % B Globalement dans la section du voile.

A_H = 0.10 % B En zone courante.

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

AH: section d'armatures horizontales

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révise 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré

e) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1{,}1.\frac{\overline{T}}{f_e}$$

Avec :

$\overline{T}$: L'effort tranchant majoré à la base du voile. $\overline{T} = 1{,}4.T$

T : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

f) Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

i) Dispositions constructives

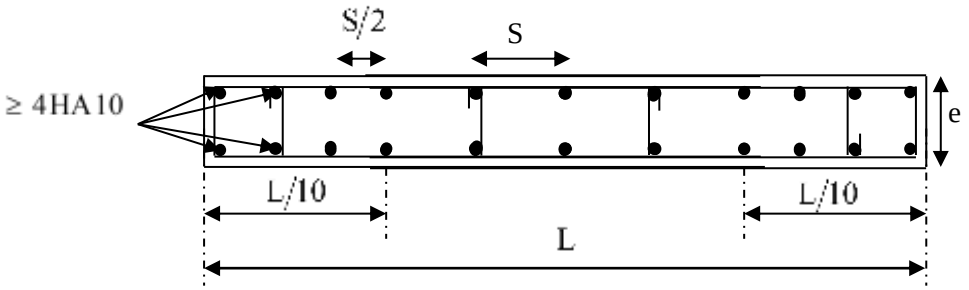


Figure V.3.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1.5$ e **Avec :** e = épaisseur du voile

$S_t \leq 30$ cm

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 20 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones ou le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$\Phi_{max} = \frac{e}{10} = 0.20$mm

V-3-4-Vérification :

- **Vérification à L'ELS :**

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

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{N_{ser}}{B + 15.A} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6.f_{c28} \end{cases}$$

N_{ser} :Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS. $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton.

A: Section d'armatures verticales adoptée.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les conditions suivantes :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1{,}4.T}{b.d}$$

T = 1.4 $T_{u\,calcul}$

Avec :
b : Epaisseur du linteau ou du voile
d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
h : Hauteur totale de la section brute

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

$\bar{\tau}_b = 0{,}20.f_{c28}$

D'après le BAEL 91 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :
τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\tau_u = \min\left\{\frac{0{,}15}{\gamma_b}.f_{c28}\ ;\ 4MPa\right\}$ Pour la fissuration préjudiciable.

V-3-5-Exemple de calcule :
a titre d'exemple,soit à ferrailler le voile transversale VL1 au niveau de la zoneI.

➢ **Caractéristiques géométriques** :

$L = 1.5m$; $e = 0{,}20m$

$I_x = 0{,}1cm^4$; $V = V' = 0.75m$

$B = 0{,}3m^2$

➢ **Les contraintes** :

- $\sigma_{\max} = 5377.23KN/m^2$
- $\sigma_{\min} = -8253.09KN/m^2$

⟶ la section est partiellement comprimée.

$$L_c = \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}\right).L = \left(\frac{5377.23}{5377.23 + 8253.09}\right) \times 1.50 = 0.59m$$

$L_t = L - L_c = 1.5 - 0.59 = 0.91m$

D'ou : d = $\frac{L_t}{2}$ = $\frac{0.91}{2}$ = 0.455 m

- **Longueur d'extrémité :**

L/10= 1.50/10=0.15m=15 cm

- **Calcul de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}.(L_t - d)}{L_t} = \frac{8253.09 \times (0.91 - 0.455)}{0.91} = 4126.545 KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{8253.09 + 4126.545}{2} \times 0{,}455 \times 0{,}20 = 563.27\, KN$$

$$N_2 = \frac{4126.545}{2} \times 0.455 \times 0{,}20 = 187.75 KN$$

- **Calcul des armatures :**

Armatures vertical :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{563.27}{34.8} = 16.19 cm^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{187.75}{34.8} = 5.4\ cm^2$$

Armatures minimales :

$A_{min} \geq$ Max (0.20%B ; $\frac{Bf_{t28}}{f_e}$)

Avec : B = d x e = 45.5 x 20 = 910cm²

$A_{min} \geq$ Max ($\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}$;0.2% B) = Max($\frac{0.455 \times 0.20 \times 2.1 \times 10^4}{400}$; $0.002 \times 10^4 \times 0.455 \times 0.20$)

=Max (4.77 ; 1.82)

→Amin=$4.77 cm^2$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{VJ} = 1{,}1.\frac{1{,}4.T}{f_e} = 1{,}1 \times \frac{1{,}4 \times 178.11}{400 \times 10^{-1}} = 6.86 cm^2$$

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 16.19 + \frac{6.86}{4} = 17.9 cm^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 5.4 + \frac{6.86}{4} = 7.11 cm^2 \end{cases}$$

- **Le ferraillage adopté :**

Le voile est ferraillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action Sismique :

- 1ere bande : 2*4HA20 = 25.13cm²/d **soit:** 4HA20/nappe .avec espacement de 10cm.
- 2ème bande : 2*4HA12= 9.05cm²/d **soit:** 4HA12/nappe avec espacement de 22cm

- **Calcul des armatures horizontales :**

Selon le RPA : $A_H = 0{,}15\%.B = 0{,}0015 \times 20 \times 150 = 4.5 cm^2$

Selon le BAEL : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{16.19 + 5.4}{4} = 4.05 cm^2$

On prend : $6HA10/ml/nappe \xrightarrow{soit} A_H = 4.71 cm^2/ml/nappe$

Avec un espacement de 20cm.

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. **Soit :** 04 épingles de HA8 / m²

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

RPA99-modifié2003 :

$\bar{\tau}_b = 0{,}2 \times 25 = 5 MPa$

$\tau_b = \frac{1{,}4 \times 178.11 \times 10}{0{,}9 \times 150 \times 15} = 1.23 MPa$

$\tau_b = 1.23 MPa < \bar{\tau} = 5 MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

BAEL91 :

$b_o = e = 20 cm \; d = 0{,}9 \times 2 = 1.8 m$

$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15}{1{,}15} \times 25 MPa \; ; \; 4 MPa\right\} = 3{,}25 MPa$

$\tau_u = \frac{178.11 \times 10}{15 \times 135} = 0.88 MPa$

$\tau_u = 0.88 MPa < \bar{\tau}_u = 3{,}25 MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification à l'ELS :**

$\bar{\sigma}_s = 15 MPa$

$\sigma_s = \frac{744.37 \times 10^3}{150 \times 1500 + 15 \times 15.39 \times 10^2} = 3 MPa$

$\sigma_s = 3 MPa < \bar{\sigma}_s = 15 MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

N.B :

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal.

Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		4.25	3.06	2.7
	L (m)		2.00	2.00	2.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.4	0.4	0.4
	He		4.250	3.060	2.700
	h		3.85	2.66	2.30
Solicitation de calcul	T(kN)		303.290	219.600	120.150
	N_{ser} (kN)		720.02	567.44	109.60
	Vu (kN)		424.606	307.440	168.210
	σ_{max} (kN/m²)		5377.230	1381.480	898.390
	σ_{min} (kN/m²)		8145.360	2261.160	1126.160
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.80	0.76	0.89
	L_t		1.20	1.24	1.11
	d		0.53	0.51	0.59
	$d_{adopté}$		0.53	0.51	0.56
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		0.67	0.74	0.56
	σ_1		4560.540	1340.173	563.080
	N_1		673.66	182.11	93.96
	N_2		307.61	98.61	31.32
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		16.84	4.55	2.35
	A_{v2}/bande (cm²)		7.69	2.47	0.78
	A_{vj} (cm²)		11.68	8.45	4.63
	A'v1/bande/nappe		19.76	6.67	3.51
	A'v2/bande/nappe		10.61	4.58	1.94
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		5.57	5.31	6.21
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		29.45	6.78	4.71
	A'v2 adopté (cm²)		12.06	4.71	4.71
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*3HA25	2*3HA12	2*3HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*3HA16	2*3HA10	2*3HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		7.36	6.00	6.00
	AH adopté (cm2)		4.71	4.71	4.71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b$ = 5MPa	τ_b	1.179	0.854	0.467
	2,26 Mpa	T_u	0.842	0.610	0.334
	$\bar{\sigma}_{bc}$ = 15MPa	σ_{bc}	1.621	1.383	0.269

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		4.25	3.06	2.7
	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		4.250	3.060	2.700
	h		3.90	2.71	2.35
Solicitation de calcul	T(kN)		234.020	180.160	84.930
	N_{ser} (kN)		653.38	513.62	98.51
	Vu (kN)		327.628	252.224	118.902
	σ_{max} (kN/m^2)		4434.310	721.680	665.740
	σ_{min} (kN/m^2)		6829.550	2258.160	1436.810
	σs (kN/m^2)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.79	0.48	0.63
	L_t		1.21	1.52	1.37
	d		0.52	0.32	0.42
	$d_{adopté}$		0.52	0.32	0.42
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		0.69	1.19	0.94
	σ_1		3873.343	1777.040	992.983
	N_1		561.80	130.30	102.58
	N_2		266.39	211.95	93.79
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm^2)		14.04	3.26	2.56
	A_{v2}/bande (cm^2)		6.66	5.30	2.34
	A_{vj} (cm^2)		9.01	6.94	3.27
	A'v1/bande/nappe		16.30	4.99	3.38
	A'v2/bande/nappe		8.91	7.03	3.16
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm^2)		5.51	3.39	4.43
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm^2)		18.85	6.78	4.71
	A'v2 adopté (cm^2)		12.56	8.04	4.52
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*3HA20	2*3HA12	2*3HA10
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*2HA20	2*2HA16	2*2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6.00	6.00	6.00
	AH adopté (cm2)		4.71	4.71	4.71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b$ = 5MPa	τ_b	0.910	0.701	0.330
	2,26 Mpa	T_u	0.650	0.500	0.236
	$\bar{\sigma}_{bc}$ = 15MPa	σ_{bc}	1.526	1.246	0.242

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		4.25	3.06	2.7
	L (m)		1.50	1.50	1.50
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.3	0.3	0.3
	He		4.250	3.060	2.700
	h		3.90	2.71	2.35
Solicitation de calcul	T(kN)		178.110	129.330	89.110
	N_{ser} (kN)		744.37	574.22	116.12
	Vu (kN)		249.354	181.062	124.754
	σ_{max} (kN/m²)		5226.510	4253.870	4966.560
	σ_{min} (kN/m²)		8253.090	5194.890	5084.690
	σs (kN/m²)		400.00	400.00	400.00
	L_c		0.58	0.68	0.74
	L_t		0.92	0.82	0.76
	d		0.39	0.45	0.49
	$d_{adopté}$		0.39	0.41	0.38
	$d2 = L_t - d_{adopté}$		0.53	0.41	0.38
	σ_1		4768.750	2597.445	2542.345
	N_1		504.90	321.31	289.38
	N_2		253.06	107.10	96.46
armatures verticales	A_{v1}/bande (cm²)		12.62	8.03	7.23
	A_{v2}/bande (cm²)		6.33	2.68	2.41
	A_{vj} (cm²)		6.86	4.98	3.43
	A'v1/bande/nappe		14.34	9.28	8.09
	A'v2/bande/nappe		8.04	3.92	3.27
armatures minimales	A_{min}/bande/nappe (cm²)		4.07	4.73	5.19
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		18.84	12.06	6.78
	A'v2 adopté (cm²)		8.04	4.52	4.52
	Choix de A (cm²)	Bande 1	2*3HA20	2*3HA16	2*3HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2*2HA16	2*2HA12	2*2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	10	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		4.71	4.50	4.50
	AH adopté (cm2)		4.71	4.71	4.71
	choix de la section		6HA10	6HA10	6HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Véfication des contruction	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	0.924	0.671	0.462
	2,26 Mpa	τ_u	0.660	0.479	0.330
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2.268	1.805	0.374

0

Chapitre *VI :*
Etude de l'infrastructure

VI-Introduction

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle **d'interface entre l'ouvrage et le sol** s'appellent **fondations**. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Le rôle des fondations est la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes : semelles sur pieux et puits). Dans le cas le plus général un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- ✓ **Une force horizontale**: résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

Donc elle représente la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, déroule la bonne tenue de l'ensemble.

VI-1- Combinaison de calcul

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

- ✓ **Combinaison fondamentale DTR BC.2.3.3.1 [04]**

1.35G + 1.5Q (ELU)

- ✓ **Combinaison accidentelle RPA99 / version 2003 (Article 10.1.4.1) [01]**

G + Q ± E

0.8G ± E

VI-2-Choix de fondation

Il existe plusieurs types de fondation, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axe des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifié dans l'ordre suivant :

- Les semelles isolées.
- Les semelles filantes.
- Radier général.

Et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI-3-Calcul des semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$\mathbf{N_{max}^{s}/S \leq \bar{b}_{sol}}$

N_{max}^{s}: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit de logiciel ETABS).

S : Surface d'appuis de la semelle (S = A × B)

$\bar{b}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier. N'ayant pas ce document à disposition, la contrainte admissible du sol est arbitrairement pris égale à 2 bars.

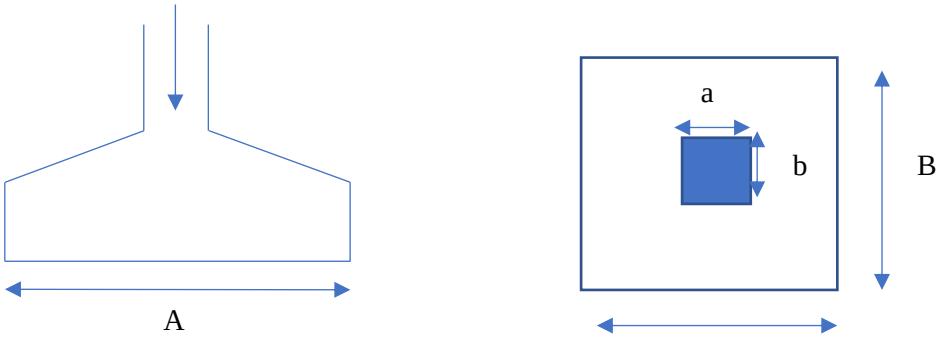


Schéma VI.1-Semelle isolée

- **Homothétie des dimensions :**

A/B=a/b=40/40=1=k

alors: $B \geq \sqrt{N_{s.max}/K \times \sigma_{sol}}$ avec: $N_{s.max}$=986.46 kN ,σ_{sol}=2bar

$B \geq \sqrt{\frac{986.46}{1X2X10^{2}}}$ =2.22cm

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles≪*S*1≫ :

$\mathbf{N_{s.max}/S \leq \bar{\sigma}_{sol}}$ $\mathbf{B \geq N_{s.max}/\sigma_{sol} \times L}$

Avec : - B : La largeur de la semelle.

- L : Longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles)

- $\bar{\sigma}$sol: Contrainte admissible du sol

	voiles	Longueur	Ns max(KN)	Largeur B(m)	S=LXB(m²)	nombres	Stotale(m²)
Voiles longitudinal	V1	2.00	349.36	0.87	1.75	2	3.49
	V2	1.50	427.35	1.42	2.14	5	10.68
Voiles transversal	V3	2.00	314.21	0.79	1.57	2	3.14
	V4	1.50	384.77	1.28	1.92	7	13.47
							27.29

Tableau -VI-1- Détermination de la surface totale des semelles sous voiles

VI-4-Semelles filantes sous poteaux ≪$S2$≫ :

- Etape de calcul :

Déterminer la résultante des charges ≪R≫ **(R=ΣNi)**

Puis la coordonnée de cette résultante: ≪e≫**(e=ΣNiei+ΣMi /R)**

ei :est la distance entre le CDG de la structure et le point d′application de la charge Ni.

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

Si :e≤L/6 →Répartition trapézoïdale.

Si :e>L/6 →Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

poteaux	N_{ser}(KN)	M(KN.m)	e_i(m)	N_{ser} x e_i
1	774.01	0.91	7.90	6114.68
2	582.38	3.15	4.10	2387.76
3	782.02	-0.55	-0.10	-78.20
4	507.31	-3.57	-4.10	-2079.97
5	986.46	-2.22	-7.90	-7793.03
somme	3632.18	-2.29	/	-1448.77

Tableau VI-2- Résultante des charges pour les semelles sous poteaux

E=$\frac{1448.77+2.29}{3632.18} = 0.40m < \frac{15.80}{6} = 2.63m$

$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\delta sol} = \frac{Ns\left(1+\frac{3e}{L}\right)}{\delta sol\ x\ L}\ avec\ Ns = \sum Nsi$ d'où

$B \geq \frac{3632.18\left(1+\frac{3x0.4}{15.80}\right)}{200\ X15.80}$=1.24m

-La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale a

S_p=BxL=1.24x15.80=19.6m²

-Surface totale des semelles filantes

S_{totale} =19.60x5=98m²

-Surface totale des semelle sous voile

Sv=27.29m²

S_{totale}=98+27.29=125.29m²

$\frac{st}{\text{Sbatiment}} = \frac{125.29}{230.04} = 0.544$

Conclusion vue que les semelles occupent plus de 50 % de la surface totale du batiment .on apte pour un radier général comme fondation.

VI-5-**Radier général**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle, et il travaille comme un plancher renversé, il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc, il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Son choix se fait selon trois principales caractéristiques :

- La quantité du sol (mauvais sol).
- Charges transmises au sol (importantes).
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

a-Epaisseur de la dalle du radier h_r

- **Selon la condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir un minimum : **25 cm ($hr_{min} \geq 25cm$)**

- **Selon la condition forfaitaire**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{Lmax}{8} \leq hr \leq \frac{Lmax}{5} = \frac{420}{8} = 52.5 \leq hr \leq \frac{420}{5} = 84$$

***hr*=80cm**

b-Epaisseur des nervures hn

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivante

$$hn \geq \frac{Lmax}{10} = \frac{420}{10} = 42cm$$

hn=50cm

c-Epaisseur de la dalle

$$hd \geq \frac{Lmax}{20} = \frac{420}{20} = 21cm$$

h_d=30cm

d-Condition de vérification de la longueur élastique

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kxb}} \geq \frac{2}{\pi} Lmax$$

Où :

- Le : Longueur élastique.

- L_{max} : Distance entre axe maximale des poteaux.

- E_{Vj} : Module de déformation longitudinale déférée E = $3700\sqrt[3]{fc23}$=10818.86MPa

- b : Largeur de la nervure du radier

- I : Inertie de la section du radier $\boldsymbol{I = \frac{b.h^3}{12}}$

- K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40 MPa).

$$\boldsymbol{hn \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} xLmax\right)^4 3xK/E}}$$

$$hn \geq \sqrt[3]{\frac{\left(\frac{2}{\pi} x4.2\right)^4 3x40}{10818.8}} = 57cm$$

hn=100cm

e-**Largeur des nervures bn**

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$

$0.4 \times 100 = 40$ cm. $\leq bn \leq 0.7 \times 100 = 70$ cm.

b_n = 60 cm.

Conclusion

D'après les calculs précédents, les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

- Hauteur des nervures : hn = 100 cm.
- Largeur des nervures : bn = 60 cm.
- Hauteur de la dalle flottante : hd = 30 cm.
- Enrobage : c = 3 cm.

VI-6-Détermination de la surface du radier

a) Détermination des sollicitations

- **poids de la superstructure**

-charges permanentes : **G=17125.67[KN]**

-charges d'exploitation **:**ó Q=3224.04[KN]

- **combinaison de charges**
  - ✓ **A l'ELU :**1.35G+1.5Q=1.35(17125.67) + 1,5(3224.04) = 27955.714[KN]
  - ✓ **A l'ELS :** G + Q = 17125.67+3224.04 = 20349.71 [KN]

Donc

- ✓ **ELU** :Nu=27955.714[KN]
- ✓ **ELS** :Ns=20349.71[KN]

b) Détermination de la surface nécessaire du radier

- ✓ **ELU :** $S_{radier} \geq \frac{Nu}{133\text{Б}_{sol}} = \frac{27955.714}{1.33x200} = 105.1m^2$
- ✓ **ELS :** $S_{radier} \geq \frac{Ns}{\text{Б}_{sol}} = \frac{20349.71}{200} = 101.75m^2$

S_{bat}=230.04[m²] ≥ S_{radier}= max(105.1-101.75)[m²]

S_{bat}=230.04[m²] ≥ S_{radier}= max=105.1[m²]

-La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur($L_{déb}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99. La largeur de débord sera calculée comme suit :

$L_{débord}$ ≥ max(h/2 , 30[30]) = max (100/2 , 30[cm])= 50[cm]

Soit un déborde de **$L_{débord}$=50[cm]**

- **La surface de débord est** :

  $S_{déborde}$=[(L_x+L_y)x$L_{déb}$]x2

  $S_{déborde}$=[(16.2+14.2)x0.5]x2

  $S_{déborde}$=30.4m²

Donc on aura une surface totale du radier :

S_{radier}= $S_{batiment}$+$S_{déborde}$ =230.04+30.4=260.44m²

S_{radier}=260.44m²

c) Détermination des efforts à la base du radier

- **charges permanentes**
- **poids du bâtiment :**G_{bat}=17125.67[KN]
- **poids du radier**

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T. V. O+ poids de la dalle flottante.

- **poids de la dalle :P_{dalle}=S_{rad} x h_d x25**

  P_{dalle}=260.44 x 0.3x25

  P_{dalle}=1953.3[KN]

- **Poids de la nervure.Pn=b_n(h_n-h_d) x Lx n x 25**

  Pn=[0.6(1-0.3)x16.2x5x25)+(0.6x(1-0.3)x14.2x5)x25]

  Pn=1596[KN]

- **Poids de T.V.O(thervenot) $P_{T.V.O}$=(S_{rad}-S_{ner})x(h_n-h_d)xƿ**

Avec : S_{ner}=b_n x l_x x n + b_n x l_y x n

S_{ner}=0.6 x 16.2 x 5 + 0.6 x 14.2 x 5

S_{ner}=91.2m²

$P_{T.V.O}$=(260.44-91.2)x(1-0.3)x25

$P_{T.V.O}$=2961.7[KN]

- **poids de la dalle flottante libre : $P_{df}= S_{rad}\times e_p \times 25$**
  - e_p**:** Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{L_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{420}{50} \leq e_p \leq \frac{420}{40} \qquad 8.4 \leq e_p \leq 10.5$$

On prend ***e_p=10cm***

$P_{df}= 260.44\times 0.10\times 25$

$P_{df}= 651.1$[KN]

- **Poids total du radier**

G_{rad}=1953.3+1596+2961.7+651.1

G_{rad}=7162.1[KN]

g-charges d'exploitation

- Surcharge du bâtiment Q_{bat}=3224.04[KN]
- Surcharge du radier Q_{rad}=2.5x260.44=651.1[KN]

h- poids total de la structure

$G_{tot}=G_{rad}+G_{bat}$=7162.1+17125.67

G_{tot}=24287.77[KN]

$Q_{tot}=Q_{rad}+Q_{bat}$=3224.04+651.1

Q_{tot}=3875.14[KN]

i-Combinisons d'action

- **A L'ELU :** $1.35G_{tot}+1.5Q_{tot}=1.35(24287.77)+1.5(3875.14)$

  N_u=38601.20[KN]

- **A L'ELS :** $G_{tot}+Q_{tot}$=24287.77+3875.14

  N_u=28162.91[KN]

g-Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- ✓ **calcul du centre de gravité et moment d'inertie du radier**

Apres un calcul manuel du moment d'inertie du panneau et la distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée on trouve les résultats suivants

X_G=8.1

Y_G=7.1

$I_{xx}=16.2x14.2^{3}/12=3865.44m^2$

$I_{yy}=16.2^{3}x14.2/12=5030.97m^2$

- **Vérification à l'ELU**

1-Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que :

τ_u= Tu / b.d ≤ τ=min(0.15f_{c28}/1.5 ;4[MPa])min(2.5[MPa] ;4[MPa])=2.5[MPa]

avec

b=100cm d=0.9h_d=0.9x30=27cm

$$T_u^{max} = \frac{q_u \, x \, L_{max}}{2} = \frac{N_U \, xb}{S_{rad}} x \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{38601.20x1x4.2}{260.44x2} = 311.25[KN]$$

T_u^{max}=311.25[KN]

τ_u=(311.25 x 1000)/(1x1000x0.27)=1.152[MPa] ≤ τ=2.5[MPa]……condition vérifiée

2-Vérification de la stabilité du radier

La vérification de la stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement dû au séisme

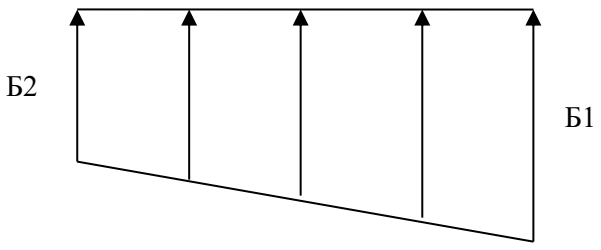
M=M_0+T_0h

M_0: Moment sismique à la base de la structure (valeur obtenu à partir du logiciel **ETABS**).

T_0:Effort tranchant à la base de la structure (valeur obtenu à partir du logiciel **ETABS**).

h :Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



Schema VI-2-Diagramme des contraintes du sol

Avec : **$б_m$=3$б_1$+$б_2$ /4**

Ainsi on doit vérifier que

- **A L'ELU** : $б_m = \frac{3б_1 + б_2}{4} \leq 1.33б_{sol}$
- **A L'ELS** : $б_m = \frac{3б_1 + б_2}{4} \leq б_{sol}$

N_u=38601.20KN

N_s=28162.91KN

❖ **SENS LONGITUDINAL**

➢ **A ELU** :

M=21659.908+(1336.63x1)=22996.54KN.m

$$Б_{1.2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{MxX_G}{I_{yy}} = \frac{38601.20}{260.44} \pm \frac{22996.54x8.1}{5030.97}$$

$Б_1$=185.49KN/m² **$Б_2$=111.19KN/m²**

$$Б_m = \frac{3x185.49+111.9}{4} = 166.92KN/m^2$$

$Б_m$=166.92 KN/m² ≤ 266 KN/m²…….condition vérifiée

➢ **A ELS** :

M=21659.908+(1336.63x1)=22996.54KN.m

$$Б_{1.2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{MxX_G}{I_{yy}} = \frac{28162.91}{260.44} \pm \frac{22996.54x8.1}{5030.97}$$

$Б_1$=145.16KN/m² **$Б_2$=71.11KN/m²**

$$Б_m = \frac{3x145.16+71.11}{4} = 126.65KN/m^2$$

$Б_m$=126.65KN/m²≤200KN/m²…….condition vérifiée

❖ **SENS TRANSVERSAL**

➢ **A ELU** :

M=22899.367+(1408.31x1)=24307.68KN.m

$$Б_{1.2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{MxX_G}{I_{xx}} = \frac{38601.20}{260.44} \pm \frac{24307.68x7.1}{3865.44}$$

$Б_1$=192.86KN/m² **$Б_2$=103.57KN/m²**

$$Б_m = \frac{3x192.86+103.57}{4} = 170.54KN/m^2$$

$Б_m$=170.54 KN/m² ≤ 266KN/m²…….condition vérifiée

➢ **A ELS** :

M=22899.367+(1408.31x1)=24307.68KN.m

$$Б_{1.2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{MxX_G}{I_{yy}} = \frac{28162.91}{260.44} \pm \frac{24307.68x7.1}{3865.44}$$

$Б_1$=152.78KN/m² **$Б_2$=63.48KN/m²**

$$Б_m = \frac{3x152.78+63.48}{4} = 130.46KN/m^2$$

$Б_m$=130.46KN/m²≤200KN/m²…….condition vérifiée

Conclusion :toutes les contraintes sont vérifiées

3-Vérification au poinçonnement :(Art A.5.24 BAEL)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$\boldsymbol{Nu \leq \frac{0.045x\, u_u\, x\, h\, x\, f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec

N_u:Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité.

μ_c:Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h :Épaisseur totale de la dalle.

4-Vérification pour les poteaux

N_u=(Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

μ_c=(a+b+2hn)x2=

Nu≤

Nn= KN<4380KN……..condition vérifiée

5-Vérification pour les voiles

N_u=(Valeur tiré à partir du logiciel ETABS)

μ_c=(a+b+2hn)x2=

Nu≤

Nn= KN<4380KN……..condition verifiee

6-Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

- ✓ **1er cas :**si $p<0.4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0X} = \frac{q_u \, x \, L_X^2}{8}$$

$M_{0y}=0$

- ✓ **2eme cas** : si $0.4 \leq p \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée **: $M_{0x}=\mu_x.q_u.L^2_x$**

Dans le sens de la petite portée : **$M_{0y}=\mu_y.M_{0x}$**

Les coefficients **μ_x. μ_y** sont donnés par les tables de **PIGEAUD.**

avec

$$p = \frac{L_X}{L_Y} \; (L_x < L_Y)$$

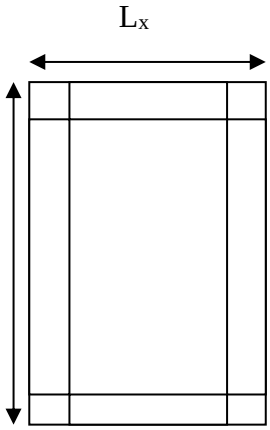
Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

7-Identification du panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maxima le $б_m^{max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **ELU** :$qu = б_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 166.92 - \frac{7162.1}{260.44} = 139.42KN/m^2$
- **ELS** : $qu = б_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 130.46 - \frac{7162.1}{260.44} = 102.96KN/m^2$



Panneau de dimension :

L_x=3.6m

L_y=4.2m

p=3.6/4.2=0.86

0.4≤p≤1 la dalle travaille dans les deux sens

- ✓ **Calcul des armatures à l'ELU**

p=0.86 $\begin{cases} \mu_x=0.0498 \\ u_y=0.693 \end{cases}$

q_u=139.42KN/m²

$M_{0x}=\mu_x.q_u.L^2_x$ =0.0498x139.42x3.6²=89.98 KN.m

$M_{0y}=\mu_y.M_{0x}$=0.693x89.98=62.36 KN.m

- **sens XX**

prise en compte de la continuité

-Moment en travées

M_{utx}=0.75x89.98=67.49KN.m

-Moment aux appuis

M_{uax}= M_{uay}=-0.5 M_{0x} =-0.5 x89.98=-45KN.m

- **Ferraillage**

-en travée

$$u_u = \frac{M_{utx}}{b\,xd^2xf_{bu}} = \frac{67.49}{1x0.27^2x14.2x10^3} = 0.065 < u_l = 0.392 \dots\dots\dots\dots\dots SSA$$

μ_u=0.065 β=0.966

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x б_s} = \frac{67.49x10^2}{0.966x27x34.8} = 7.43cm^2/ml$$

On adopte :**8HA12=9.05cm²**avec un espacement **S_t=12cm**

-Aux appuis

$$u_u = \frac{M_{utx}}{b\,xd^2xf_{bu}} = \frac{45}{1x0.27^2x14.2x10^3} = 0.043 < u_l = 0.392 \dots\dots\dots\dots\dots SSA$$

μ_u=0.043 β=0.978

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta x d x б_s} = \frac{45x10^2}{0.978x27x34.8} = 4.89cm^2/ml$$

On adopte :**5HA12=6.65cm²**avec un espacement **S_t=12cm**

- **sens YY**

-prise en compte de la continuité

-Moment en travées

M_{uty}=0.75x62.36=46.77KN.m

-Moment aux appuis

M_{uax}= M_{uay}=-0.5 M_{0x} =-0.5 x89.98=-45KN.M

-Ferraillage

en travée

$$u_u = \frac{M_{uty}}{b\ xd^2 x f_{bu}} = \frac{46.77}{1x0.27^2x14.2x10^3} = 0.045 < u_l = 0.392 \dots\dots\dots\dots\dots SSA$$

μ_u=0.045 β=0.976

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta x d x б_s} = \frac{46.77x10^2}{0.976x27x34.8} = 5.1 cm^2/ml$$

On adopte :**7HA14=10.77cm²**avec un espacement **S_t=20cm**

Les résultats sont résumes dans le tableau suivant

sens	zone	M[KN.m]	μ	obs	β	Au[cm²]	ferraillage	Au adoptée	St [cm]
lx	travée	67.49	0.065	SAA	0.966	7.43	8HA12	9.05	12
	appuis	45	0.043	SAA	0.978	4.89	5HA12	5.65	12
ly	travée	46.77	0.045	SAA	0.976	5.1	7HA14	10.77	20

Tableau -VI-3-de ferraillage du radier

Vérification de la condition de non fragilité

- **Sens l_x**

$$A_{min} = p_0 x h x h x \frac{3-p}{2}$$

Avec p_0 : Pourcentage d'acier minimal règlementaire (p_0=0,0008 pour les HA FeE400).

$$A_{min} = 0.0008x100x30x\frac{3-0.97}{2} = 2.44[\frac{cm^2}{ml}]$$

A_{uax}= 9.05[cm²/ml]>A_{min}=2.44 [cm²/ml]

A_{utx}= 5.85[cm²/ml]>A_{min}= 2.44 [cm²/ml]

- **Sens l_y**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bxh} \geq \omega_0 \qquad A_y \geq bxhx\omega_0$$

A_{ymin}= 0.0008 x 100 x 30 =2.4 [cm²/ml]

A_{uay}=10.77 [cm²/ml]>A_{min}=2.4 [cm²/ml]

-Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

- Armatures parallèles à Lx

$S_t \leq \min\{3h ; 33[cm]\}$ $St \leq \min\{90 ; 33[cm]\}$

$14\ [cm] \leq 33[cm]$

$12\ [cm] \leq 33[cm]$

- Armatures parallèles à Ly

$S_t \leq \min\{4h ; 45[cm]\}$ $St \leq \min\{120 ; 45[cm]\}$

$25\ [cm] \leq 45[cm]$

-Vérification à l'ELS

$\rho = 0.86$ $\mu_x = 0.0498$

$\mu_y = 0.693$

$q_s = 126.65\ KN/m^2$

$\mathbf{M_{0x} = \mu_x . q_u . L^2_x} = 0.0498 \times 126.65 \times 3.6^2 = 81.74\ KN.m$

$\mathbf{M_{0y} = \mu_y . M_{0x}} = 0.693 \times 95.93 = 56.64\ KN.m$

-Moment en travées

- **Sens X-X**

$M_{stx} = 0.75 \times 81.74 = 61.305 KN.m$

- **Sens Y-Y**

$M_{sty} = 0.75 \times 56.64 = 42.48 KN.m$

-Moment aux appuis

$M_{sax} = M_{say} = -0.5\ M_{0x} = -0.5 \times 81.74 = -40.87 KN.m$

vérification des contraintes dans le béton

$$\overline{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15[MPA]$$

avec

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

$$\rho_1 = \frac{100 x A_s}{b x d}$$

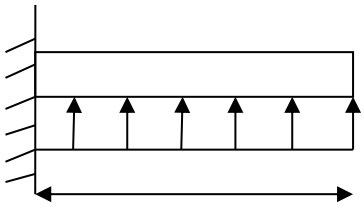
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M_s	A_s	ρ_1	B_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs
l_x	appuis	40.87	5.65	0.209	0.921	48.29	292.88	6.06	15	cv
	Travée	61.305	9.05	0.335	0.910	40.56	323.57	7.97		cv
l_y	appuis	42.48	10.77	0.398	0.903	36.55	189.88	5.19		cv

tableau VI-4- Vérification a l ELS

VI.7. Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément repartie comme illustré dans la figure ci-dessous .Le calcul se fera pour une barde de 1 mètre de longueur



50cm

Schema VI-3-schéma statique du débord

-Sollicitation de calcul

- **A L'ELU :** q_u= 139.42 [KN/m²]

$$M_u = q_u x \frac{l^2}{2} = 139.42x\frac{0.5^2}{2} = 17.43[\frac{KN}{m}]$$

- **A L'ELS :** q_s= 99.15 [KN/m²]

$$M_s = q_s x \frac{l^2}{2} = 99.15x\frac{0.5^2}{2} = 12.39[\frac{KN}{m}]$$

Calcul des armatures

b=1 [m] d=27 [cm] f_{bc}= 14.2[MPa] $б_s$=348 [MPa]

$$u_u = \frac{M_{uty}}{b\ xd^2xf_{bu}} = \frac{17.43}{1x0.27^2x14.2x10^3} = 0.016 < u_l = 0.392 \dots\dots\dots\dots\dots SSA$$

μ_u=0.016 β=0.992

$$A_u = \frac{M_u}{\beta x d x б_s} = \frac{17.43x10^2}{0.962x27x34.8} = 1.87 cm^2/ml$$

On adopte :**5HA10=3.93cm²**avec un espacement **S_t=20cm**

Vérification à l'ELU

$$A_{min} = \frac{0.23xbxdxf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23x100x27x2.1}{400} = 3.26[cm^2]$$

Au =3.93 [cm²]>Amin =3.26 [cm²]……condition vérifiée

-Armature de répartition

$$\boldsymbol{A_r = \frac{A_U}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98}$$ 2HA10/ml=1.57 [cm²/ml]

- **Vérification à l'ELS**

$$ɣ = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17.43}{12.39} = 1.41$$

μ= 0.016 α=0.0201

α= 0.0201< ([1.41-1)/2] +[25/100])=0.455 …… ……Condition vérifiée

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferraillage du débord sera la continuité de celui du radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI-8-Calcul des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport p est compris entre0.4 et 1 pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau sont soit trapézoïdales ou triangulaires..
- Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant (Lt) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

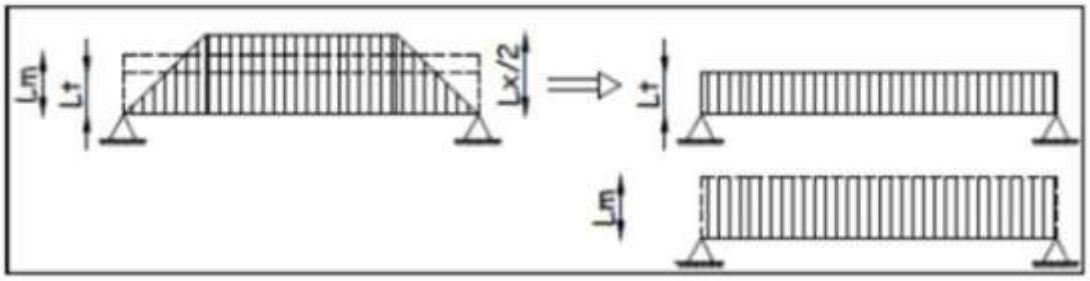


Schéma VI-4-Présentation des charges simplifiées

-Deux types de chargement peuvent se présenter :

- ✓ **1er Cas : Chargement triangulaires**

Moment fléchissant : **Lm = 0,333×Lx.**

Effort tranchant : **Lt = 0,25×Lx.**

- ✓ **2ème Cas : Chargement trapézoïdale**

-Moment fléchissant : $l_m = l_x x(0.5 - \frac{p_x^2}{6})$

-Effort tranchant : $l_t = l_x x(0.5 - \frac{p_x^2}{4})$

- ➢ **Pour les moments fléchissant**

QMu= qu. Lm

QMs =qs. Lm

- ➢ **Pour les moments fléchissant**

Qu= qu. Lm

Qs =qs. Lm

Détermination des charges

- ➢ **A l' ELU**

$$q_u = б_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} = 166.92 - \frac{7162.1}{260.44} - \frac{1596}{91.2} = 121.53 KN/m^2$$

- ➢ **A l' ELS**

$$q_s = б_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{nervure}}{S_{nervure}} = 126.65 - \frac{7162.1}{260.44} - \frac{1596}{91.2} = 81.65 KN/m^2$$

Sens longitudinal

											Moment fléchissant				Effort tranchant		
Travée	**Panneau**	**L_x [m]**	**L_y [m]**	**ρ**	**Charge**	**l_m [m]**	**l_t [m]**	**q_u [KN/m²]**	**q_s [KN/m²]**	**Q_{um} [KN/m]**	**$\sum Q_{um}$**	**Q_{sm} [KN/m]**	**$\sum Q_{um}$**	**Q_{ut} [KN/m]**	**$\sum Q_{ut}$**	**Q_{st} [KN/m]**	**$\sum Q_{st}$**
A - B	1	3,4	3,8	0,793	Trapézoïdal	1,34	1,17	139,42	99,15	187,33	385,68	133,22	274,28	162,49	334,54	115,56	237,91
	2	3,6	3,8	0,793	Trapézoïdal	1,42	1,23	139,42	99,15	198,35		141,06		172,05		122,35	
B - C	1	3,6	4,2	0,857	Trapézoïdal	1,36	1,14	139,42	99,15	189,50	378,99	134,76	269,53	158,77	317,54	112,91	225,82
	2	3,6	4,2	0,857	Trapézoïdal	1,36	1,14	139,42	99,15	189,50		134,76		158,77		112,91	
C - D	1	3,2	4	0,800	Trapézoïdal	1,26	1,09	139,42	99,15	175,48	350,97	124,80	249,59	151,69	303,38	107,88	215,75
	2	3,2	4	0,800	Trapézoïdal	1,26	1,09	139,42	99,15	175,48		124,80		151,69		107,88	
D - E	1	3,6	3,8	0,947	Trapézoïdal	1,26	0,99	139,42	99,15	175,88	351,76	125,08	250,15	138,34	276,68	98,38	196,76
	2	3,6	3,8	0,947	Trapézoïdal	1,26	0,99	139,42	99,15	175,88		125,08		138,34		98,38	

Sens transversal

											Moment fléchissant				Effort tranchant		
Travée	**Panneau**	**L_x**	**L_y**	ρ	**Charge**	**l_m**	**l_t**	**q_u**	**q_s**	**Q_{um}**	$\sum Q_{um}$	**Q_{sm}**	$\sum Q_{um}$	**Q_{ut}**	$\sum Q_{ut}$	**Q_{st}**	$\sum Q_{st}$
A-B	**1**	3,2	4,2	0,793	Triangulaire	1,07	0,80	139,42	99,15	148,57	297,13	105,65	211,31	111,54	223,07	79,32	158,64
	2	3,2	4	0,793	Triangulaire	1,07	0,80	139,42	99,15	148,57		105,65		111,54		79,32	
B-C	**1**	3,6	4,2	0,857	Triangulaire	1,20	0,90	139,42	99,15	167,14	334,27	118,86	237,72	125,48	250,96	89,24	178,47
	2	3,6	4	0,900	Triangulaire	1,20	0,90	139,42	99,15	167,14		118,86		125,48		89,24	
C-D	**1**	3,4	4,2	0,810	Triangulaire	1,13	0,85	139,42	99,15	157,85	315,70	112,26	224,52	118,51	237,01	84,28	168,56
	2	3,4	4	0,850	Triangulaire	1,13	0,85	139,42	99,15	157,85		112,26		118,51		84,28	
D-E	**3**	3,6	4,2	0,857	Triangulaire	1,20	0,90	139,42	99,15	167,14	334,27	118,86	237,72	125,48	250,96	89,24	178,47
	4	3,6	4	0,900	Triangulaire	1,20	0,90	139,42	99,15	167,14		118,86		125,48		89,24	

- **Calcul des charges (avec la file la plus sollicité) :**

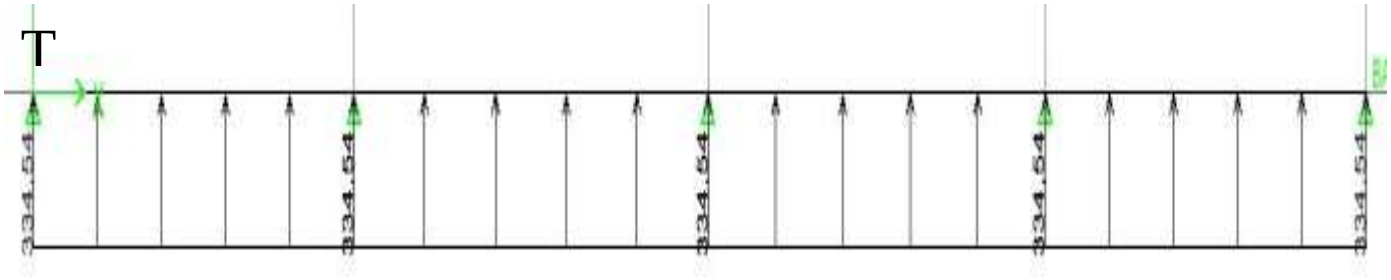


Diagramme des efforts normal à l'ELU

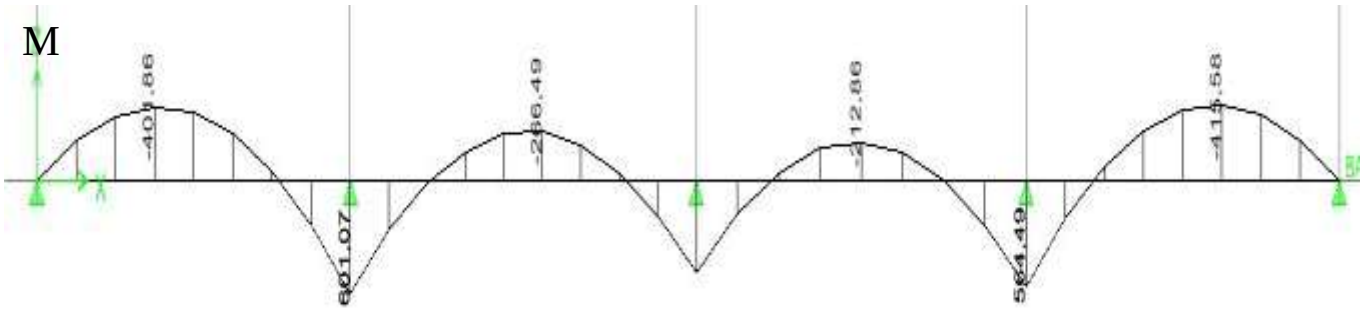


Diagramme des moments fléchissant de la nervure a L'ELU

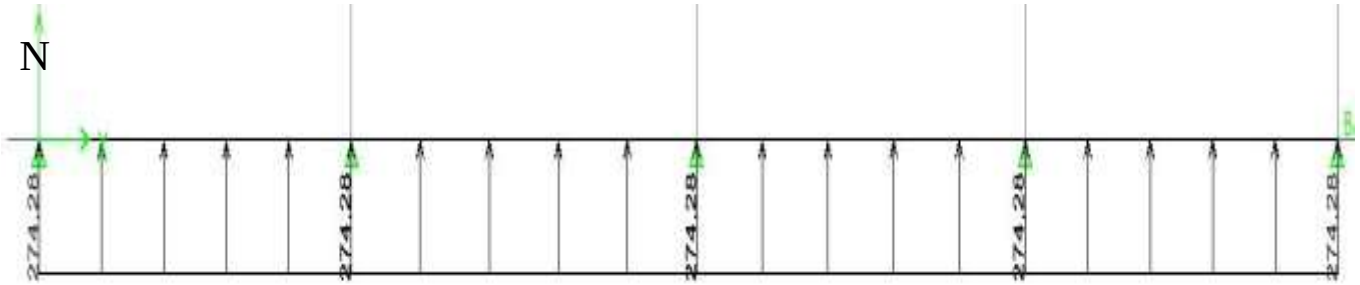


Diagramme des efforts normal à l'ELS

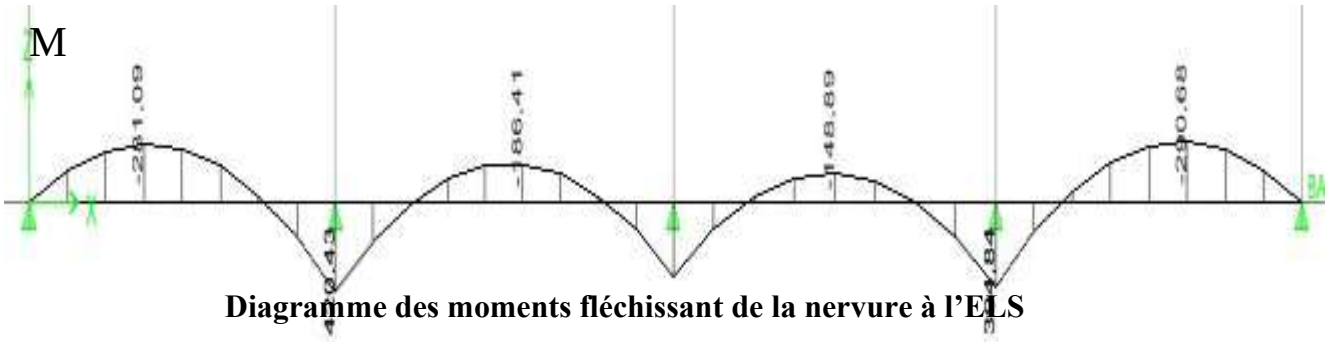


Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS

Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS

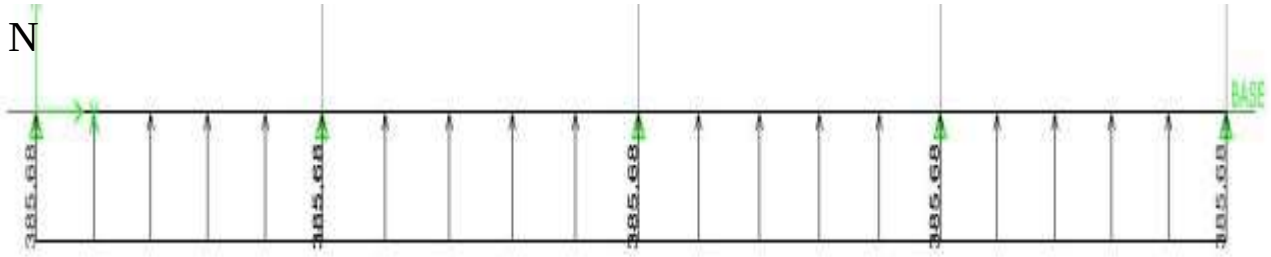


Diagramme des efforts normal à l'ELU

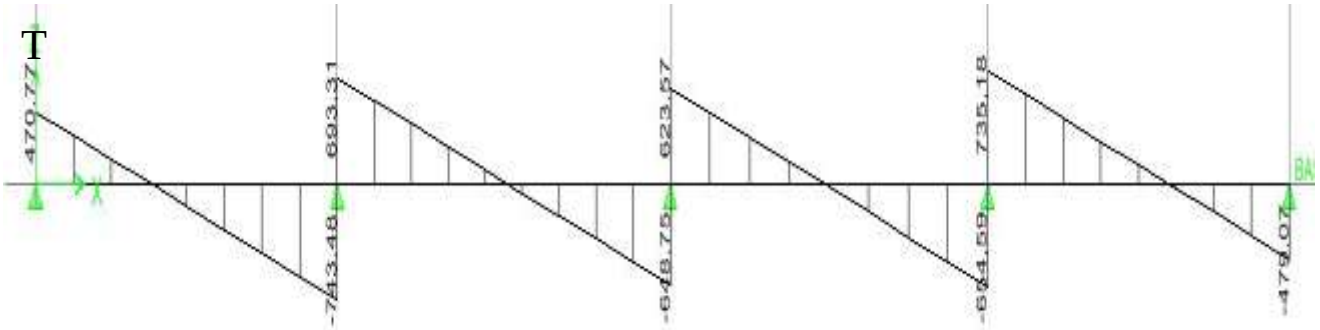


Diagramme des efforts tranchant a L'ELU

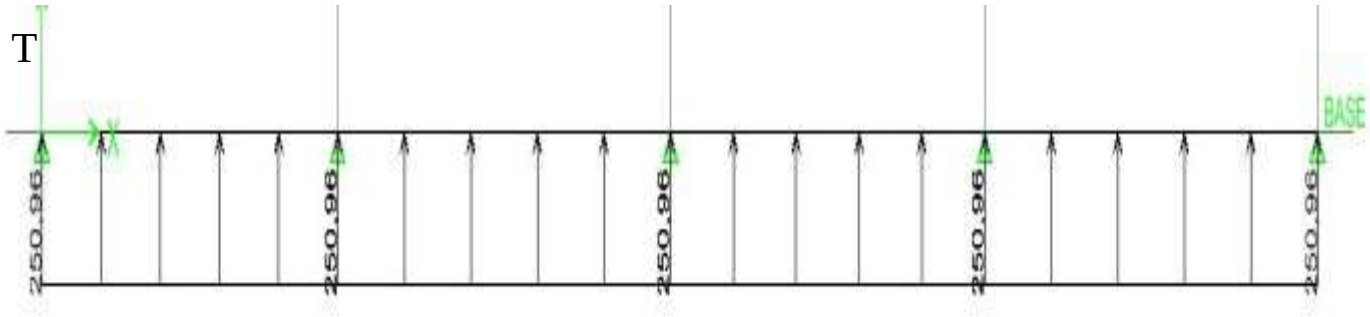


Diagramme des efforts normal à l'ELU

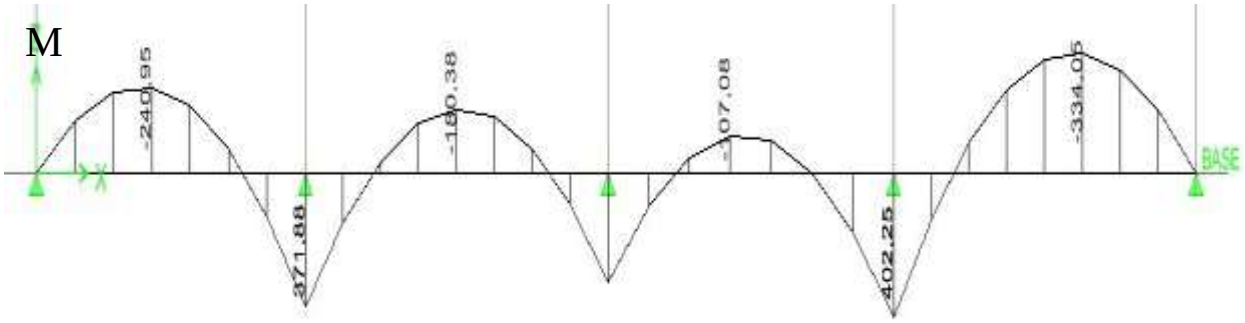


Diagramme des moments fléchissant de la nervure a L'ELU

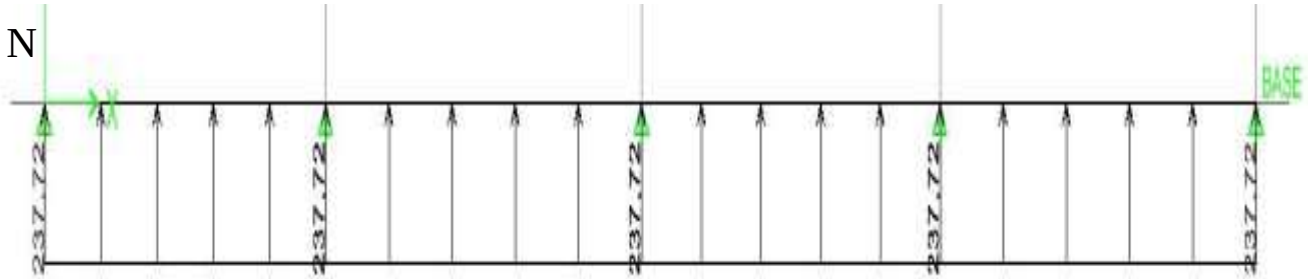


Diagramme des efforts normal à l'ELS

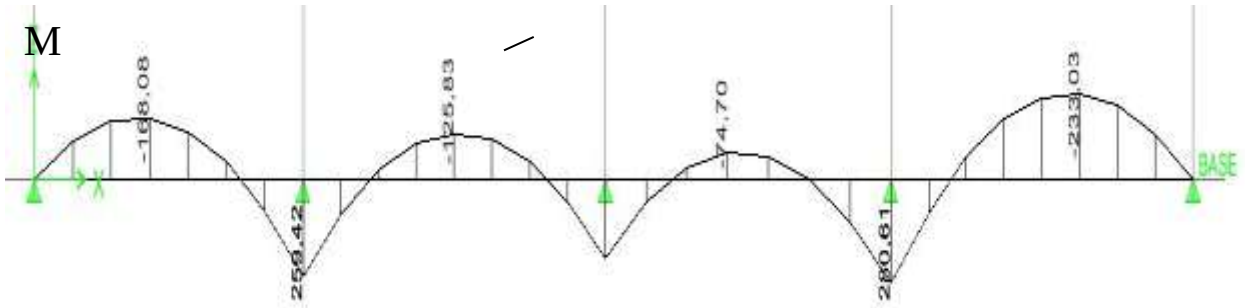


Diagramme des moments fléchissant de la nervure à l'ELS

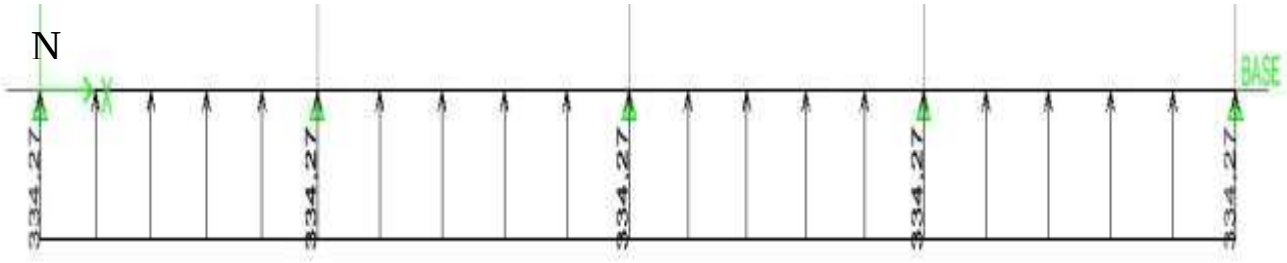


Diagramme des efforts normal à l'ELS

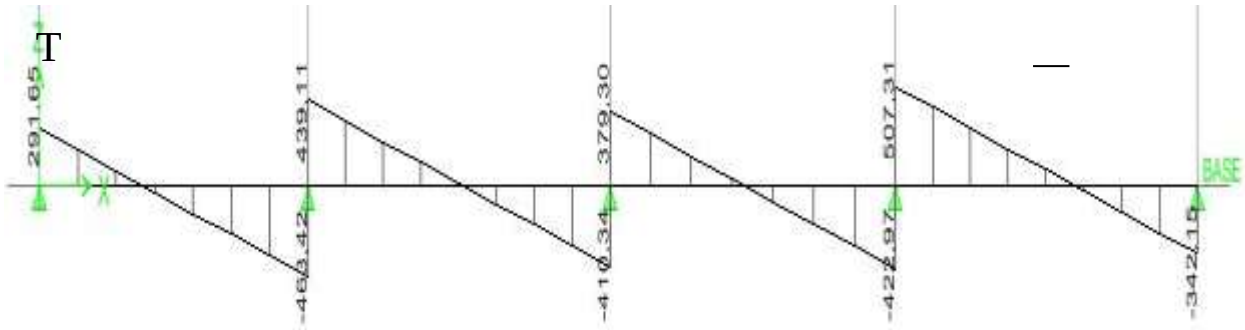


Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

VI-9-Sollicitation maximale

- **Sens longitudinal**

M_{tumax} = 415.58 KN.m
M_{aumax} =601.07 KN.m
M_{tsmax} = 290.68 KN.m
M_{asmax} =420.43 KN.m
T_{umax} =743.48 KN

- **Sens transversal**

M_{tumax} =334.05 KN.m
M_{aumax} = 402.25 KN.m
M_{tsmax} =233.03 KN.m
M_{asmax} = 280.61 KN.m
T_{umax} =507.31 KN.m

-Le ferraillage

- **Armatures longitudinales**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

b = 60cm, h = 100cm, d = 95cm, f_{bc} = 14.2 MPa, σ_{st} = 348 MPa

- **Exemple de calcul**

M_{tumax} = 415.58 KN.m; M_{aumax} = 601.07KN.m

-Aux appuis

$$u_u = \frac{M_a^{max}}{b\ xd\ \ xf_{bu}} = \frac{601.07x10^6}{600x950^2x14.2} = 0.078 < u_l = 0.392 \dots\dots\dots\dots\dots SSA$$

μ_u=0.078 β=0.959

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta x d x \text{Б}_{st}} = \frac{601.07x10^6}{0.959x950x348x100} = 18.96cm^2$$

Soit :4HA20+4HA16=20.6 cm²

		M(KN.m)	μ	β	A_{cal}(cm²)	choix	A_{adop}(cm²)
Sens longitudinal	appui	601.07	0.078	0.959	18.96	4HA20 (filante)+4HA16 chapeau	20.6
	travée	415.58	0.054	0.972	12.93	4HA20 (filante)+4HA14 chapeau	18.71
Sens transversal	appui	402.25	0.052	0.973	12.50	4HA20 (filante)+4HA16 chapeau	20.6
	travée	441.97	0.043	0.978	10.33	4HA20 (filante)+4HA16 chapeau	18.71

✓ **Vérification à l'ELU**

a. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23xbxdxf_{t28}}{f_e} = \frac{0.23x100x27x2.1}{400} = 3.26[cm^2]$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$A_{adopté}$=20.6 cm²> A_{min}= 6.88 cm² ……condition vérifiée

$A_{adopté}$= 18.71 cm²> A_{min}=6.88 cm² ……condition vérifiée

$A_{adopté}$= 20.6 cm²> A_{min}=6.88 cm² ……condition vérifiée

$A_{adopté}$=18.71 cm²> A_{min}= 6.88 cm² ……condition vérifiée

✓ **Contrainte de cisaillement**

T_{umax}=743.48KN

$\tau_u = \frac{T_U}{bxd} \leq \tau = min$ ([0.15fc28/1.5] ;4MPa)=min(2.5MPa ;4MPa)=2.5MPa

$\tau_u = \frac{743.48x10^3}{600x950} = 1.30MPa \leq \tau = min$ ≤ τ=2.5MPa……..condition vérifiée

-Armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99)

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales ϕ=8mm

On prend un cadre et un étrier de ϕ=8mm

✓ **En zone nodale**

min{h/4 :12ϕl}=min{100/4 ;12x2}=24 soit S_t=20cm

✓ **En zone courante**

$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm$ soit S_t=20cm

-Armatures transversales minimales

A_t^{min}=0.003 x S_t x b = 0.003 x20x60 =3.6cm²

A_t^{min} = 3.6cm²

Soit A_t=8HA8=4.02cm²

➢ **Vérification à l'ELS**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

✓ **Sens X-X**

- **Aux appuis** $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{601.07}{420.43} = 1.43$ avec μ_u=0.078 α=0.1016

$\alpha = 0.1016 \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100}$ =0.47 ……..condition verifiée

-En travée $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{334.05}{233.03} = 1.43$ avec μ_u=0.043 α=0.0562

$\alpha = 0.0562 \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100}$ =0.47……condition verifiée

✓ **Sens Y-Y**

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{402.25}{280.61} = 1.50 \quad \text{avec } \mu_u=0.052 \quad \alpha=0.0667$$

$$\alpha = 0.0667 \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.5 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition verifiée}$$

-En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{334.05}{233.03} = 1.43 \quad \text{avec } \mu_u=0.043 \quad \alpha=0.0562$$

$$\alpha = 0.0562 \leq \frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{condition verifiée}$$

Conclusion

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

➢ **Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2)**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leurs section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

Ap =3cm²/ml=3cm² Par paroi.

Soit : **2HA14 = 3,08cm²**

Chapitre VII : Etude du mur plaque

VII-INTRODUCTION:

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute Surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VII- 1) Pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le (**Art 10.1.2 RPA99/2003**) doit être supérieure ou égale à 15cm.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $\mathbf{A_{min} = 0.10\%.b\ h}$

VII-2- Méthode de calcul:

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

VII-3- Détermination des sollicitations:

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont ; σh et σv tel que:

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = q + \gamma . H$$

$$K_0 = 1 - \sin\varphi / \cos\varphi$$

Avec : K_0: coefficient de poussée des terres

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

VII-4 - Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- ✓ Surcharge éventuelle : q = 10 KN/m².
- ✓ Poids volumique des terres : γ= 18 kN/m 3.
- ✓ Angle de frottement interne : ρ = 30°.
- ✓ Cohésion : C = 0
- ✓ La contraint admissible de sol : σ sol = 2 bars.
- ✓ β = 0 : angle de la surface du remblai horizontal.
- ✓ λ= 0 : la paroi de mur est verticale.
- ✓ δ = 0 : obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

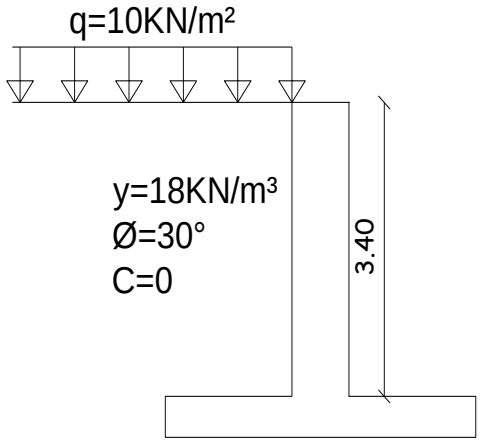


Schéma statique du mur plaque

Contrainte de la poussée des terres:

$$K_0 = 1 - \frac{sin\varphi}{cos\varphi}$$

$$K_0 = 1 - \frac{sin30}{cos30} = 0.577$$

5- Calcul des sollicitations :

- **ELU :**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_V$

$\sigma_h = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$

$\sigma_h = 0.577(1.35 \times 18 \times h + 1.5 \times 10)$

$\sigma_h = 14.02h + 8.65$

h=0m $\rightarrow \sigma_{h1} = 14.02x0 + 8.65 =$ **8.65kN/m²**

h=3.40m $\rightarrow \sigma_{h2} = 14.02x3.40 + 8.65 =$ **56.32kN/m²**

σ_{h1}=8.65kN/m²

σ_{h2}=56.32kN/m²

- **ELS :**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_V$

$\sigma_h = K_0(\gamma \times h + q)$

$\sigma_h = 0.577(18 \times h + 10)$

$\sigma_h = 10.386h + 5.77$

h=0m $\rightarrow \sigma_{h1} = 010.386x0 + 5.77 =$ **5.77 kN/m²**

h=3.40m $\rightarrow \sigma_{h2} = 10.386x3.40 + 5.77 =$ **41.08 kN/m²**

σ_{h1}=5.77kN/m²

σ_{h2}=41.08kN/m²

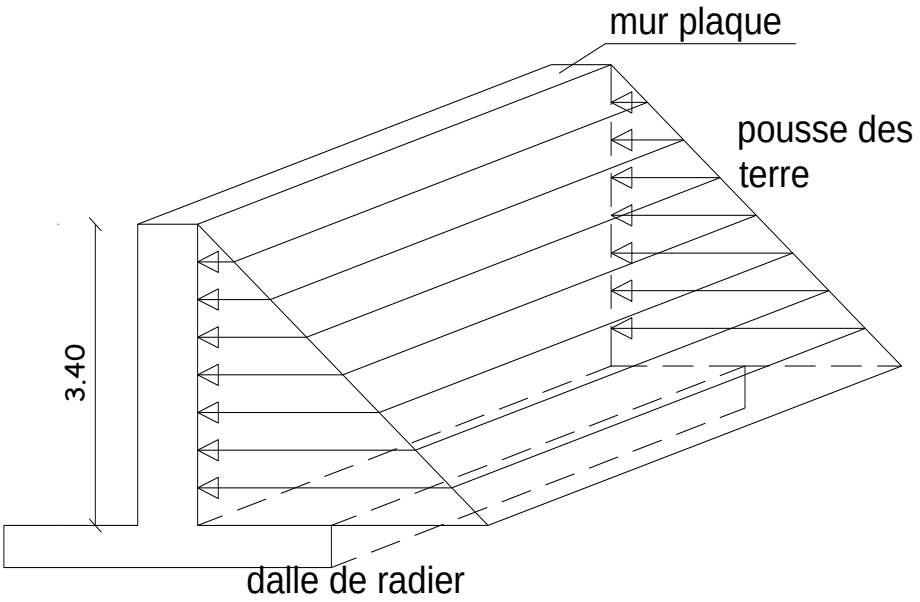
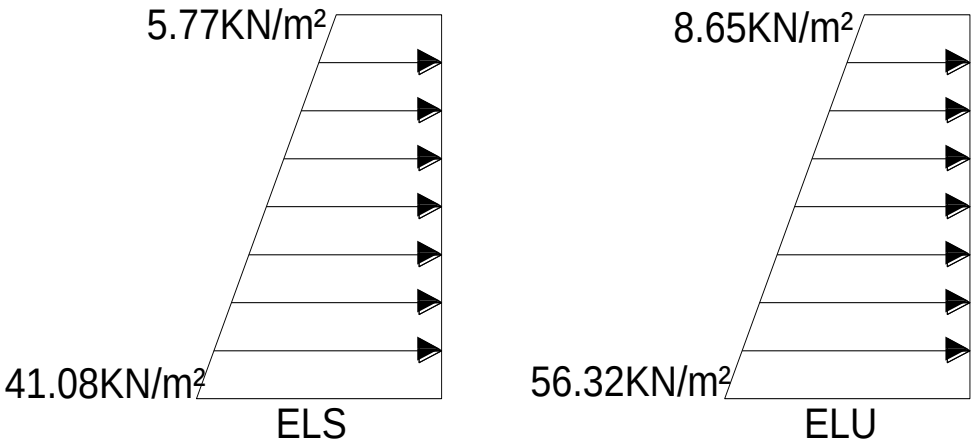


Schéma statique du mur plaque



diagrammes des contraintes

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m

- **A l'ELU:**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2}+\sigma_{h1}}{4x1}$$

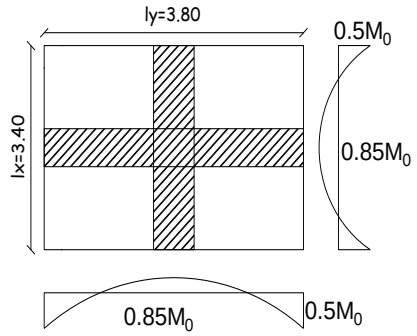
$$q_u = \frac{3x56.32+8.65}{4x1} = 44.40KN/m$$

- **A l'ELS:**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2}+\sigma_{h2}}{4x1}$$

$$q_s = \frac{3x41.08+5.77}{4x1} = 32.25KN/m$$

6-Ferraillage de mur plaque:



a- Identification des panneaux:

On a : $\rho = L_X/L_y$

Avec: $L_x = 3.40m$

$L_y = 3.80$ m

$\rho = 3.40/3.80 = 0.89$ **$\rho = 0.89$**

Donc : $0,4 < \rho = 0.89 < 1$ ……. **le panneau travaille dans les deux sens.**

- **A l'ELU :**

$\rho = 0.66 \rightarrow \mu_x = 0.0468$

$\mu_y = 0.759$

$M_{0X} = \mu_x \times q l^2_x$

$\mu_y = 0.0468 \times 44.40 \times 3.4^2 = 24.02$ kN.m

$M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X}$

$M_{0Y} = 0.759 \times 24.02 = 18.23$ kN.m

b-Correction des moments

Sens X-X :

Aux appuis : $Ma = 0.5M_{0X} = 0.5 \times 24.02 = 12.01$ kN.m

En travée : $Mt = 0.85M_{0X} = 0.85 \times 24.02 = 20.42$kN.m

Sens Y-Y :

Aux appuis : $Ma = 0.5M_{0Y} = 0.5 \times 18.23 = 9.12$ kN.m

En travée : $Mt = 0.85M_{0Y} = 0.85 \times 18.23 = 15.50$ kN.m

- **A l'ELS:**

$\rho = 0.66 \rightarrow \mu_x = 0.0539$

$\mu_y = 0.832$

$M_{0X} = \mu_x \times q l^2_x$

$\mu_y = 0.0539 \times 32.25 \times 3.4^2 = 20.09$kN.m

$M_{0Y} = \mu_Y \times M_{0X}$

$M_{0Y} = 0.832 \times 20.09 = 16.72$kN.m

c-Correction des moments

Sens X-X :

Aux appuis : Ma = $0.5M_{0X}$ = 0.5 x 20.09 = 10.05kN.m

En travée : Mt = $0.85M_{0X}$ = 0.85 x20.09= 17.08kN.m

Sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0Y}$ = 0.5 x 16.72 = 8.36kN.m

En travée : $M_t = 0.85M_{0Y}$ = 0.85 x 16.72 = 13.38 kN.m

7-Calcul des sections d'armatures :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et à la travée

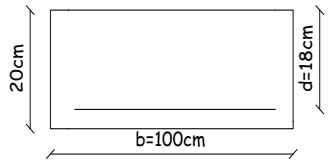


figure une section rectangulaire d'une bande de 1m

b-Les armatures verticales :

$\mu=Mu/bd^2f_{bc}$ Avec **$f_{bu}=14.2$ MPa**

$As=Mu/\beta\ d\ \sigma_{st}$ avec **$\sigma_{st}=348$ MPa**

Armatures minimales :
R.P.A: $A_{min}= 0.1\%.b.h$
BAEL: $A_{min}=0.23.b.d.f_{tj}/f_e$
Le résumé de calcul sera donnee' dans le tableau suivant :

sens	zone	M_u KN.m	μ_μ	μ_l	section	β	A(cm²)	A_{min}(cm²)	Aadoptee Cm²	st
X-X	appuis	12.01	0.026	0.392	SSA	0.987	1.94	2	5HA12=5.65	25
	travée	20.42	0.044	0.392	SSA	0.978	3.33	2	5HA12=5.65	25
Y-Y	appuis	9.12	0.020	0.392	SSA	0.990	1.47	2	5HA10=3.92	25
	travée	15.50	0.034	0.392	SSA	0.983	2.52	2	5HA10=3.92	25

c- Recommandations du RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% B dans les deux sens (horizontal et vertical)

- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2$ cm2

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m2 de HA8

d-vérification à l'ELS :

Vérification de la contrainte dans le béton

La vérification consiste à limitée les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus. Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

On doit vérifier que :

Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

Ou bien: $\alpha \leq \gamma - 12 + \frac{fc28}{100}$;avec $\gamma = M_U / M_S$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u})$

- Pour l'acier aucune limitation des contraintes, lorsque les fissurations considérants comme peu préjudiciable.

sens	zone	M_u	M_s	μ	γ	α	$\gamma - 1/2 + f_{c28}/100$	observation
X-X	Appuis	12.01	10.05	0.022	1.29	0.027	0.35	Vérifiée
	Travées	20.42	17.08	0.037	1.20	0.047	0.35	Vérifiée
Y-Y	Appuis	9.12	8.36	0.018	1.09	0.022	0.29	Vérifiée
	Travées	15.50	14.21	0.031	1.09	0.039	0.29	Vérifiée

Tableau VII-1: Vérification de la contrainte de voile périphérique pour le béton à l'ELS

Donc les armatures calculées à ELU sont maintenues.

La condition $\alpha \leq \gamma - 12 + fc28/100$ est vérifiée donc: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

E–Etat limite de déformation:

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées

$h/l \geq 1/16$ $h/l \geq M_t/10\ M_0$ $A/bd \leq 4,2/f_e$

Avec :

h_t : Hauteur total **20 cm**

L : portée entre nus d'appuis **b=1 m**

M_t^{max} : Moment max a l'ELS

Mt = 18.591KN.m

M_0 : Moment max de la travée isostatique

$M_0 = qs \times l28 = 29.606 \times 3.0628 = 34.65$ kN.m

M_0=34.65 kN.m

A_{st} : Section des armatures **5.65 cm2**

b : largeur de la section **100 cm**

d : hauteur utile de la section droite **18 cm**

AN :

1)h/l=0.2≥116 →**La condition est verifié**e

2) h/l=0.2≥Mt/10 M0=17.08/10×46.60=0.037…… **La condition est verifiée**

3) A/bd=5.65/100×18=0.0031≤4,2/fe=4.2/400=0.011 ……**La condition est verifiée**

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

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, sis en zone de sismicité moyenne II, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises, lors de notre formation et surtout d'apprendre les différentes techniques de calculs, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié. A présent que l'étude de notre structure est achevée, nous avons constaté :

- Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.
- Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferraillage des voiles.
- Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferraillage dans chaque élément avec ses efforts propres.
- En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur

le calcul, nous espérons que ce modeste travail sera un apport et support pour les promotions à venir

Bibliographie

Règlement

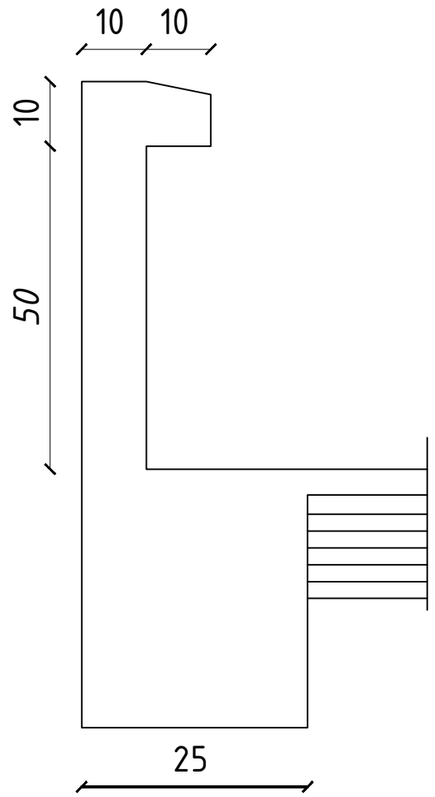
- Règles parasismique Algérienne RPA99/modifiée 2003.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL91/modifiée 99.
- Document technique règlementaire (DTR B.C.2.2) charge permanentes et charge d'exploitation.

Logiciels

- ETABS 9.7.0.
- AUTOCAD2016.
- Logiciel de ferraillage SOCOTEC.
- Word.
- Excel.

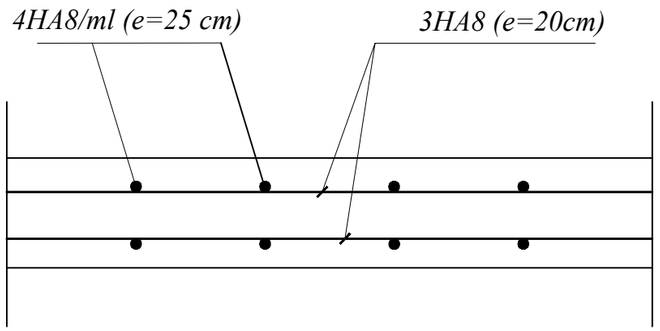
Ouvrage

- Les abaques de PIGEAUD
- Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire
- Formulaire du béton armé de Victor Davidovici
- Calcul des ouvrages en béton armé Henry Tonier
- Calcul des ouvrages en béton armé M.belazougui
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes



Coffrage de l'acrotère

Ferraillage de l'acrotère



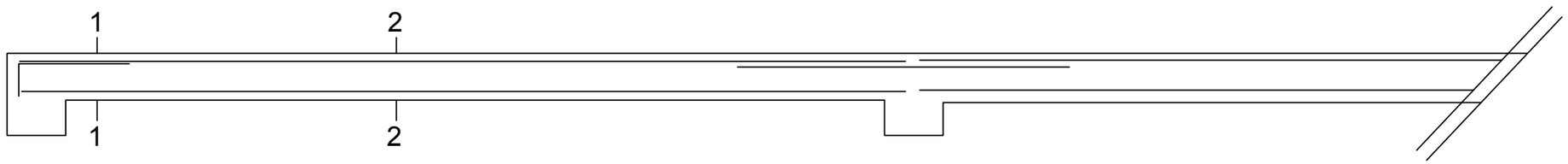
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

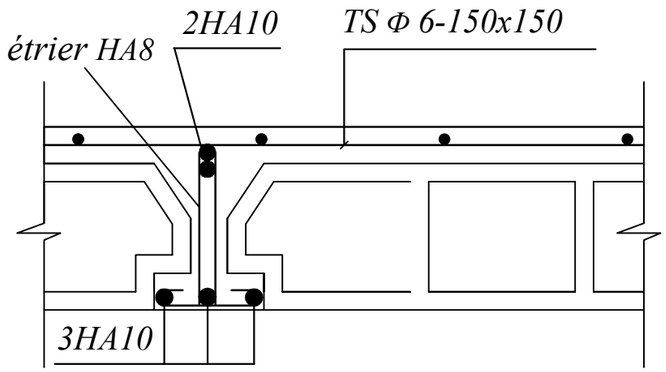
DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

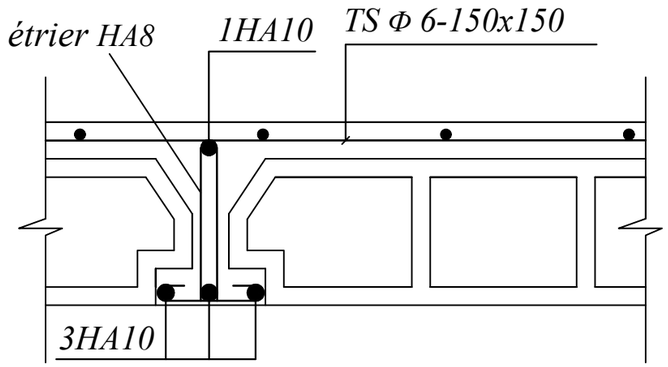
Ferraillages de L'AcrotÈre



Coupe 1 - 1



Coupe 2 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

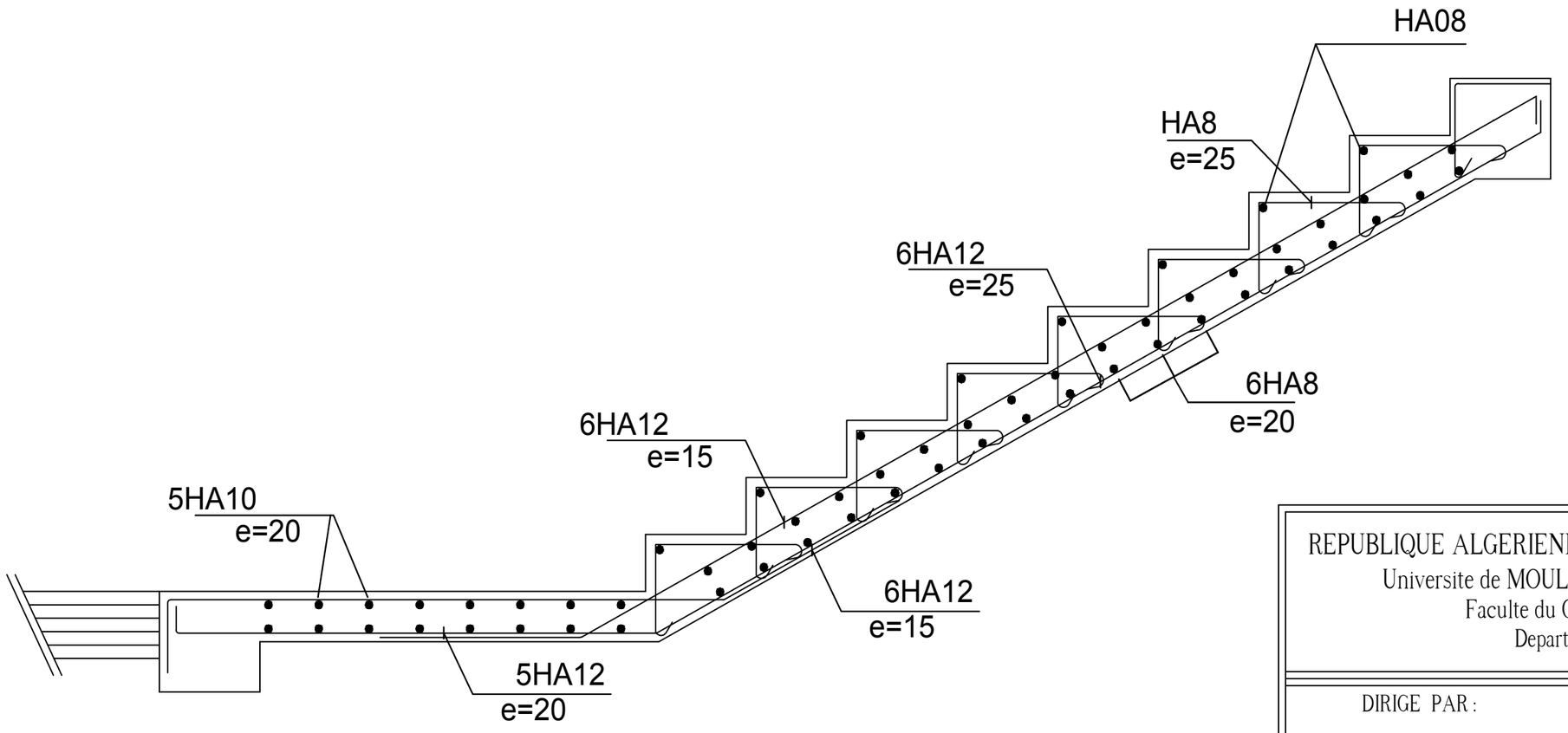
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

Ferraillages de

Plancher et poutrelles



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

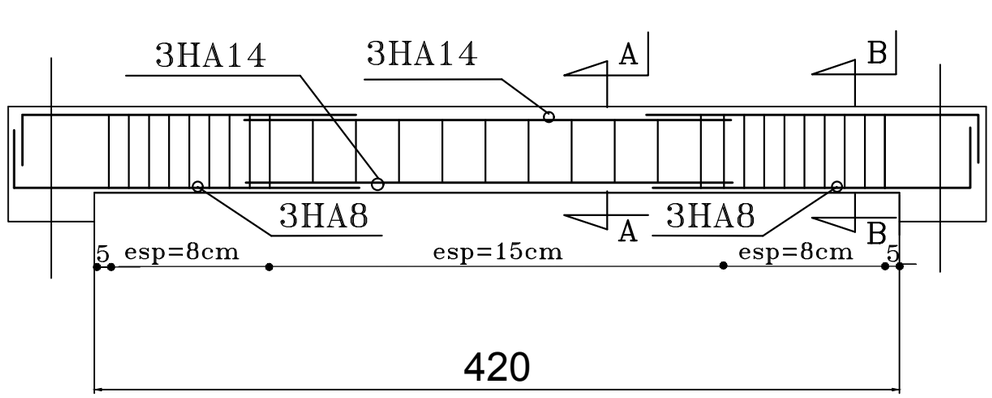
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

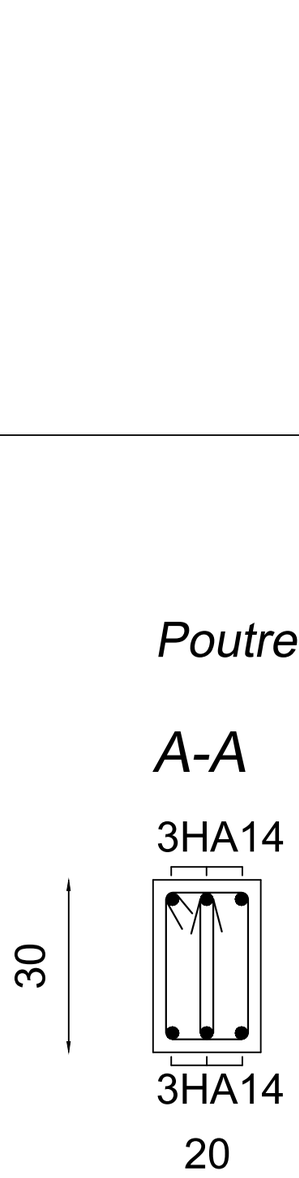
Ferraillages de L'Escalier

Poutre de Chainage 20 X 30



Poutre de Chainage

A-A



B-B

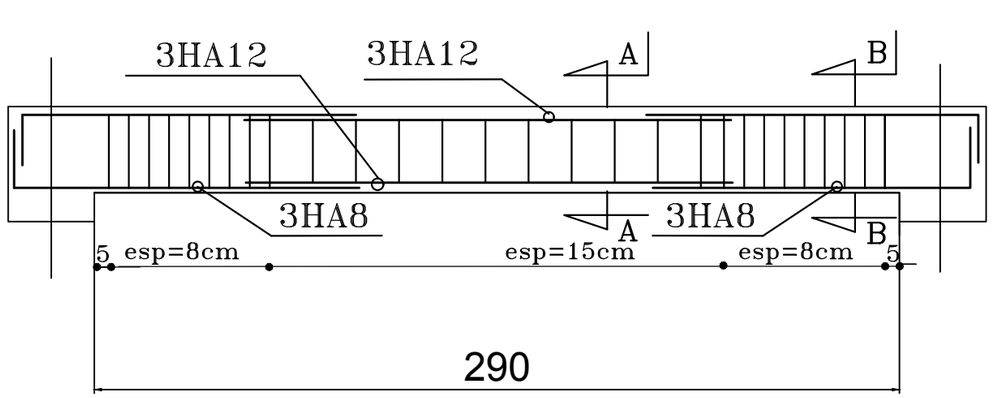
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

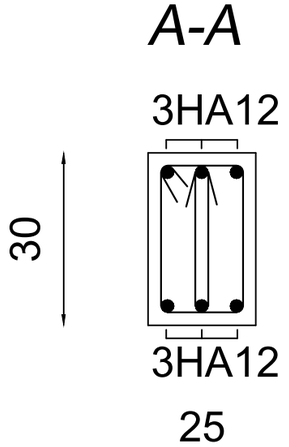
Ferraillages des Poutres Chainage

Poutres paliere 25 X 30

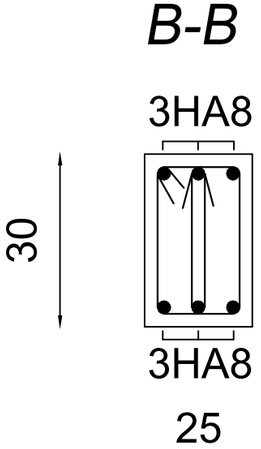


Poutres paliere

A-A



B-B

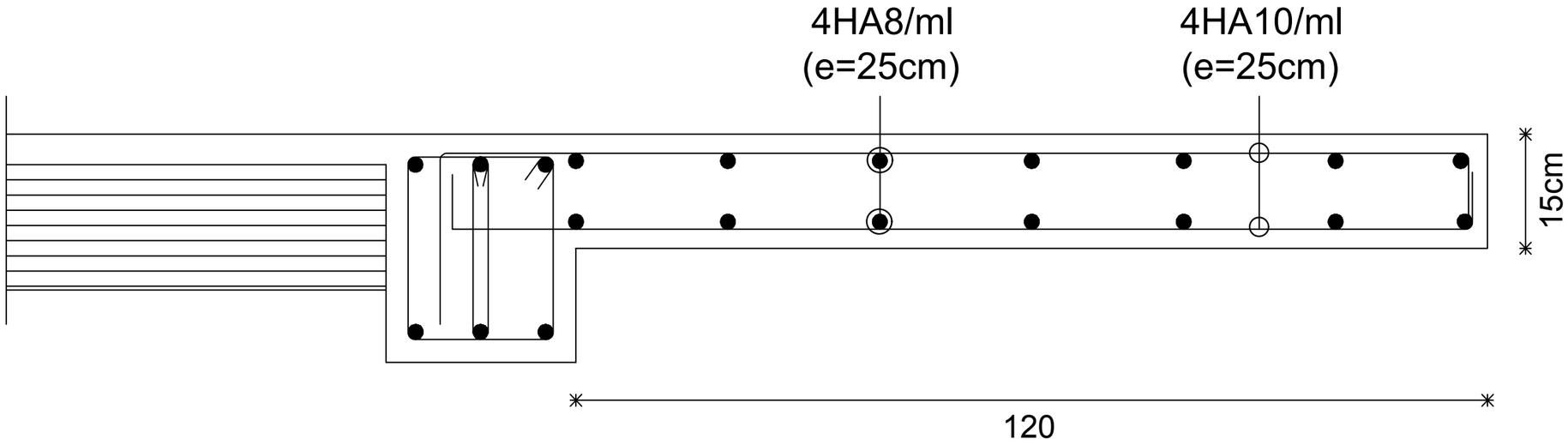


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

Ferraillages des Poutres paliere



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

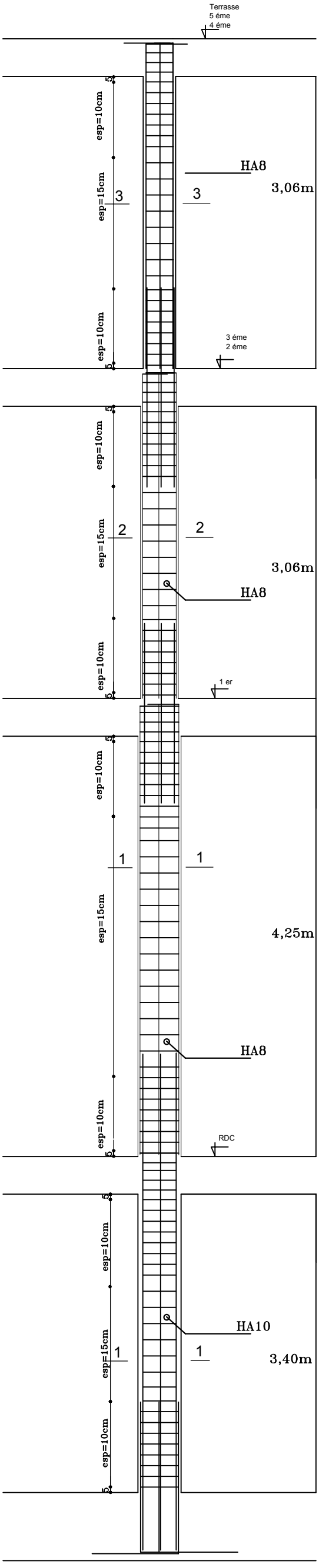
Faculte du Genie de la Construction

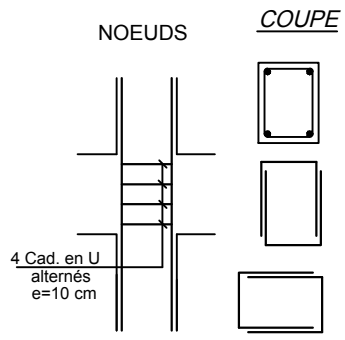
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

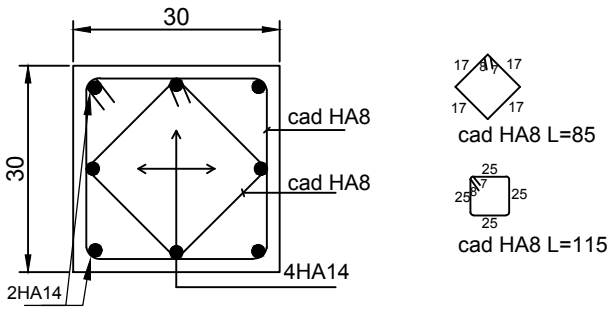
ETUDIER PAR:

Ferraillages des Balcon

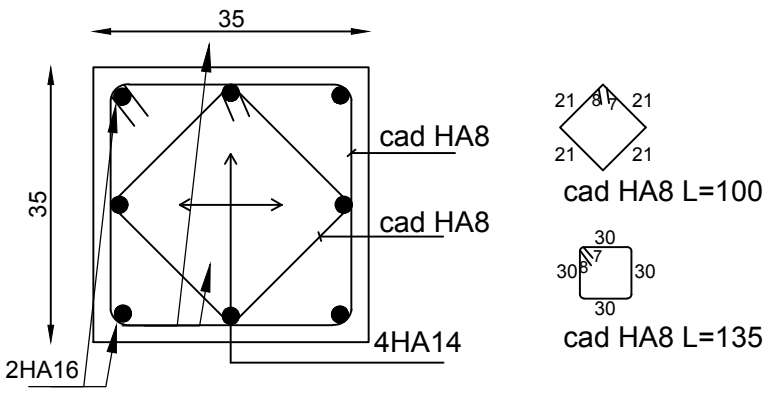




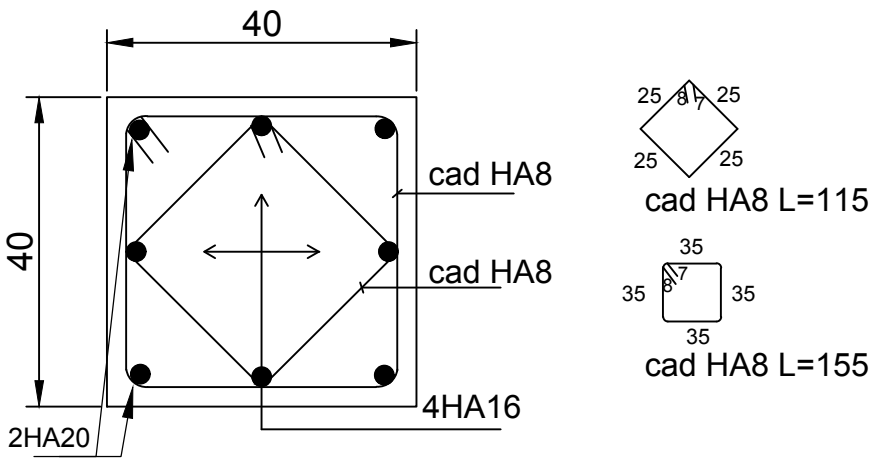
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

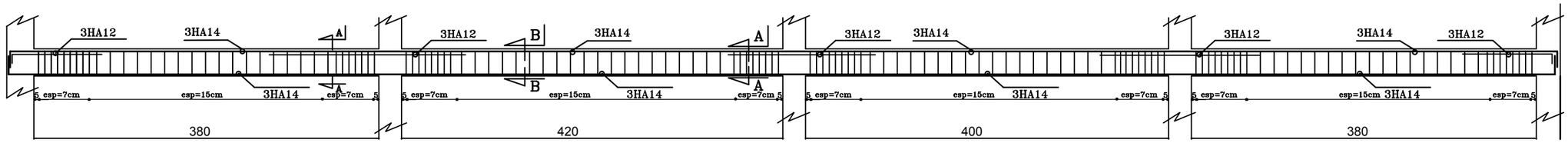
Departement de Genie Civil

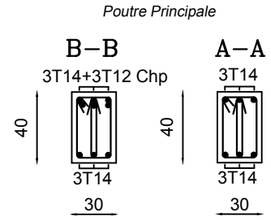
DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

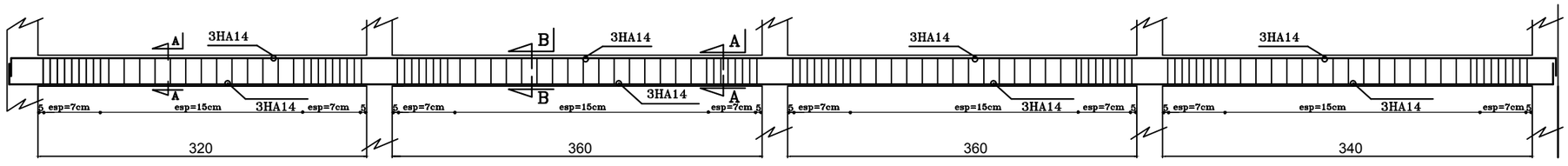
Ferraillages des poteaux

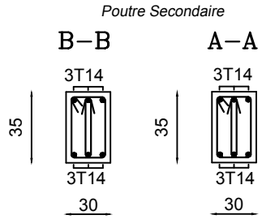
Exemple de ferraillage des Poutres Principales 30 x 40





Exemple de ferraillage des Poutre Secondaire 30 x 35



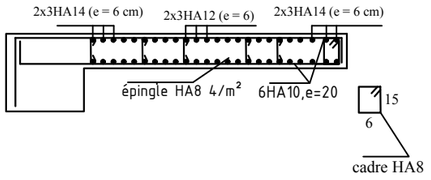


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

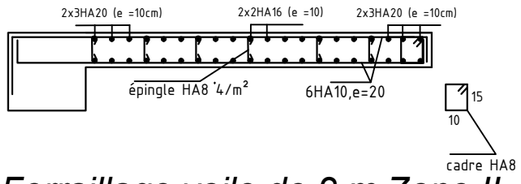
DIRIGE PAR :

Ferraillages des Poutres

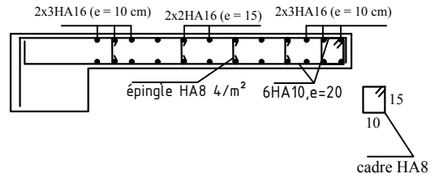
Ferraillage voile de 1,5 m Zone I



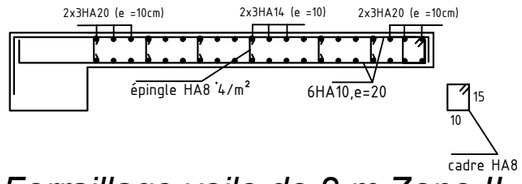
Ferraillage voile de 2 m Zone I



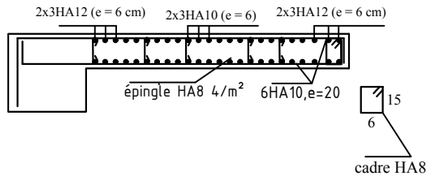
Ferraillage voile de 1,5 m Zone I



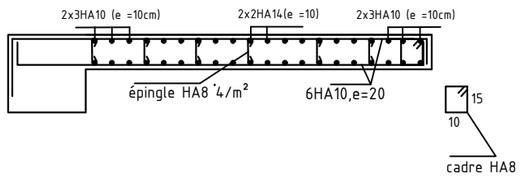
Ferraillage voile de 2 m Zone I



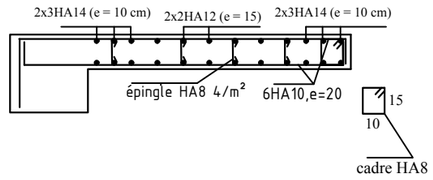
Ferraillage voile de 1,5 m Zone II



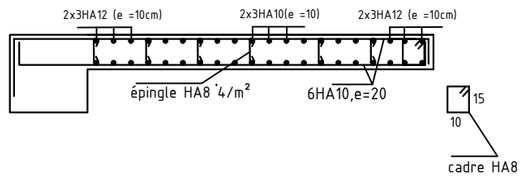
Ferraillage voile de 2 m Zone II



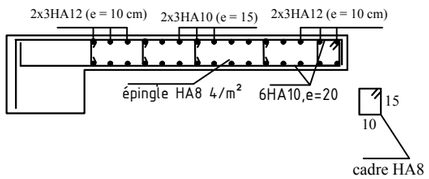
Ferraillage voile de 1,5 m Zone II



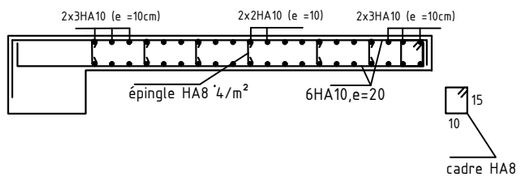
Ferraillage voile de 2 m Zone II



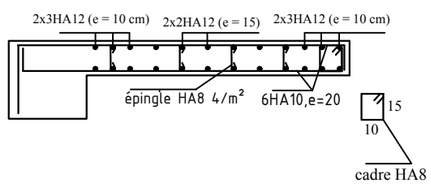
Ferraillage voile de 1,5 m Zone III



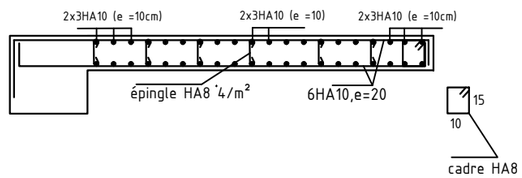
Ferraillage voile de 2 m Zone III



Ferraillage voile de 1,5 m Zone III



Ferraillage voile de 2 m Zone III



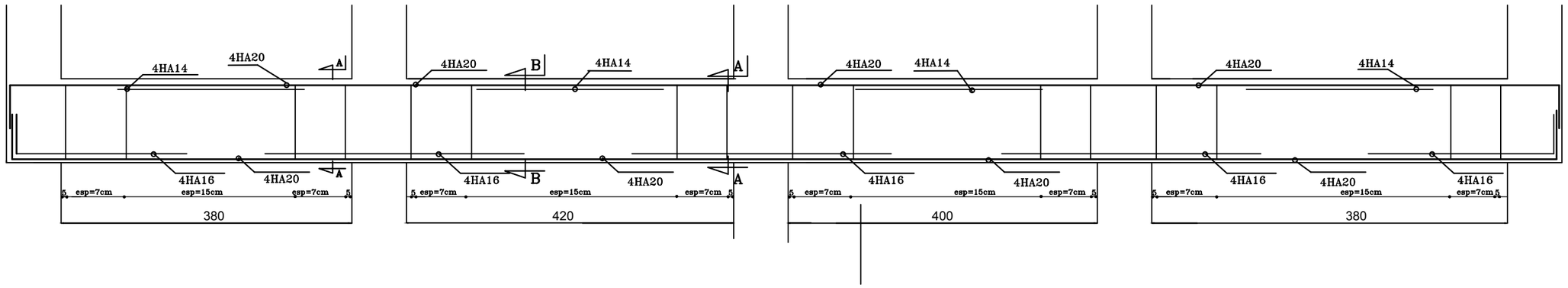
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

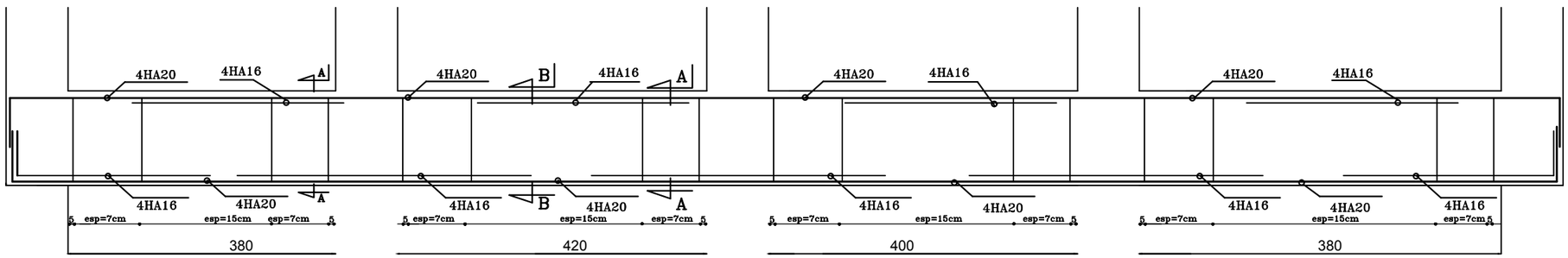
ETUDIE PAR:

Ferraillages des voiles

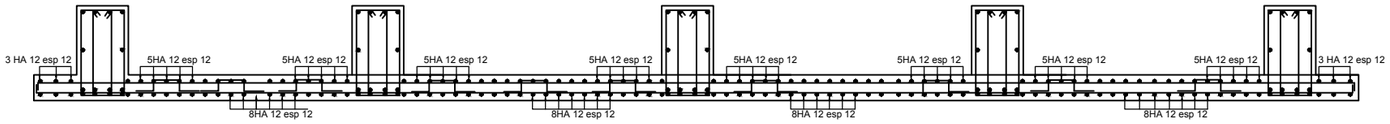
Exemple de ferraillage de Nervure sens longitudinles



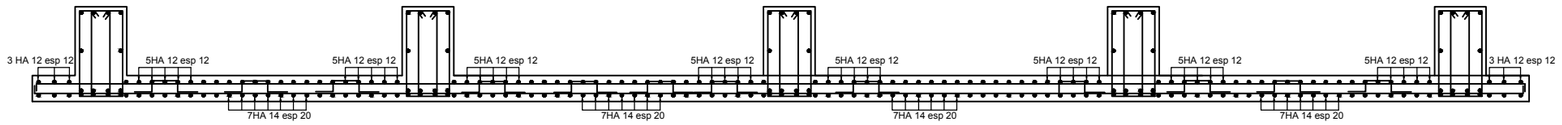
Exemple de ferraillage de Nervure sens transversal



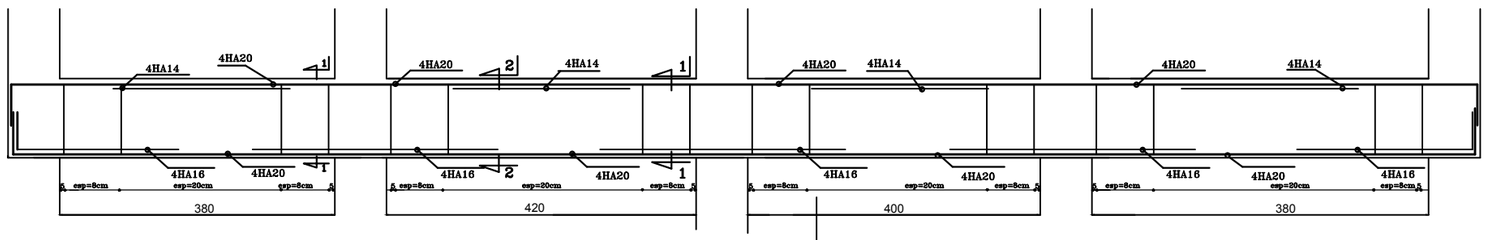
Exemple de ferraillage de Radier sens xx



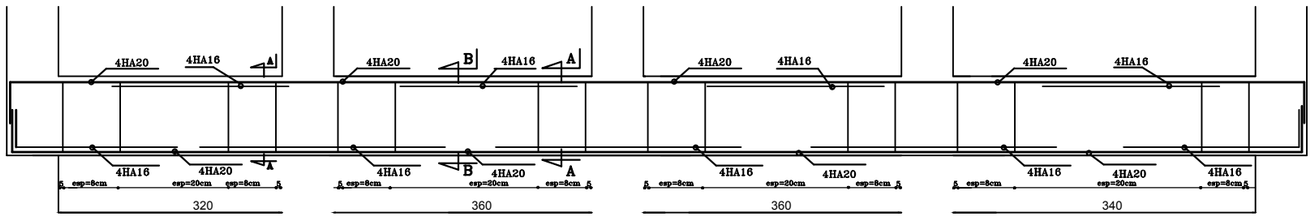
Exemple de ferraillage de Radier sens yy



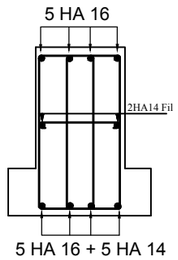
Exemple de ferraillage de Nervure sens longitudinles



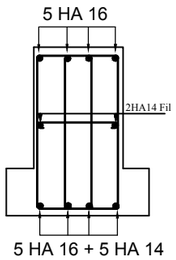
Exemple de ferraillage de Nervure sens transversal



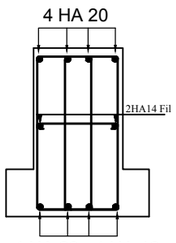
B - B



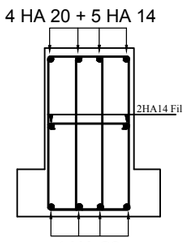
A - A



1 - 1



2 - 2

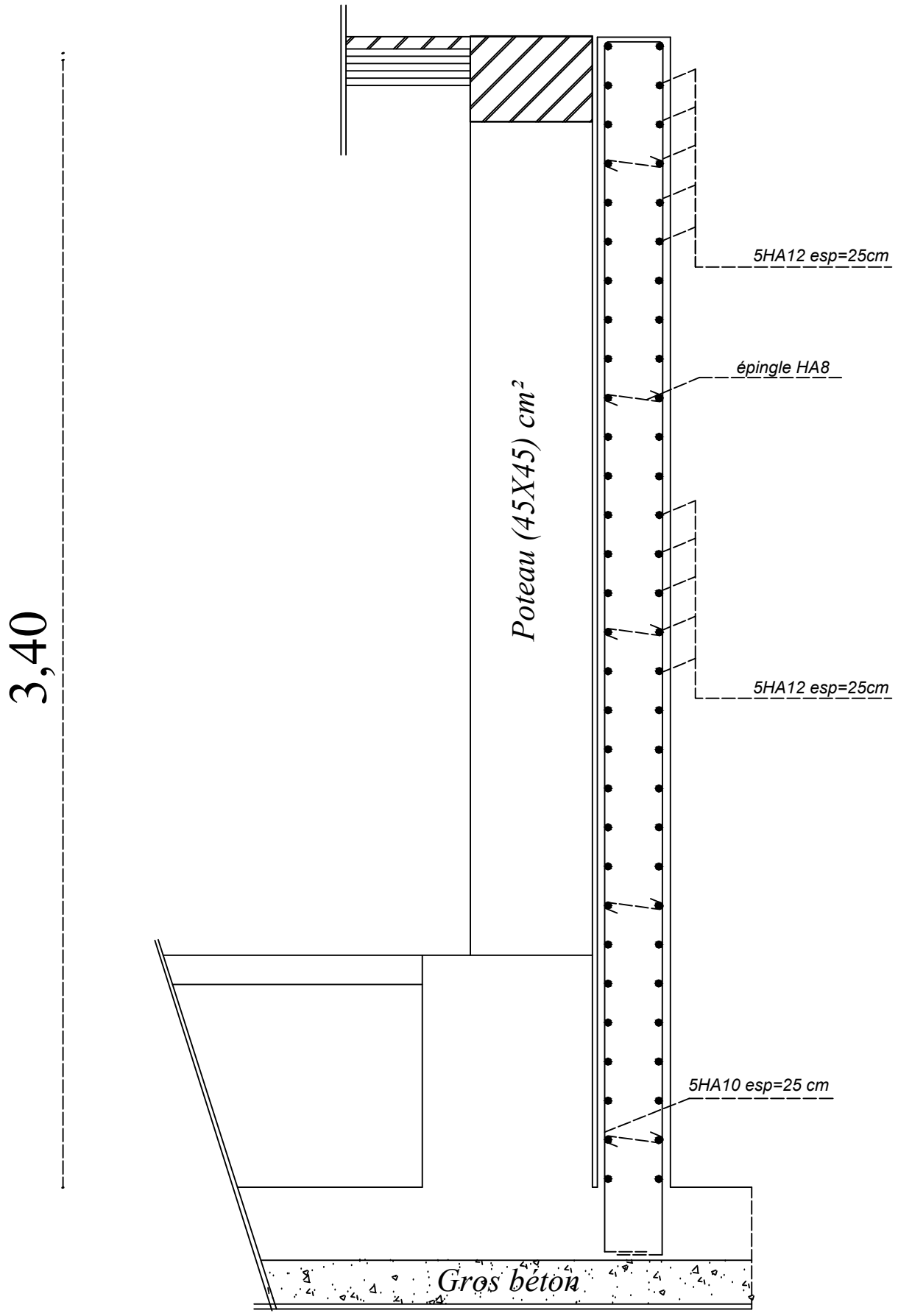


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou
Faculte du Genie de la Construction
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

Ferraillages de Radier



Radier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

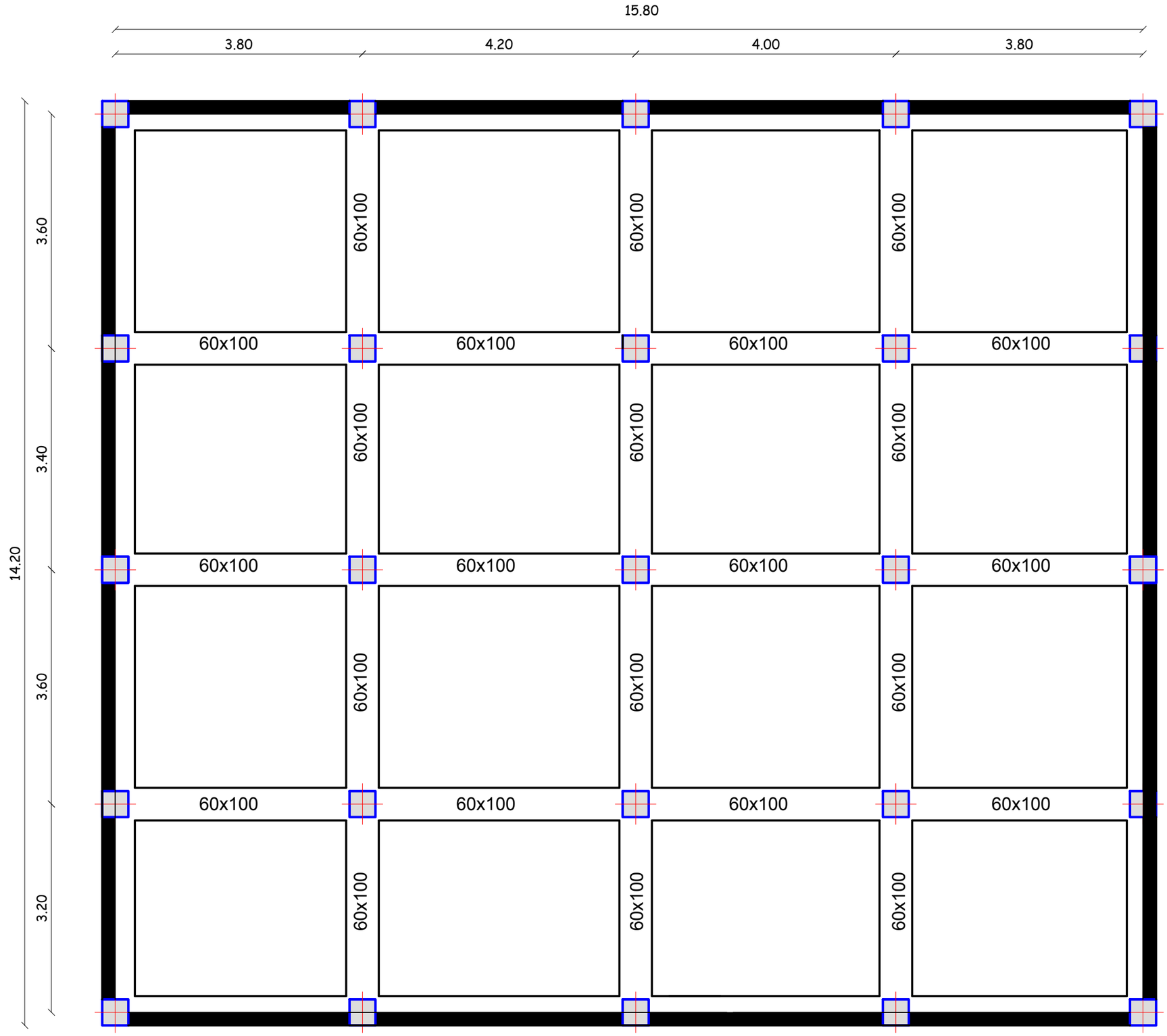
Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

ETUDIER PAR:

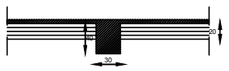
Ferraillages du Mur plaque



PLAN DU FONDATION

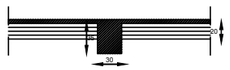
Coupe 1-1

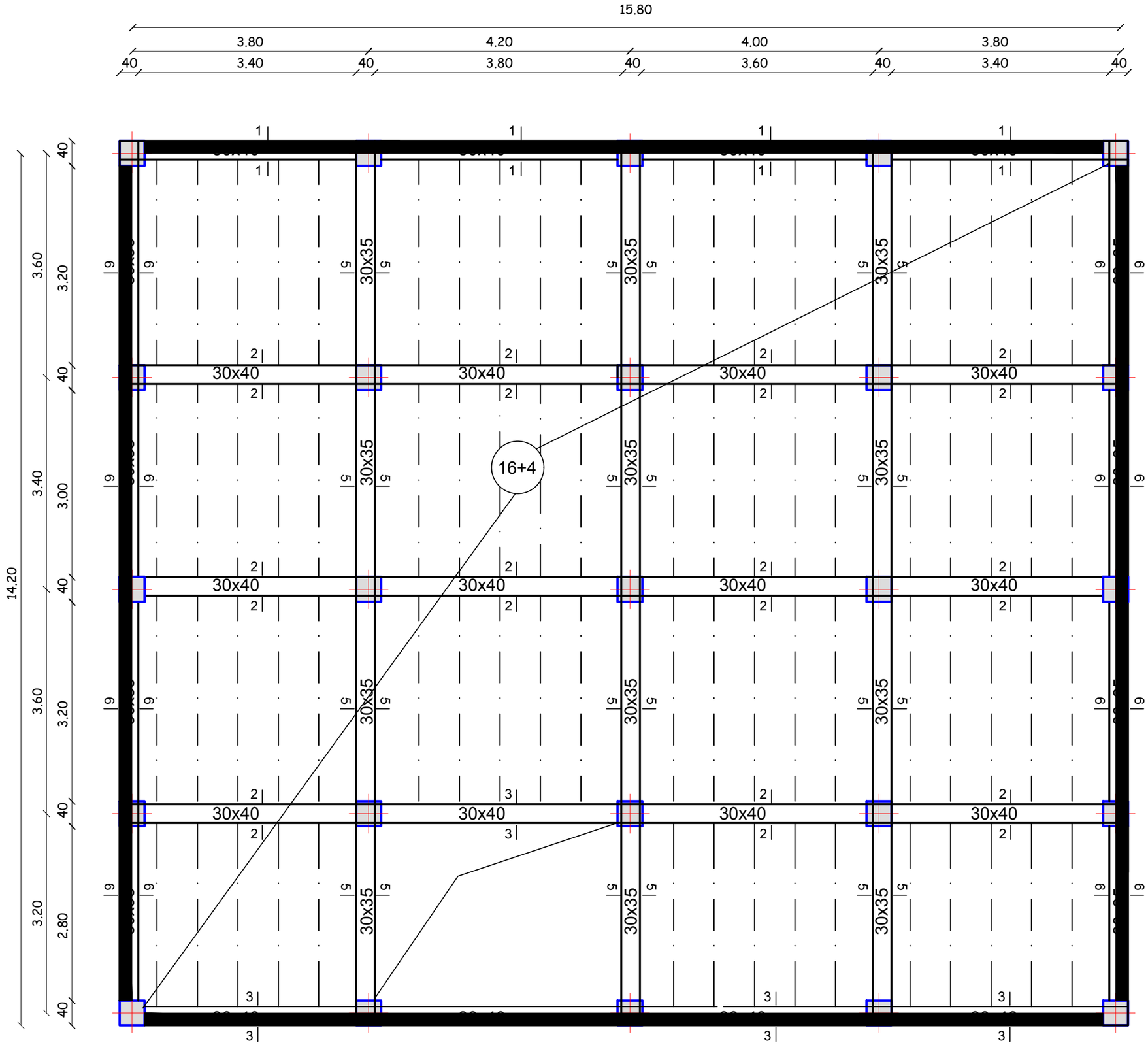
Coupe 2-2



Coupe 6-6

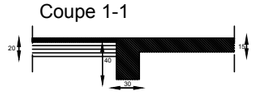
Coupe 5-5





PLAN DU S-SOL

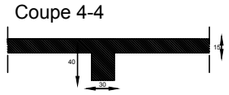
Coupe 1-1



Coupe 2-2

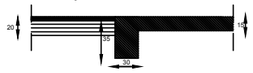
Coupe 3-3

Coupe 4-4

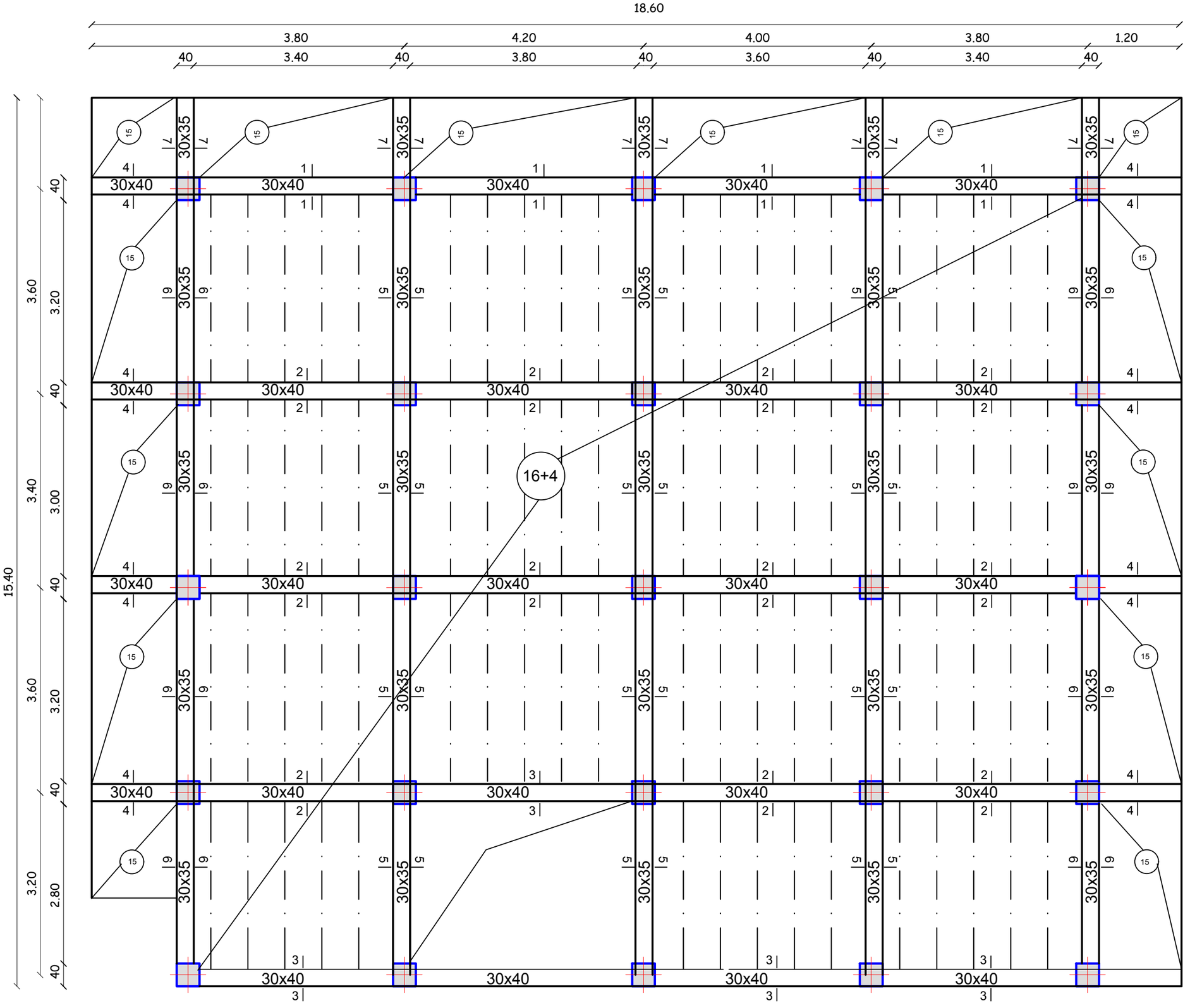


Coupe 5-5

Coupe 6-6



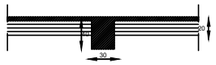
Coupe 7-7



PLAN DU RDC

Coupe 1-1

Coupe 2-2

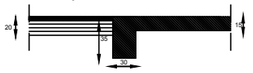


Coupe 3-3

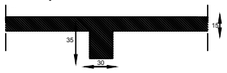
Coupe 4-4

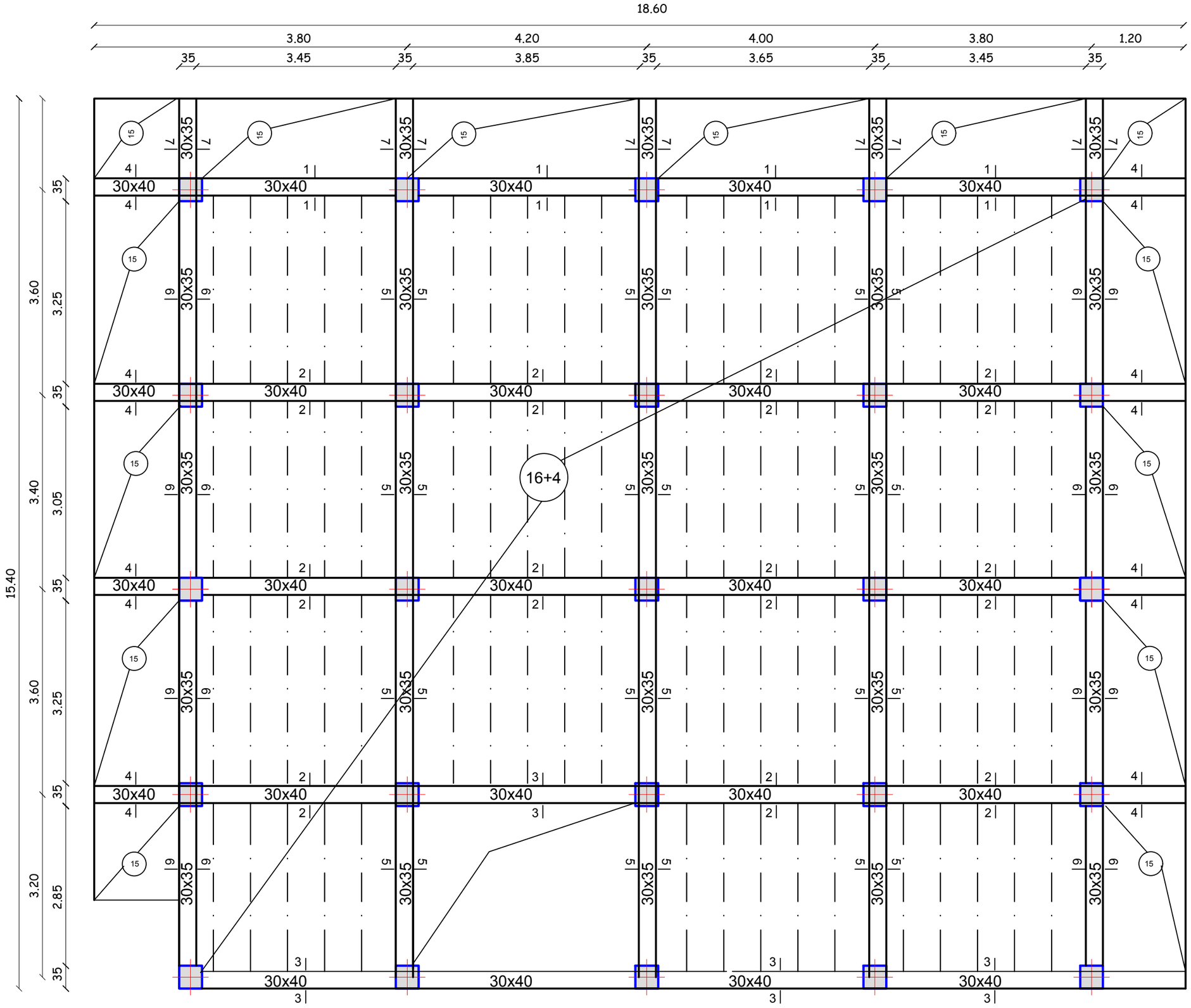
Coupe 5-5

Coupe 6-6



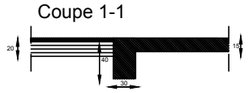
Coupe 7-7



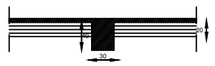


PLAN DU 1 er et 2 éme

Coupe 1-1

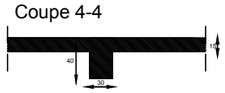


Coupe 2-2

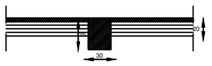


Coupe 3-3

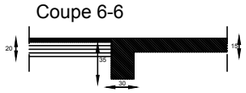
Coupe 4-4



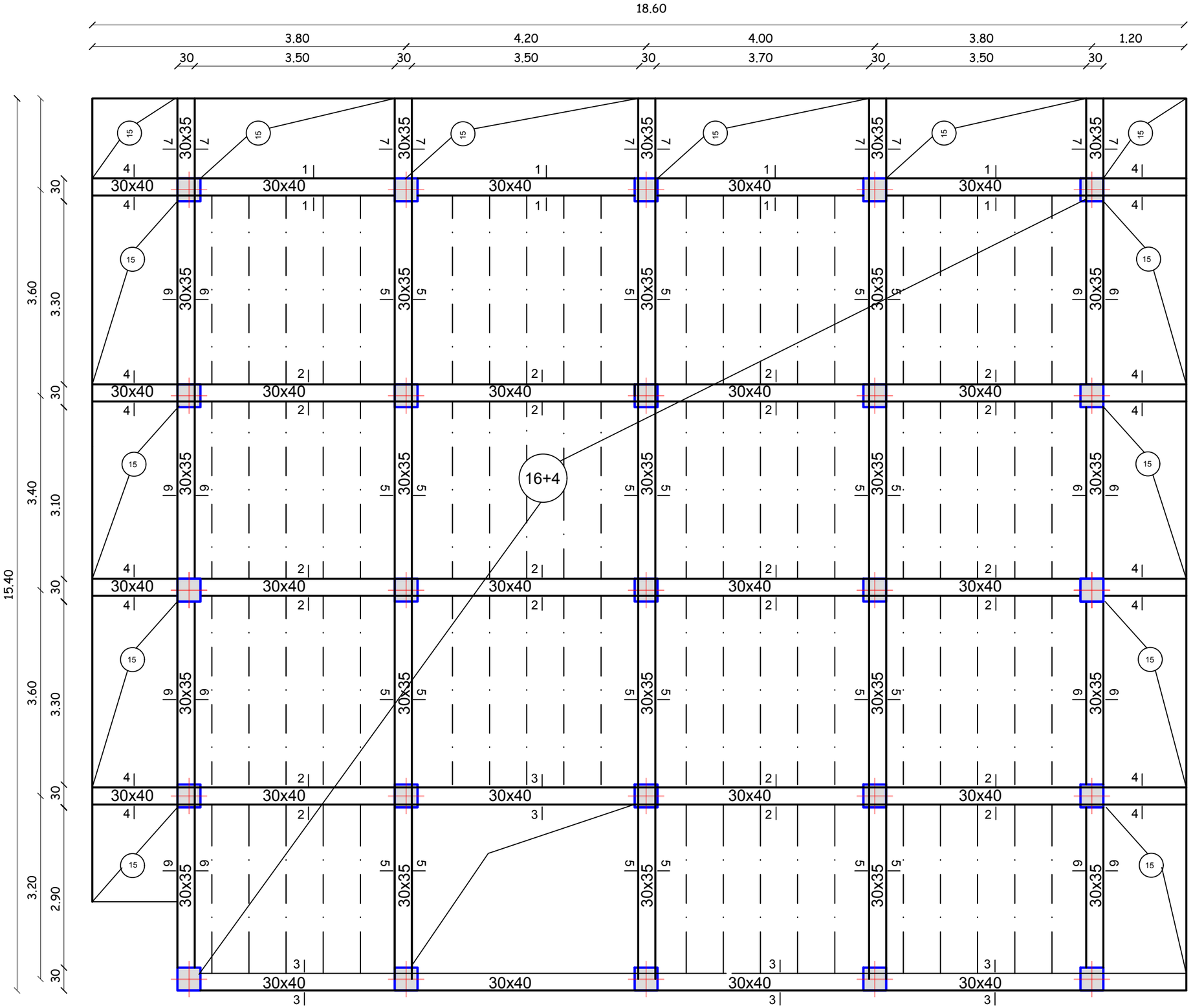
Coupe 5-5



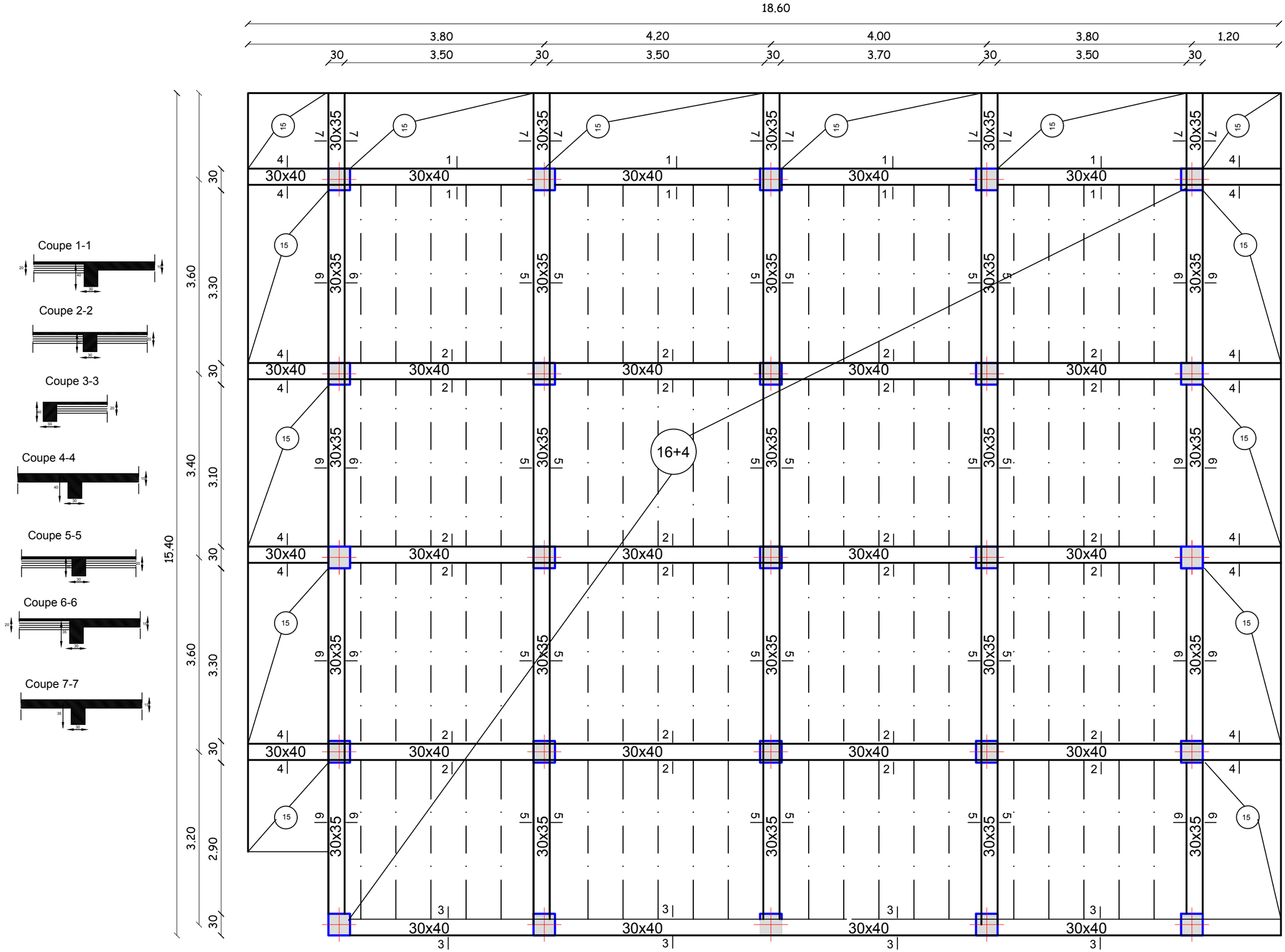
Coupe 6-6



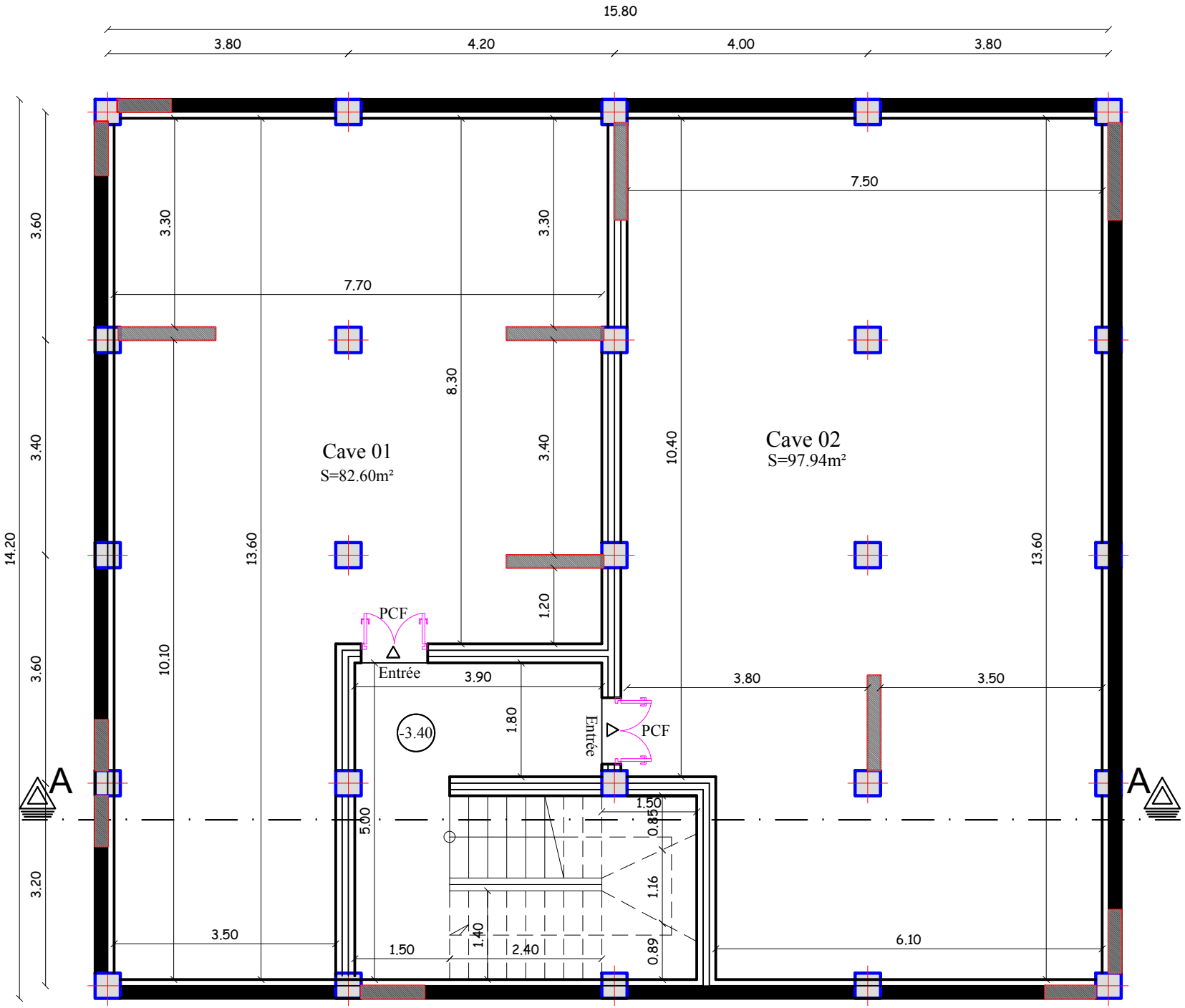
Coupe 7-7



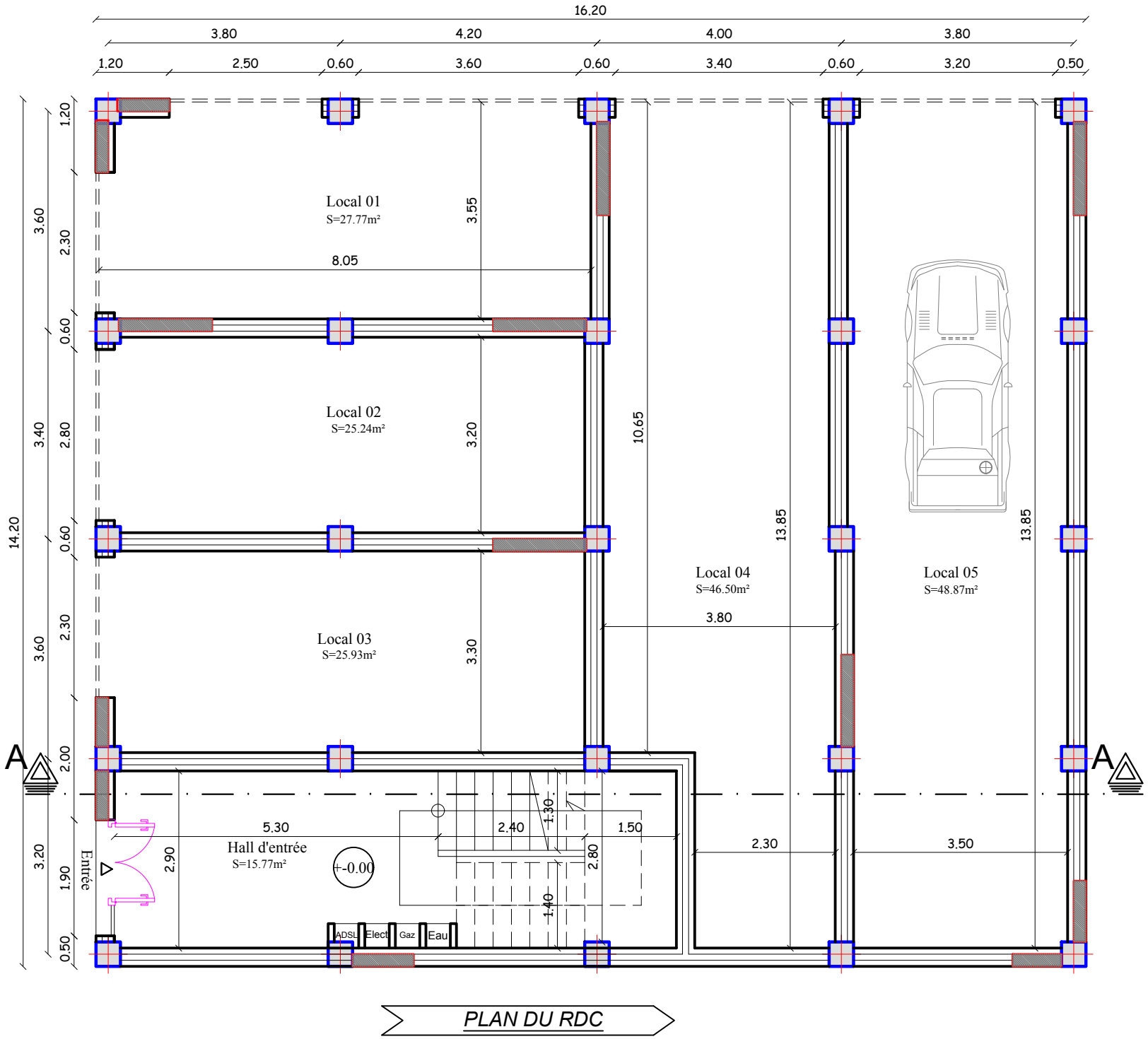
PLAN DU 3 éme et 4 éme


18.60
3.80
4.20
4.00
3.80
1.20
30
3.50
30
3.50
30
3.70
30
3.50
30
Coupe 1-1
Coupe 2-2
Coupe 3-3
Coupe 4-4
Coupe 5-5
Coupe 6-6
Coupe 7-7
15.40
3.60
3.40
3.20
3.30
3.10
2.90
30
30x40
30x35
16+4
15

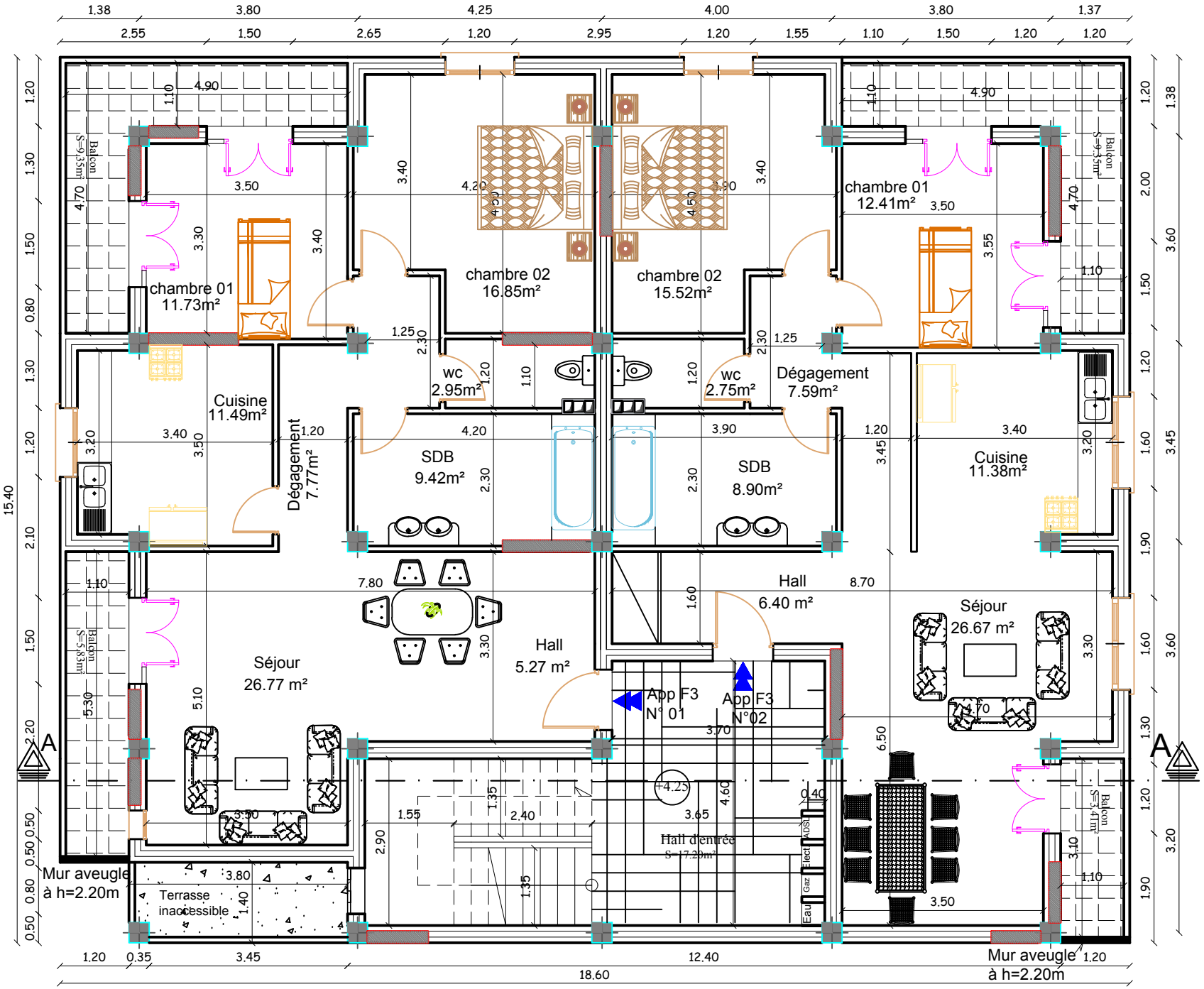
PLAN DU 5 éme



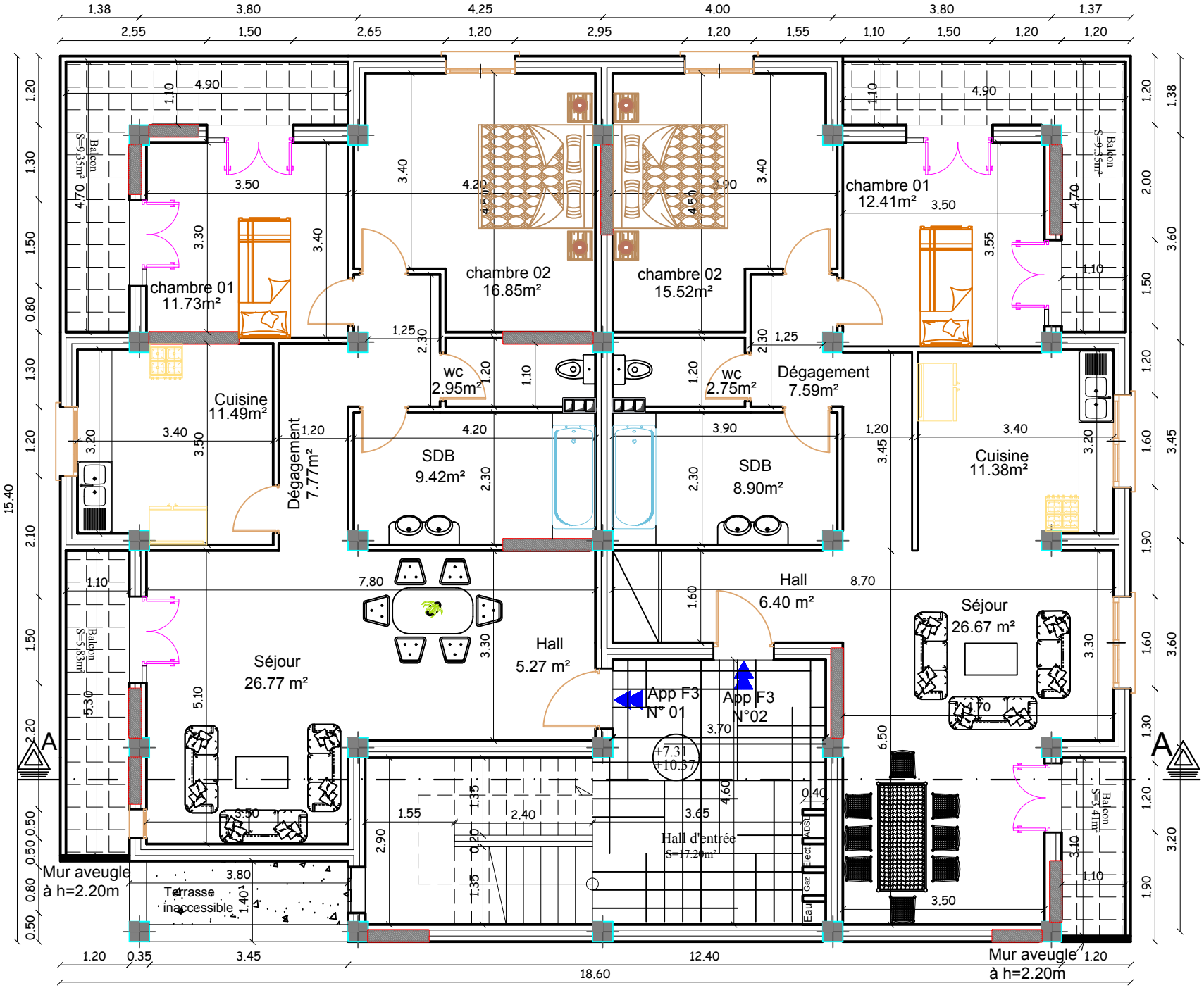
PLAN DU SOUS-SOL


16.20
3.80
4.20
4.00
3.80
1.20
2.50
0.60
3.60
0.60
3.40
0.60
3.20
0.50
14.20
3.60
2.30
0.60
3.40
2.80
0.60
3.60
2.30
2.00
3.20
1.90
0.50
Local 01
S=27.77m²
3.55
8.05
Local 02
S=25.24m²
3.20
10.65
Local 03
S=25.93m²
3.30
Local 04
S=46.50m²
3.80
13.85
Local 05
S=48.87m²
13.85
A
A
5.30
Hall d'entrée
S=15.77m²
+-0.00
2.90
Entrée
2.40
1.30
1.50
2.80
1.40
2.30
3.50
ADSL
Elect
Gaz
Eau

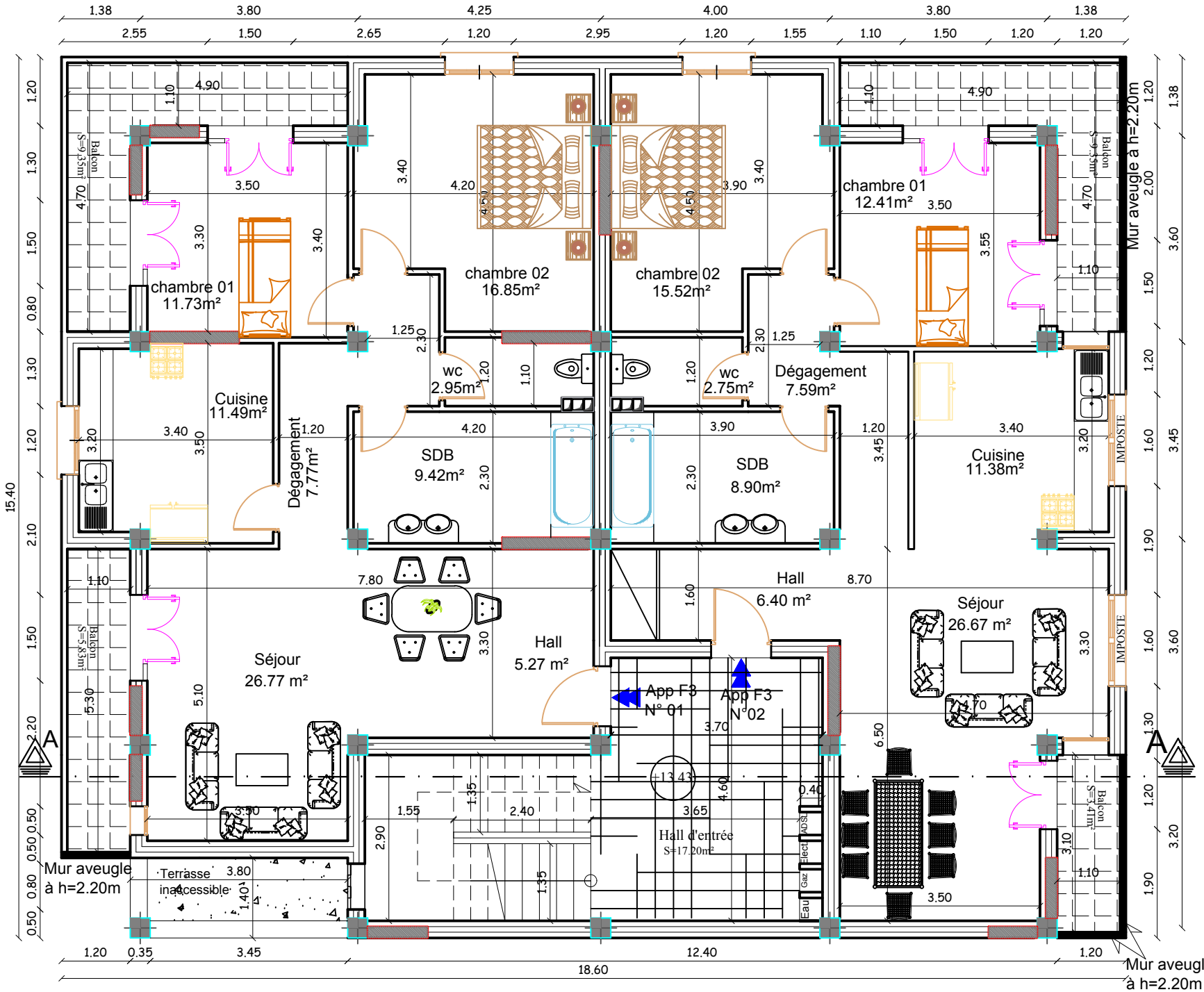
PLAN DU RDC



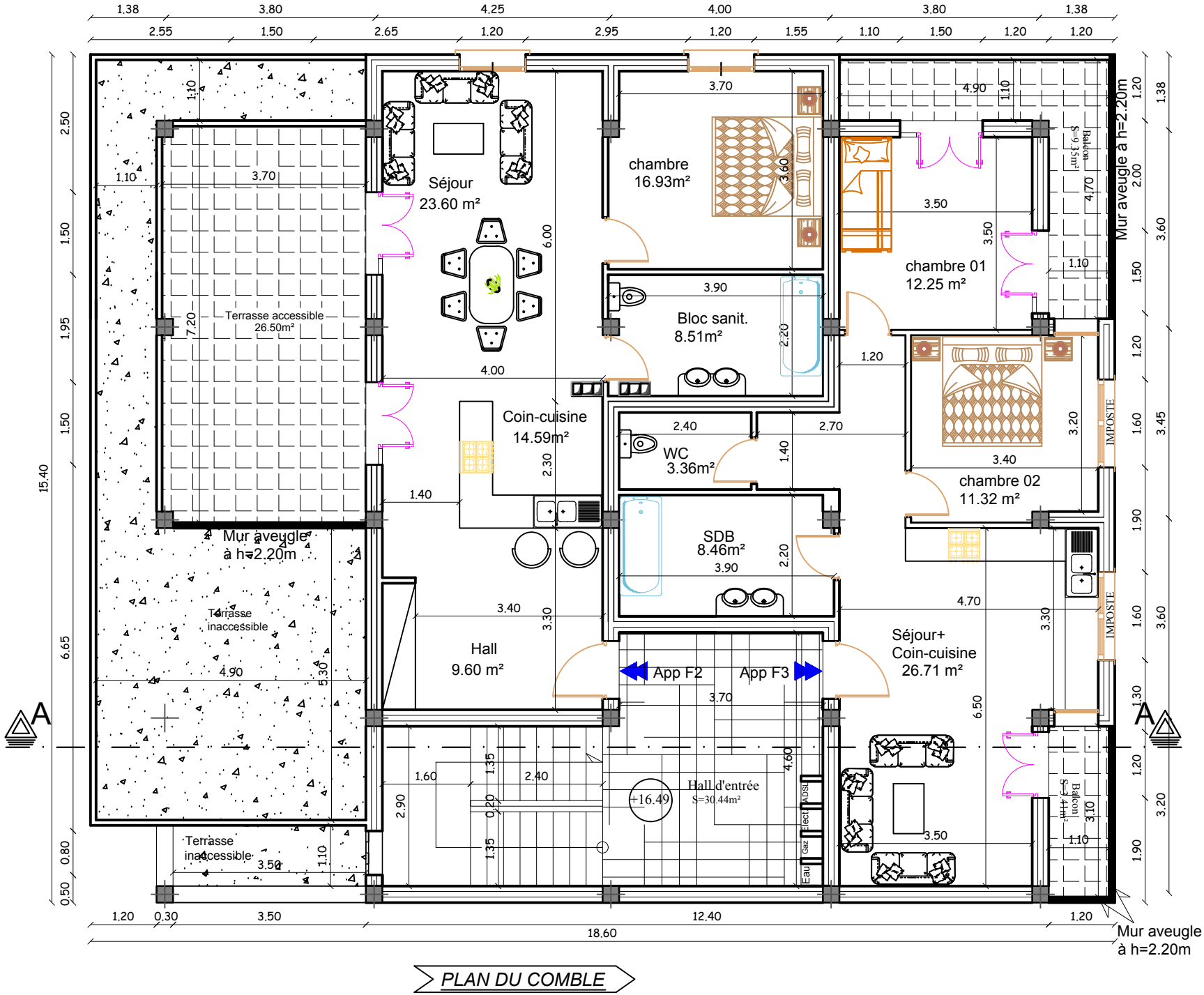
PLAN DU 1er ETAGE



PLAN DU 2ème et 3 ème ETAGE



PLAN DU 4ème ETAGE



PLAN DU COMBLE